



Rôle de la couche intermédiaire dans le potentiel de la voie ferrée

Nicolas Calon

► To cite this version:

Nicolas Calon. Rôle de la couche intermédiaire dans le potentiel de la voie ferrée. Matériaux composites et construction. Université Paris-Est, 2016. Français. NNT : 2016PESC1097 . tel-01459154

HAL Id: tel-01459154

<https://pastel.hal.science/tel-01459154>

Submitted on 7 Feb 2017

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

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



UNIVERSITÉ —
— PARIS-EST



Thèse présentée pour obtenir le grade de

Docteur de l'Université Paris-Est

Spécialité : Géotechnique

par

Nicolas Calon

Ecole Doctorale : SCIENCES, INGENIERIE ET ENVIRONNEMENT

Rôle de la couche intermédiaire dans le potentiel de la voie ferrée

Thèse soutenue le 08 Juin 2016

JURY

Prof. Antonio Gomes Correia	Rapporteur	University of Minho
Prof. Pierre Breul	Rapporteur	Université Blaise Pascal - Clermont II
M. Vincent Maumy	Examineur	SNCF Réseau
Prof. Patrice Aknin	Examineur	SNCF
Dr. Gilles Saussine	Examineur	SNCF Réseau
Dr. Pierre-Etienne Gautier	Examineur	Systra
Prof. Yu-Jun Cui	Directeur de thèse	Ecole des Ponts ParisTech

Invités :

M. Alain Robinet ; M. Mohsen Hosseingholian

REMERCIEMENTS

Il y a cinq ans, presque jour pour jour j'étais dans la même situation, c'est-à-dire, mettre un point final à mon mémoire d'ingénieur CNAM en terminant par la page des remerciements. A l'époque, je terminais cet exercice en remerciant tout particulièrement ma femme et mon fils de leur patience durant ces années.

C'est donc tout naturellement que mes premiers remerciements leur sont adressés. Merci à toi TiFlo d'avoir accepté que je replonge dans les études pour réaliser cette thèse. Comme toujours ton soutien a été présent, et tu étais là pour me conseiller et relire ce mémoire qui ne te passionne guère. Pour tout cela et plus encore, je t'en remercie mille fois. J'espère que tu n'es pas déçu du résultat. Merci à toi aussi, mon petit zozo (bien que tu ne sois plus si petit) pour ta présence à ma soutenance, je sais que tu préférerais être à faire du foot avec tes copains donc un grand merci. Merci aussi de m'avoir prêté ton bureau quelques dimanches pour que je puisse finaliser ce travail.

Cette thèse sur travaux a pu se réaliser car trois brillants docteurs ont étudié cette couche intermédiaire avant moi. C'est donc l'occasion pour moi de vous remercier Nam, Vinh et Paco, car vous avez contribué en partie à ce mémoire. Merci également pour toutes les discussions que nous avons eues durant vos travaux. Chacune de ces rencontres a été enrichissante. J'en profite également pour saluer Neng, Diego, Octavio (merci pour ton aide Pythonique) futurs docteurs dans le domaine de la chimie de l'eau ou des produits bitumineux qui m'ont eux aussi ouvert à de nouvelles techniques et domaines scientifiques. Apprendre avec vous a été un plaisir.

Merci au Professeur Yu-Jun Cui d'avoir accepté d'être mon directeur de thèse, mais aussi, et surtout pour les années que nous avons passé à travailler sur le sujet de la couche intermédiaire. J'ai apprécié travailler avec toi, Jean Claude Dupla, Jean Canou et Anh Minh Tang ; vous formez une très bonne équipe complémentaire où tous les avis sont écoutés et discutés.

Merci aux historiques du département LVE (Cicely, Mathilde, Mathieu, Nicolas, Serge, Nam, Fati) qui m'ont accompagné lors de ma formation de BTS, d'ingénieur CNAM et aujourd'hui pour ce travail. Vos conseils, formations et votre patience m'ont été précieux. Enfin, un merci particulier à Serge et Jean qui ont eu la lourde tâche de m'accueillir dans leur section et qui m'ont transmis le goût d'apprendre. Un grand merci à toi patron (Alain) pour m'avoir poussé au CNAM et transmis une partie de ton savoir. Merci également à toi, Gilles, de m'avoir accompagné dans cette dernière étape de mémoire et m'avoir poussé dans mes retranchements, je pense que le résultat de ce travail a été bonifié grâce à ton exigence.

Je tiens à exprimer toute ma gratitude aux membres du jury qui me font l'honneur de juger ce travail. Je remercie vivement mes deux rapporteurs, Monsieur Antonio Gomes Correia, Professeur à l'University of Minho et Monsieur Pierre Breul, Professeur à l'Université Blaise Pascal - Clermont II, qui ont pris le temps d'examiner mon travail et d'apporter des critiques constructives. Mes remerciements également à Pierre-Etienne Gautier de Systra et messieurs Vincent Maumy, Gilles Saussine et Patrice Aknin de la SNCF pour avoir accepté de participer à ce jury.

Je ne peux terminer ce mémoire sans remercier les TONTONS, et surtout dire un grand merci à ma famille. Merci à vous parents, à toi ma p'tite soeurette, à mes grands-parents, oncles et tantes, cousins cousines pour tout ce qui est passé et ce qui est à venir. Je vous embrasse.

Enfin je terminerai ces remerciements comme je les ai commencés en remerciant ma femme et mon fils et en les embrassant tendrement.

Mes pensées vont à mon pépé Jean, ma mémé jojo, ma tata Lulu et Jean-Pierre. J'aurai aimé vous avoir auprès de moi en ce jour. Je vous embrasse fort, je vous aime.

RESUME

La présente thèse sur travaux a pour objectif de montrer l'influence de la couche intermédiaire dans le comportement de la voie ferrée. Par analogie, la couche intermédiaire peut être assimilée à la sous-couche sur les lignes ferroviaires récentes. Elle est présente sur les lignes classiques construites depuis le début du réseau ferroviaire français au milieu du XIX^{ème} siècle. Cette couche est située sous le ballast et contribue à la stabilité de la voie. Elle s'est formée au cours du temps par l'interpénétration entre le ballast et le sol support. Sa densification a été obtenue par le passage des circulations durant près de 150 ans. Le présent travail s'appuie sur trois thèses réalisées au cours de la dernière décennie. Ces recherches réalisées par Trinh (2011), Duong (2013) et Lamas-Lopez (2016) ont permis de mieux appréhender le comportement de cette couche en étudiant respectivement le comportement hydromécanique d'une couche saine ; le mécanisme de création et dégradation de la couche intermédiaire ; et enfin son comportement dynamique.

Sur la base de ces travaux, en se basant sur les approches de dimensionnement des structures développées dans le domaine routier et sur les données de maintenance des voies ferrées de groupes 3 et 4, on a pu développer une nouvelle approche de dimensionnement permettant la prise en compte de la couche intermédiaire dans le bon fonctionnement de la voie ferrée. Une méthodologie d'analyse du comportement de la voie est ainsi développée permettant de prescrire les « justes travaux » (RVB, relevage, assainissement...) afin d'atteindre les objectifs de performance visés.

Mots clés : Ferroviaire, plateforme, couche intermédiaire, dimensionnement, effort de maintenance, renouvellement de voie

ABSTRACT

The aim of this PhD thesis is to show the influence of the interlayer in the behaviour of the rail track. By analogy, the interlayer can be comparable with the sub-ballast layer on the high speed lines. It is present on the conventional lines built since the beginning of the French railway network in the middle of the 19th century. This layer is located under the ballast and contributes to the stability of the rail track. It was formed over time by the interpenetration between the ballast and the ground support. Its density was obtained by the passage of trains for almost 150 years. This work is based on three PhD theses carried out over the past decade. The research conducted by Trinh (2011), Duong (2013) and Lamas-Lopez (2016) has allowed a better understanding of the behaviour of this layer by respectively studying the hydraulic behaviour of a good layer; the creation mechanism of and degradation of the interlayer; and finally its dynamic behaviour.

On the basis of this work and on approaches of sizing structures developed in roads, and on the data of maintenance of railways of UIC 3 and 4, we can develop a new approach to sizing by taking into account the role of the interlayer in the performance of the rail track. A method of analysis of the behaviour of the rail track has been developed to prescribe "good job" (track renewal, lifting, drainage...) in order to achieve the performance objectives.

Key words : railway platform, interlayer, sizing, effort of maintenance, renewal of rail track

PREFACE

L'objectif de la thèse sur travaux est de compiler et synthétiser les travaux de recherche encadrés au cours de son exercice professionnel. Si cet objectif défini par l'Université de Paris-Est permet d'aboutir un titre de docteur, il ne peut être considéré, selon moi, comme une fin en soi, car il n'apporte pas de plus-value aux travaux déjà réalisés.

Dans le cadre de cette thèse dont le titre est « Le rôle de la couche intermédiaire dans le potentiel de la voie ferrée », je souhaite compléter les travaux académiques réalisés par (Trinh, Duong, Lamas-Lopez) par une analyse industrielle. Deux de ces thèses ont été réalisées sous convention CIFRE (Trinh, Lamas-Lopez) pour lesquelles j'occupais la fonction de responsable industriel. L'enjeu pour moi dans l'encadrement de ces travaux a toujours été de veiller à ce que les travaux scientifiques réalisés permettent une avancée dans la recherche scientifique, mais aussi que celle-ci soit exploitable par l'industriel. Ainsi, durant ces différentes thèses, je me suis attaché à orienter les travaux en donnant ma vision d'industriel, en donnant accès à des sites expérimentaux sur le réseau ferré national, et enfin en questionnant mes homologues académiques sur les finalités de certaines expériences.

Ainsi, l'objectif de ces travaux de thèse est de mettre en cohérence ces différentes recherches et de pointer le rôle de la couche intermédiaire dans le fonctionnement du système ferroviaire, dans le but d'améliorer la prise en compte des caractéristiques de la plateforme dans le cadre d'études de régénération et/ou modernisation.

Aussi au cours de cette dernière décennie, il m'a été donné l'occasion de contribuer ou rédiger plusieurs communications et articles, dont les principaux sont repris ci-dessous :

Articles dans des revues nationales et internationales :

- Calon N., Robinet A., Dubost J., Guibert C. 2014. Réfection de la plate-forme ferroviaire du tunnel du livernan. Revue Générale des Chemins de Fer. N°234, p.16-26.
- Calon N., Robinet A., Costa d'Aguiar S., Mosser JF. 2015. Renforcement de plates-formes ferroviaires par colonnes de « soil-mixing » réalisées sans enlever la voie. Revue Générale des Chemins de Fer. N°254, p.20-26.
- Trinh V.N., Tang A.M., Cui Y.J., Dupla J.C., Canou J., Calon N., Lambert L., Robinet A., Schoen O. 2011. Caractérisation des matériaux constitutifs de plate-forme ferroviaire ancienne. Revue Française de Géotechnique (134-135):65–74 (In French).
- Trinh V.N., Tang A.M., Cui Y.J., Dupla J.C., Canou J., Calon N., Lambert L., Robinet A., Schoen O. 2012. Mechanical characterisation of the fouled ballast in ancient railway track substructure by large-scale triaxial tests. Soils and foundations 52(3), 511-523.

- Duong T.V., Trinh V.N., Cui Y.J., Tang A.M., Calon N. 2013. Development of a large-scale infiltration column for studying the hydraulic conductivity of unsaturated fouled ballast. *Geotechnical Testing Journal* 36(1), 54-63.
- Cui Y.J., Duong T.V., Tang A.M., Dupla J.C., Calon N. and Robinet A. 2013. Investigation of the hydro-mechanical behaviour of fouled ballast. *Journal of Zhejiang University-SCIENCE A (Applied Physics & Engineering)* 14(4), 244-255.
- Duong T.V, Tang A.M., Cui Y.J., Trinh V.N., Dupla J.C, Calon N., Canou J., Robinet A. 2013. Effects of fines and water contents on the mechanical behavior of interlayer soil in ancient railway sub-structure. *Soils and Foundations* 53(6), 868-878.
- Duong T.V, Cui Y.J., Tang A.M., Dupla J.C, Calon N., Canou J., Robinet A. 2014. Investigating the mud pumping and interlayer creation phenomena in railway sub-structure. *Engineering Geology* 171, 45-58.
- Duong T.V, Cui Y.J., Tang A.M., Dupla J-C., Calon. N. 2014. Effect of fine particles on the hydraulic behavior of interlayer soil in railway substructure. *Canadian Geotechnical Journal* 51(7), 735-746.
- Duong T.V., Cui Y.J., Tang A.M., Dupla J.C., Canou J., Calon N., Robinet A., CHABOT B., DE LAURE E. 2014 A physical model for studying the migration of fine particles in railway sub-structure. *Geotechnical Testing Journal* 37(5), 1-12.
- Cui Y.J, Lamas-Lopez F., Trinh V.N., Calon N., Costa D'Aguiar S., Dupla J.C., Tang A.M., Canou J., Robinet A. 2014. Investigation of interlayer soil behaviour by field monitoring. *Transportation Geotechnics* 1(3), 91-105.
- Duong T.V, Cui Y.J., Tang A.M., Calon N., Robinet A. 2015. Assessment of conventional French railway sub-structure: a case study. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment* 74(1), 259-270.

Communications à des congrès

- Benz-Navarrete M.A., Escobar E., Haddani Y., Gourves R., Costa D'Aguiar S., Calon N. 2014. Determination of Soil Dynamic Parameters by the Panda 3®: Railways Platform Case. *Railways* 2014.

- Calon N., Trinh V.N., Tang A.M., Cui Y.J., Dupla J.C., Canou J., Lambert L., Robinet A., Schoen O. 2010. Caractérisation hydromécanique des matériaux constitutifs de plateformes ferroviaires anciennes. Conférence JNGG2010, Grenoble, France, pp. 787–794 (In French).
- Calon N., Robinet A. 2011. Improvement of railway platforms by column of soil mixing. WCRR 2011.
- Calon N., Lambert L., Robinet A., Trinh V.N., Tang A.M., Cui Y.J., Dupla J.C., Canou J., Schoen O. 2011. Mechanical characterisation of the blanket layer in old railway trackbeds. Railways engineering 2011.
- Calon N., Trinh V.N., Tang A.M., Cui Y.J., Dupla J.C., Canou J., Lambert L., Schoen O. 2010. Caractérisation hydromécanique des matériaux constitutifs de plateformes ferroviaires anciennes. JNGG2010, Grenoble, 787-794.
- Calon N., Robinet A., Mosser J.F., Reiffsteck Ph., Guilloux A., Cui Y.J. 2011. Amélioration de plates-formes ferroviaires par colonnes de soil mixing. Int. Symposium on railway geotechnical engineering (GEORAIL 2011). IFSTTAR, 203-209.
- Calon N., Robinet A., Costa D'Aguiar S., Briançon L., Cojean C. 2012. Laboratory tests on a ballasted rail track reinforced by geosynthetics. Transportation geotechnics 2012.
- Calon N., Robinet A., Costa D'Aguiar S., Briançon L., Cojean C., Mosser JF. 2013. Railways platforms reinforced by soil-mixing columns without track removing. Conférence modiale de mécanique des sols 2013.
- Calon N., Robinet A., LE V.C., Costa D'Aguiar S., Briançon L., Dupla J.C., Mosser JF. 2013. Improvement of railroad plateformes by column of soil mixing. TERDOUEST 2013.
- Calon N., Robinet A., LE V.C., Costa D'Aguiar S., Briançon L., Dupla J.C., Canou J., Mosser JF. 2013. Platform improvement by soil mixing columns. WCRR 2013.
- Calon N., Robinet A., Trinh V.N. 2014. Trackbed evolution on the French railtracks network. Railways 2014.
- Duong T.V., Tang A.M., Cui Y.J., Calon. N., Robinet A., Dupla J.C., Canou, J. 2012. Unsaturated hydraulic properties of fine particles of fouled ballast layer from an ancient railway track bed, Vol. 2, 283-289, Springer (Editors: Mancuso C., Jommi C. and D'Onza F.), Naples, Italy.

- Duong T.V., Tang A.M., Cui Y.J., Calon N., Robinet A., Dupla J.C., Canou, J. 2014. Mechanical Behavior of Interlayer Soil in Ancient Railway Sub-Structure. Railways 2014.
- Lamas-Lopez F., Alves-Fernandes V., Cui Y.J., Costa D'Aguiar S., Calon N., Canou J., Dupla J.C., Tang A.M., Robinet A. 2014. Assessment of the Double Integration Method using Accelerometers Data for Conventional Railway Platforms. Railways 2014.
- Lamas-Lopez F., Cui Y.J., Canou J., Dupla J.C., Tang A.M., Costa D'Aguiar S., Calon N., Robinet A. 2014. Increasing Loading Frequency: Effects on Railway Platform Materials. Railways 2014.
- Moulin M.A., Bochaton G. and Calon N. Analysis of Hydraulic System Response for Works Optimisation on Conventional Railways. Railways 2014.
- Ramirez Cardona D., Di Benedetto H., Sauzeat C., Nguyen Q.T., Calon N., Robinet A. 2014. Linear Thermo-Viscoelastic Behaviour of Bituminous Mixtures used for Railway Trackbeds. Railways 2014.
- Trinh V.N., Tang A.M., Cui Y.J., Dupla J.C., Canou J., Calon N., Robinet A., Lambert L., Schoen O. 2010. Calibration of Smart Irrigation Sensor (SIS-UMS) for the blanket layer soil from old railway lines. Unsaturated Soils. Eds. Alonso & Gens, CRC Press/Balkema, 739- 744.
- Trinh V.N., Tang A.M., Cui Y.J., Dupla J.C., Canou J., Calon N., Robinet A., Lambert L., Schoen O. 2010. Unsaturated hydraulic properties of fine-grained soil from the blanket layer of old railway lines in France. Unsaturated Soils. Eds. Alonso & Gens, CRC Press/Balkema, 501-507.
- Trinh V.N., Calon N., Tang A.M., Cui Y.J., Dupla J.C., Canou J., Robinet A., Lambert L., Schoen O. 2011. Caractérisation hydromécanique des matériaux constitutifs de plates-formes ferroviaires anciennes. Int. Symposium on railway geotechnical engineering (GEORAIL 2011). IFSTTAR, 377-387.

TABLE DES MATIERES

Introduction	1
I. La voie ferrée : Contexte général.....	4
A. Contexte général	8
1. Historique du réseau	8
2. Les structures d'assise existantes.....	12
B. Les critères de maintenance de la voie ferrée :.....	15
1. Les différents types de défauts géométriques de la voie et leurs contrôles.....	15
2. Les défauts d'armement.....	22
3. Les défauts de plateforme :.....	23
4. La cotation des efforts de maintenance.....	25
5. Inventaire des défauts affectant la voie ferrée.....	27
6. Caractérisation du Réseau Ferré National	30
C. Etude de cas : Niort – La Rochelle	35
1. Outils de diagnostic de l'état de la plateforme	36
D. Synthèse.....	48
II. La plateforme : support a la voie ferrée	49
A. Les bases du dimensionnement	49
1. La classification des sols et de l'arase terrassement.....	50
2. Le dimensionnement des structures ferroviaires	56
3. Le dimensionnement routier.....	65
4. Discussion.....	68
B. Caractérisation de la couche intermédiaire.....	69
C. Synthèse.....	75
III. La genèse de la couche intermédiaire	77
A. La dégradation du ballast	77
1. Les ballasts utilisés au cours du temps	77
2. L'impact des circulations et du bourrage sur la dégradation du ballast	78
3. Analyses minéralogiques	84

4.	Conclusion	86
B.	Influence du sol support sur le mécanisme de création de la couche intermédiaire	86
1.	Mécanisme de création de la couche intermédiaire	87
2.	Analyse du comportement à l'état non saturé	89
3.	Analyse du comportement à l'état saturé	91
4.	Conclusion	96
C.	Synthèse et conclusion.....	98
IV.	Le comportement hydro-mécanique de la couche intermédiaire	101
A.	Etude du comportement hydraulique	101
1.	Le rôle de l'eau dans le comportement mécanique des sols non saturés	101
2.	Conductivité hydraulique de la couche intermédiaire	103
3.	Influence des particules fines sur la conductivité hydraulique	111
B.	Etude du comportement mécanique	113
1.	Les essais triaxiaux cycliques	113
C.	Analyse du comportement à la fatigue de la couche intermédiaire.....	126
1.	Modélisation des déformations de la couche intermédiaire	129
2.	Critères de l'état limite.....	131
D.	Analyse in situ du comportement de la couche intermédiaire	136
E.	Discussion	141
V.	Influence des circulations sur le comportement de la couche intermédiaire	144
A.	La campagne expérimentale in situ	144
1.	Sélection du site d'essai.....	144
2.	Caractérisation du site de Vierzon et mise en œuvre des capteurs	146
3.	Influence des circulations sur le comportement de la couche intermédiaire.....	151
B.	Essais de laboratoire : prise en compte de l'amplification de sollicitation	167
C.	Prise en compte des modifications de trafic dans le dimensionnement de la voie ferrée ...	173
1.	Prise en compte des circulations dans le dimensionnement de la voie	173
2.	Influence des charges à l'essieu dans le dimensionnement de la couche intermédiaire	176
D.	Discussion	180
VI.	Vers une nouvelle approche de dimensionnement des structures d'assise ferroviaires	182
A.	Analyse du comportement mécanique de la couche intermédiaire.....	182

1. Approche de dimensionnement Alizé	183
B. Analyse des données de géométrie de la voie.	197
1. Détermination de la loi théorique	197
2. Analyse de la qualité d'un tronçon de voie	208
3. Conclusion	213
C. Analyse technico économique des travaux à réaliser	213
1. Etat des lieux des linéaires bourrés sur les voies renouvelées	214
2. Effet des travaux de voie : le relevage	215
3. Impact de l'assainissement sur la pérennité des travaux : travaux connexes	218
4. Effet de l'épaisseur de la structure d'assise sur la tenue de la voie	220
D. Discussion	220
VII. Conclusions et perspectives	224
Références	230

INTRODUCTION

Aujourd'hui, le réseau ferroviaire exploité en France compte environ 29 100 km de voies anciennes dites « lignes classiques » et 2 020 km de Lignes à Grande Vitesse (LGV). Le Groupe Public Ferroviaire (GPF – Fusion de RFF et SNCF) doit garantir un service efficace et parfaitement sûr de ce réseau tout en faisant face d'une part, à une demande croissante en capacité de charge (charge sur essieu et fréquence des trains) et d'autre part, à une exigence de maîtrise des coûts de fonctionnement. Suite aux engagements du contrat de performance État — RFF (audit de l'École Polytechnique Fédérale de Lausanne, 2008-2012), le GPF est amené à accroître le taux annuel de renouvellement pour passer de 400 km/an à près de 1 000 km/an (2016 – dont 550 km traité par suite rapide). Cette modernisation du réseau doit également être accompagnée d'une réduction de 15 % en euros du coût moyen du km de renouvellement des voies sur lignes classiques. Une étude récente menée sur un échantillon de voies renouvelées a montré que la fondation (plateforme) de la voie pouvait être à « l'origine » de dysfonctionnements sur 5 % du linéaire venant d'être renouvelé. Comme le coût de renouvellement d'un kilomètre de voie (ballast, traverse et rail) est d'environ un million d'euros, il est important d'être en capacité de fiabiliser ces travaux afin de rentabiliser l'investissement (cela sans prendre en compte le coût ultérieur de maintenance (bourrage)).

La connaissance de la qualité de la structure d'assise et sa capacité à accepter un chargement donné (identique, augmentation de la charge à l'essieu et/ou de la vitesse) est primordiale pour fiabiliser les opérations de Renouvellement de Voie et Ballast. L'objectif de cette thèse sur travaux est de déterminer « le rôle de la couche intermédiaire dans le potentiel de la voie ferrée ». Pour cela, je m'appuierai sur les travaux de thèses de messieurs Trinh (2011), Duong (2013), Lamas-Lopez (2016) afin de décrire le comportement hydromécanique de la couche intermédiaire. En effet leur travaux ont permis de mettre en lumière les aspects suivant dans le fonctionnement de la couche intermédiaire :

- Trinh (2011) a étudié le comportement hydromécanique de la couche intermédiaire. L'objectif de sa thèse était de caractériser une couche intermédiaire, que l'on rencontre sur les lignes classiques françaises, ne présentant pas de défaut mécanique (portance). Ces travaux ont consisté, dans un premier temps, en la caractérisation d'un matériau de couche intermédiaire prélevé sur une ligne située dans l'Est de la France sur la commune de Sénissiat ; puis dans un second temps, en l'étude du comportement hydro-dynamique du matériau.

Cette thèse a permis de procéder à une identification du matériau de couche intermédiaire pour mieux comprendre son origine et son comportement. Ces essais ont mis en évidence que la couche intermédiaire contenait pour moitié (42/48 %) des éléments de granulométrie assimilable au ballast, une grande part de produit de dégradation (36/42 %) et 16 % de fines. De plus, on a mis en avant qu'une partie des fines contenues dans la couche intermédiaire provenait du sol support, classé A2 d'après la réalisation d'analyses GTR. Ces deux facteurs indiquent que la couche intermédiaire s'est formée par interpénétration entre le ballast et le sol support. Quant aux densités mesurées, on a pu établir en laboratoire que la densité obtenue in situ est comparable à la valeur de densité de compactage demandée lors de chantier à savoir q_1 (100% de l'OPM). Enfin ces travaux ont confirmé que la couche intermédiaire remplit les fonctions essentielles qui incombent à la sous-couche sur les voies nouvelles à savoir : assurer la filtration/drainage du sol support vis-à-vis de la plateforme ; protéger le sol support et garantir une meilleure répartition des charges transmises.

- Duong (2013) a réalisé une étude sur le comportement de la couche intermédiaire en faisant varier les paramètres de teneur en eau et de la teneur en fines au sein de massif de sol testé et de déterminer l'impact de ces variables sur le comportement du sol. Cette thèse s'est déroulée en trois parties. La première a consisté en une analyse des défauts de voie sur l'ensemble du réseau pour déterminer l'impact des problèmes de plateforme sur la géométrie de la voie. Cette analyse s'est également basée sur l'étude d'un tronçon de ligne situé dans l'Ouest de la France ayant fait l'objet d'un renouvellement de voie et étant à nouveau sujet à des défauts de géométrie. Puis, Duong a poursuivi les travaux de Trinh sur l'étude du comportement mécanique de la couche intermédiaire, en faisant varier la teneur en fines du milieu et la teneur en eau. En parallèle, la conductivité du milieu a également été analysée en augmentant la quantité de fines. Enfin, Duong a étudié le mécanisme de formation de la couche intermédiaire et le processus mécanique qui gouverne le phénomène de remontée de fines.

- Lamas-Lopez (2016) a réalisé des travaux sur l'effet de la vitesse sur le comportement de la structure d'assise. Pour ce faire, il s'est appuyé sur une instrumentation in-situ près de Vierzon (centre de la France), sur une campagne d'essais réalisée à l'aide d'un train d'essai de l'Agence d'Essai Ferroviaire (AEF) et sur des essais de laboratoire. Les essais réalisés in-situ, ainsi que les trains commerciaux circulant sur le site, ont permis d'obtenir un grand nombre d'informations sur le comportement d'une structure de voie ferrée sollicitée par des convois différents en termes de masse à l'essieu et de vitesse. Les essais de laboratoire avaient pour objectif de solliciter un échantillon de couche intermédiaire témoin à différentes conditions (teneur

en eau, confinement...) et de relier le comportement de ce matériau modèle avec celui observé sur le site de Vierzon.

Les travaux réalisés jusqu'à présent ont mis en évidence le fonctionnement intrinsèque de la couche intermédiaire par le biais d'analyses de laboratoire et d'essais in-situ. Cependant, la relation entre le comportement mécanique et celui de la voie ferrée n'avait pu être étudiée dans les travaux de thèse précédemment réalisés. Afin de répondre à cette interrogation qui est de connaître le rôle de la couche intermédiaire, mais au-delà de la structure d'assise, dans le comportement de la voie ferrée, je présenterai dans un premier temps un état des lieux de la voie ferrée en décrivant sa constitution, la méthodologie d'évaluation de sa qualité et enfin en présentant un cas d'étude. Dans un second temps, je m'attacherai à présenter les méthodes de dimensionnement des structures d'assise appliquées à la voie ferrée, ainsi que la constitution de la couche intermédiaire. La partie centrale de ce mémoire présentera le processus de formation de la couche intermédiaire, son fonctionnement hydromécanique, et enfin le comportement de celle-ci face à des sollicitations hétérogènes (masse et/ou vitesse). Enfin, je proposerai une nouvelle approche de dimensionnement de la structure d'assise en prenant en compte le potentiel mécanique de la couche intermédiaire dans un environnement donné afin d'être en capacité de déterminer si les travaux de RVB nécessitent la réfection des structures d'assise afin de rendre pérenne les travaux de voie. Nous entendons ici par pérenne le fait que durant la durée de vie théorique des travaux (40 ans pour la voie) il n'y ait pas d'effort de maintenance plus important que ce que la théorie requière. Pour cela l'approche s'appuiera sur l'utilisation de nouveaux outils de caractérisation de la structure d'assise (géoradar et panda/endoscope) développés au cours de la dernière décennie pour une application ferroviaire dont les investigations sont réalisés préalablement aux travaux de renouvellement de voie, sur une approche mécanique permettant de déterminer le module élastique nécessaire à la couche intermédiaire (en fonction de son épaisseur) pour reprendre un chargement donnée, et sur une étude statistique de l'effort de maintenance moyen sur les lignes UIC 3 & 4. Enfin, pour conclure ces travaux afin d'avoir une approche globale du problème et notamment l'impact des travaux de réfection de structure d'assise sur l'exploitation commerciale des tronçons, je présenterai des solutions permettant d'optimiser l'investissement et de s'assurer de la pérennité des travaux.

I. LA VOIE FERREE : CONTEXTE GENERAL

En préambule à ce chapitre, il convient de présenter la voie ferrée et les constituants qui la composent, afin d'introduire les thèmes abordés dans le cadre de ce mémoire. Selon Alias (1984), une voie ferrée est constituée d'un assemblage de composants, qui transmettent la charge dynamique à la plateforme. La voie supporte les efforts transversaux, longitudinaux et verticaux liés aux circulations (Figure I.1).

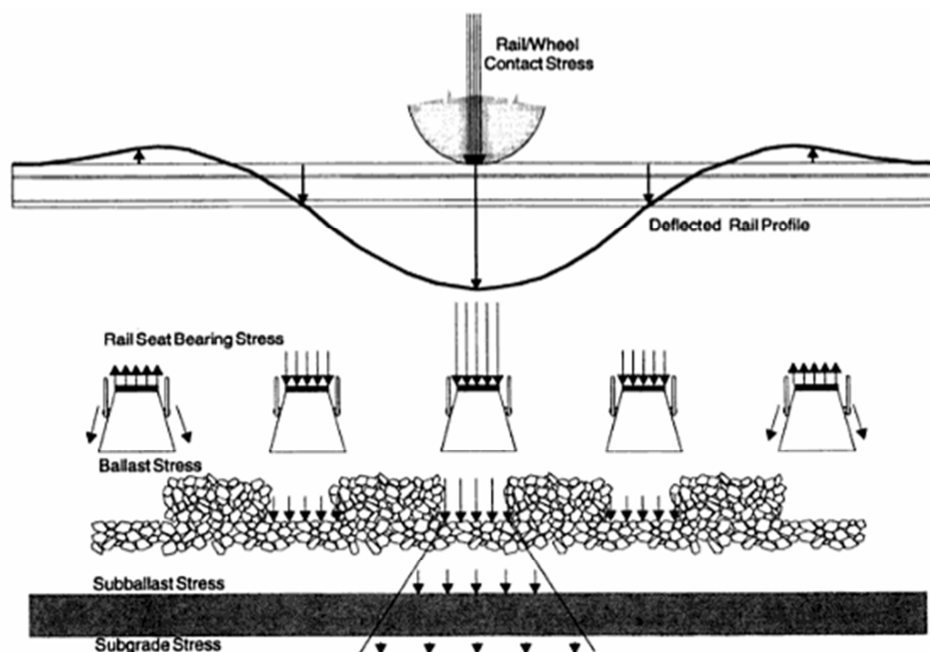


Figure I.1 : Distribution de la charge du train sur la plateforme ferroviaire (Selig & Waters, 1994)

Sous l'appellation « voie », on distingue d'une part, l'armement (Figure I.2), constitué des rails, des semelles, des attaches et des traverses et d'autre part le ballast. L'ensemble repose sur une ou plusieurs couches granulaires formant, avec le ballast, la structure d'assise (Figure I.4).

Chaque constituant de l'armement joue un rôle spécifique dans la stabilité de la voie :

Le rail : il assure le support vertical des roues des véhicules et guide celles-ci dans le sens transversal. Il est soumis à divers types de sollicitations : charges statiques et dynamiques ; chocs se produisant au franchissement des joints ou de défauts géométriques ; efforts longitudinaux provoqués par des accélérations ou des freinages ; efforts thermiques.

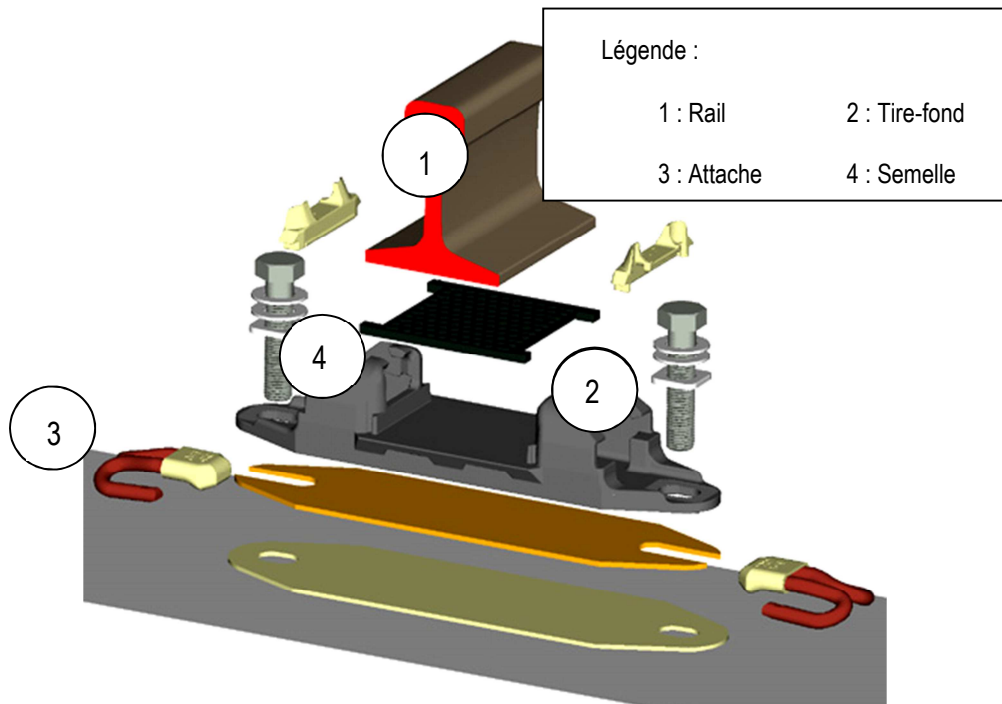


Figure I.2 : Eclaté de voie (armement hors traverse)

Le rail est fixé sur les blochets (Figure I.3) des traverses par l'intermédiaire des attaches.

Les attaches rail-traverse : elles permettent la fixation du rail sur la traverse par l'intermédiaire du tire-fond. Elles assurent à la fois une élasticité dans les sens vertical et horizontal. Une semelle d'élastomère cannelée de 9 mm d'épaisseur est posée entre le rail et la traverse afin d'assurer l'absorption des vibrations dans le rail.

Les traverses : La transmission des efforts entre le rail et le ballast se fait par cette pièce qui assure en même temps le maintien de l'écartement, la transmission des charges dynamiques et statiques du rail au ballast ; ainsi que le maintien d'une inclinaison du rail au 1/20^{ème}. Dernièrement, de nouveaux produits appelés Under Sleeper Pad (USP) ont été développés. Ces USP, mis en sous face des traverses, permettent d'augmenter la surface de contact entre la traverse et le ballast et ainsi mieux diffuser les contraintes au niveau du sol support.

Les traverses peuvent être en bois ou en béton (biblocs ou monoblocs - Figure I.3).



Figure I.3 : Traverses bibloc et monobloc (Consolis – Sateba)

Le ballast : Le ballast, défini par la norme NF EN 13450 (AFNOR, 2003), est un granulat provenant du concassage de roches extraites dans des carrières de pierres dures (granite, diorite, rhyolite, quartzite). Il constitue un élément support de la voie et fait partie de la superstructure. La notion de superstructure définit l'ensemble des composants reposant ou se situant au-dessus de la sous-couche. Ce terme est en opposition à l'infrastructure qui intègre le sol support, la couche de forme et la sous-couche.

Le ballast a un rôle très important dans le comportement de la voie et il remplit les fonctions suivantes :

- transmettre et répartir les efforts à la plateforme dus aux charges statiques et dynamiques des circulations ;
- absorber les vibrations mécaniques et acoustiques ;
- contenir grâce à la résistance au cisaillement les efforts latéraux (circulation en courbe, flambage consécutif de la dilatation des Longs Rails Soudés (L.R.S.) et longitudinaux (accélération, freinage) ;
- drainer les eaux pluviales.
- Protéger le sol support vis-à-vis du gel.

L'armement et le ballast reposent sur des couches granulaires aux fonctions dédiées. Les structures ferroviaires reposent sur la Partie Supérieure des Terrassements, zone supérieure d'environ 1 m d'épaisseur (de terrains en place ou de matériaux rapportés) dont la surface est appelée arase des terrassements. La géométrie de la structure ferroviaire est constituée de haut en bas de :

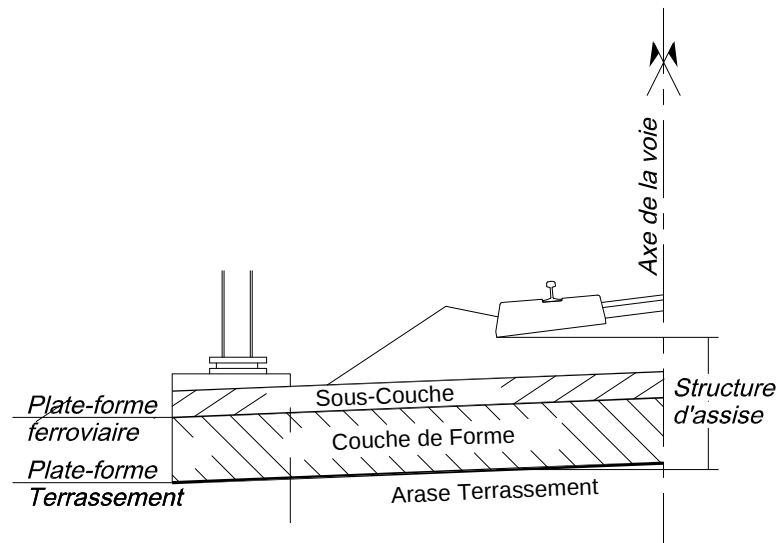


Figure I.4 : Positionnement des plateformes terrassement/ferroviaire sur lignes nouvelles

La sous-couche : Élément de la structure d'assise constitué d'une couche de matériaux grenus bien gradués, insensibles à l'eau et placés sous le ballast. Elle peut comporter à sa base un géotextile de séparation, pour éviter sa contamination par des fines.

La couche de forme : La couche de forme est une couche de sol granulaire permettant d'adapter les caractéristiques aléatoires et dispersées des matériaux de remblai ou du terrain en place. Elle permet ainsi d'obtenir à sa surface des caractéristiques mécaniques homogènes permettant de dimensionner les structures d'assise. Elle contribue par ailleurs à mettre hors gel le sol support et à drainer les eaux d'infiltration vers les systèmes de drainage.

Elle est dite « normale » si le sol en place fait office de couche de forme ou « rapportée » si la structure est constituée de matériaux granulaires rapportés ou par du sol traité.

La structure d'assise assure, vis-à-vis du sol support ou de la plateforme terrassement, la répartition, en complément du ballast et de la traverse, des charges transmises au niveau du sol. De plus, elle permet d'assurer la séparation granulométrique jusqu'au ballast et la protection vis-à-vis du ruissellement des eaux de pluie qui s'infiltreraient à travers le ballast ainsi que la protection, du sol support, contre le gel. Les fonctions allouées à la structure d'assise ont toujours été les mêmes depuis l'origine du chemin de fer en France dans les années 1850, jusqu'à l'avènement des Lignes à Grande Vitesse (LGV) dans les années 1980. Seule sa constitution a évolué en fonction des besoins (vitesse et charge) et des techniques, c'est de cette modification que traitera le chapitre suivant.

A. Contexte général

Actuellement, le réseau exploité en France compte 30 936 km de lignes anciennes dites « lignes classiques » circulant jusqu'à 220 km/h et 2 031 km de lignes à grande vitesse - LGV (chiffres au 16/06/2013). Les plateformes ferroviaires se décomposent en deux catégories :

- La structure de lignes classiques : hétérogènes par leur constitution, et dont la géométrie et les caractéristiques mécaniques restent à ce jour peu connues malgré les recherches menées (Trinh, 2011, Duong 2013).
- La structure de lignes nouvelles : dont la géométrie et les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés sont bien maîtrisées (SNCF, 2006).

1. Historique du réseau

a. L'origine du réseau

Le réseau français tel qu'on le connaît aujourd'hui était pratiquement achevé en 1925 à l'exception de la ligne St Dié – Sélestat (Via Ste Marie aux Mines) qui fut terminée en 1937 (Calon, 2014). Il faudra attendre 1974 pour que l'on recommence à construire de nouvelles lignes ferroviaires en développant dans un premier temps le réseau de banlieue (notamment la ligne de la ville nouvelle d'Evry) puis dans un second temps en développant le réseau à grande vitesse à partir des années 1975 (mise en service de LN 1 Paris-Lyon en 1981).

Peu de documents d'archives font état de la conception des plateformes ferroviaires lors de la création du réseau dans les années 1850 – 1900. Malgré tout, quelques documents subsistent. C'est le cas pour la ligne Gretz – Sezanne qui fut, juste après sa construction, l'objet de nombreuses instabilités de versants. Les travaux de confortement effectués entre 1884 et 1887 montrent la conception, les structures d'assise et les drainages longitudinaux de cette époque (Figure I.5 & Figure I.6).

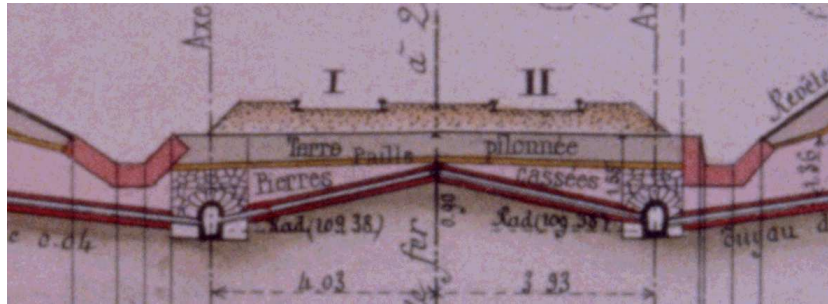


Figure 1.5 : Exemple 1 - Gretz-Sezanne

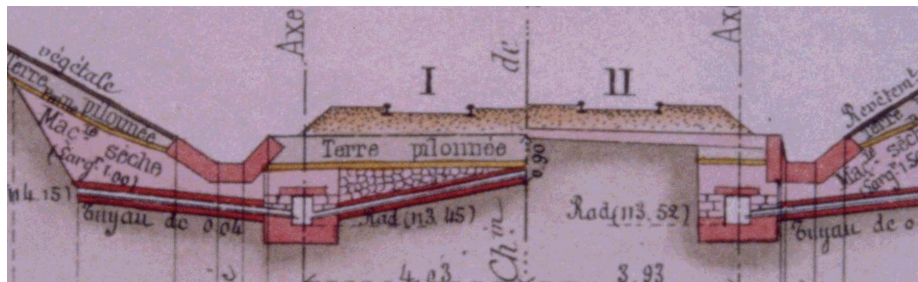


Figure 1.6 : Exemple 2 - Gretz-Sezanne

b. La reconstruction

Au sortir de la Seconde Guerre Mondiale, seuls 18 000 des 42 600 km du réseau étaient épargnés.

Dans un souci « d'industrialisation » du rétablissement du réseau, la reconstruction des assises ferroviaires fut systématisée ; la géométrie adoptée consistait en une sous-couche d'épaisseur moyenne de 0,15 m surmontée par une couche de ballast d'épaisseur constante de 0,20 m.

Suite à ces régénérations (travaux de maintenance consistant en la réalisation d'une nouvelle plateforme), les actions de maintenance sur les voies ferrées ont consisté essentiellement à repérer et remettre en état des zones de « remontée boueuse » ou zones "glaiseuses". Ces zones sont caractérisées par la présence d'une argile saturée par l'eau "emprisonnée" ; cette argile remonte dans le ballast et le contamine de fines.

Dans ce cas, « l'assainissement » consistait à rétablir sous le ballast une couche de sable grossier ou de scories, d'épaisseur de 0,30 m reposant sur un matelas de sable fin (de dune si possible) d'épaisseur de 0,10 à 0,15 m dans le but de stopper la migration de ces particules fines.

c. Les améliorations « historiques »

L'augmentation de l'épaisseur d'assise par apport de matériaux grenus est restée la solution la plus couramment adoptée pour améliorer le comportement des assises ferroviaires.

Le dimensionnement de la couche d'apport était alors le fruit de la pratique et de l'expérience, ou résultait de contraintes extérieures (coût, gabarit...).

D'autres solutions mettant en œuvre des matériaux ou des techniques particulières ont également été employées, avec plus ou moins d'efficacité. On citera ici quelques-unes des techniques les plus couramment utilisées lors de régénération ou de conception :

Matelas de sable : Mise en œuvre de deux couches de sable. La première constituée de sable fin dont la granularité répond aux règles de filtre de Terzaghi et Peck (1948 - Équation I-1 à Equation I-3) vis-à-vis du sol support. La seconde composée de "gros sable" qui doit à son tour correspondre à ce postulat vis-à-vis du sable fin. Ce postulat sur les conditions de filtre s'apparente à la vérification des conditions de séparation/drainage des couches d'assise. Ces critères de séparation et de drainage restent utilisés fréquemment dans la pratique (Selig & Water, 1994) et sont définis comme tels :

$$D_{15}(\text{filtre}) \leq 5.D_{85}(\text{sol protégé}) \quad \text{Équation I-1}$$

$$D_{15}(\text{filtre}) \geq 5.D_{15}(\text{sol protégé}) \quad \text{Equation I-2}$$

$$D_{50}(\text{filtre}) \leq 25.D_{50}(\text{sol protégé}) \quad \text{Equation I-3}$$

où : D_{15} , D_{50} , D_{85} sont les dimensions (mm) des grains pour lesquelles il y a respectivement 15%, 50% et 85% de passant.

L'Équation I-1 montre que les grandes particules du sol protégé (D_{85}) sont bloquées par les éléments fins de la couche filtrée (D_{15} - Figure I.7). Le critère présenté par l'Equation I-2 est utilisé pour assurer la condition de drainage du sol protégé. Le critère indiqué dans Equation I-3 crée une graduation de la granulométrie de la couche filtrée qui peut être parallèle à celle du sol protégé.



Figure I.7 : Assainissement de plateforme par sable et géotextiles

Lorsqu'il n'y a que des remontées boueuses sans déformation de la plateforme, on se dispense de la couche de gros sable.

Formes en chaux : La couche inférieure du matelas de sable est remplacée par une forme de 20 cm d'épaisseur constituée d'un mélange de produits d'épuration de ballast (ou de sable) et de chaux dosée à 100 ou 150 kg/m³.

Tissus plastiques : (Prémices des géosynthétiques). Dans les années 1970, une toile étanche (Figure I.8) de type « Saint-Nyl 600 » (toile étanche utilisée pour faire les bâches des wagons) constituée d'un support en nylon (polyamide) de 165 g/m² enduit sur les 2 faces par du chlorure de polyvinyle plastifié ignifugé à raison de 475 g/m² était posée entre le sol support et la structure rapportée. Les assemblages longitudinaux entre les lés étaient faits en usine par soudure électronique sur une largeur de 4 cm ; les assemblages longitudinaux étaient réalisés sur place par collage et recouvrement sur une largeur de 35 cm.

Dans les "fonds de bateau" (zone de point bas dans la structure créant une stagnation d'eau), un drain transversal en béton poreux était posé en complément.

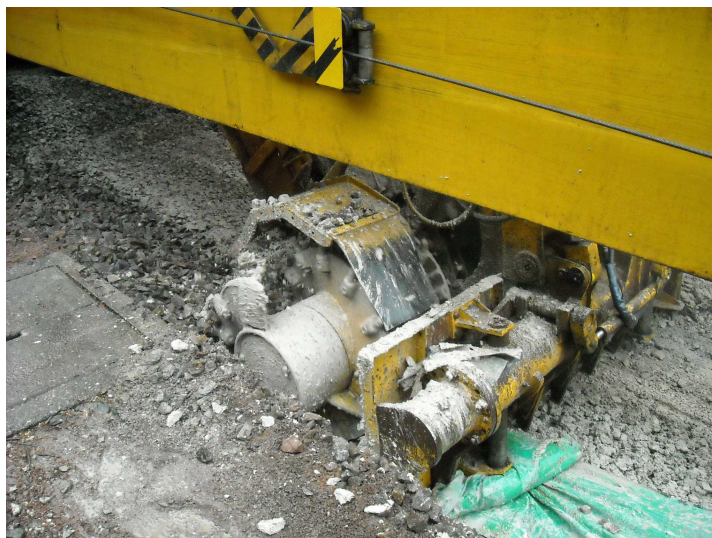


Figure I.8 : Toile étanche mise en œuvre sous plateforme

Pieux en sable : En 1979, on a entrepris d'améliorer les assises ferroviaires avec des pieux, d'environ 1 m de long, vibrofoncés dans la plateforme, à raison de 4 à 5 pieux par profil. L'empreinte ainsi réalisée était remplie de matériaux qui ont évolué, au cours de l'expérimentation, depuis le sable jusqu'à des matériaux granulaires avec de la chaux, du ciment et des cendres. Une enquête effectuée un an après n'a pas révélé d'amélioration sensible et l'expérience en resta là.

On retiendra donc que dans les modes de conceptions historiques les préceptes suivants étaient recherchés pour :

- disposer d'un drainage de la plateforme avec la réalisation d'une base en pierres concassées raccordée à des collecteurs maçonnés, placés très près des voies, dans la zone d'action à 1/1, là où les contraintes sont maximales,
- avoir une épaisseur constante de la « sous-couche » en terre pilonnée,
- utiliser d'une couche de sable ou de paille comme tapis anticontaminant,
- séparer les réseaux d'eaux pluviales et d'eau interne des talus,
- Le tout pour obtenir une bonne qualité de sol support pour permettre le trafic ferroviaire sur celui-ci. Bien que les techniques aient évoluées, l'architecture et les fonctions recherchées étaient identiques à celles actuellement étudiées lors de la conception d'une ligne nouvelle.

2. Les structures d'assise existantes

Après avoir présenté le réseau ferroviaire français et abordé succinctement la partie structure d'assise en présentant des techniques historiques d'amélioration de l'assise, il est nécessaire, pour mieux appréhender la complexité que représente la couche intermédiaire, de présenter les deux types de structures qui constituent actuellement le réseau.

d. La structure des lignes classiques

En règle générale, elle est constituée d'une couche de ballast, d'une couche de ballast dite colmatée (contenant, en plus du ballast, des fines d'attrition et des fines du sol support) et d'une couche de matériaux appelée « Couche Intermédiaire (CI) » (Figure I.9).

Cette dernière est une couche hétérogène (Figure I.10) qui s'est créée depuis l'édification de la ligne, sous l'action des trains, par l'interpénétration du sol support et des éventuelles couches de matériaux rapportés lors de la construction de la ligne ou de son entretien (ballast, pierres cassées, graviers, sables, produits d'usures, etc.). La densification au cours du temps et la nature géologique des terrains rencontrés confèrent une grande variabilité à cette structure. La Figure I.10 met également en avant la présence d'une couche de transition située à l'interface entre la CI et le sol support. Cette couche se caractérise par une part plus importante d'éléments fins que celle contenue dans la CI. Le comportement hydromécanique de la couche de transition est normalement piloté par la fraction fine du matériau.

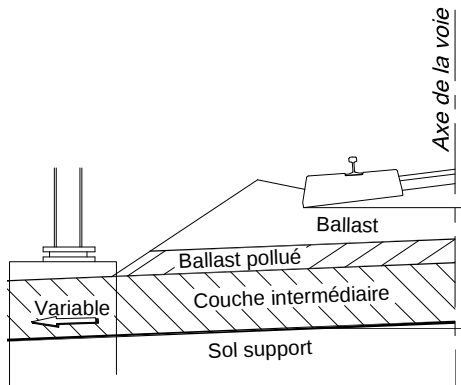


Figure I.9 : Structure classique (SNCF, 1996)

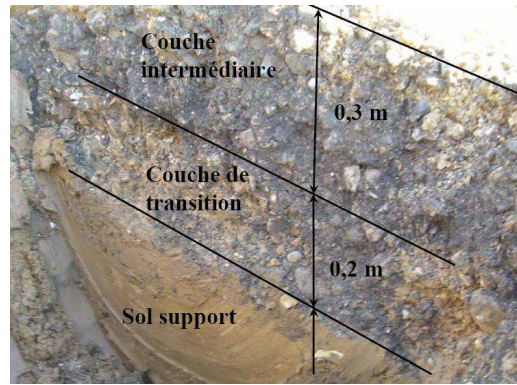


Figure I.10 : Stratigraphie des structures anciennes (Trinh, 2011)

Afin de comprendre la composition et le comportement de la CI, des essais d'identification, hydrauliques et mécaniques, ont été effectués en laboratoire sur les matériaux prélevés sur une plateforme existante. Ces résultats présentés dans le chapitre II sont les premiers éléments permettant de caractériser la CI et son comportement sous l'action combinée de l'eau et des circulations ferroviaires.

e. La structure des lignes nouvelles

À l'inverse des structures de lignes classiques, les structures de LGV sont quant à elles bien identifiées ; leurs caractéristiques géométriques et mécaniques sont décrites dans les référentiels du Réseau Ferré de France (SNCF, 2006). Ainsi, la sous-couche est définie comme étant une couche de matériaux granulaires bien gradués, insensible à l'eau et intercalée entre le ballast et la plateforme de terrassement, sur une épaisseur comprise entre 0,15 m et 0,55 m.

Les structures de ligne nouvelle sont constituées de haut en bas par :

Le ballast : qui est à l'interface entre la superstructure et l'infrastructure. Tout en faisant partie intégrante de la voie, il joue un rôle dans les structures d'assises. La couche supérieure (15 - 20 cm sous traverse), dite de bourrage, assure le calage des traverses, et doit être composée d'un matériau anguleux. Les matériaux roulés, difficiles à bourrer doivent être éliminés.

Les spécifications du ballast (Tableau I.1) sont reprises dans la norme EN 13450 (AFNOR, 2003) qui définit entre autres les critères mécaniques tels que : la granularité, la dureté, la résistance à l'attrition en présence ou non d'eau, la propreté. Le ballast recyclé est, lui, défini par le document CT IGEV 695 (SNCF, 2004).

La sous-couche : c'est une couche de transition entre ballast et plateforme. Elle est constituée de matériaux grenus bien gradués permettant un compactage à q1 (100 % de l'Optimum Proctor Modifié OPM) lors de sa mise en œuvre. Elle permet la protection de la partie supérieure de la plateforme contre l'érosion (poinçonnement par le ballast), l'action des eaux zénithales, la protection contre le gel et assure une meilleure répartition des charges transmises. Lors de sa mise en œuvre, la sous-couche est pentée transversalement (en toit ou pente unique) vers les dispositifs de drainage longitudinaux pour éviter les zones de rétention d'eau dans la plateforme, préjudiciables à sa portance.

Les critères mécaniques de sélection d'une sous-couche sont : la granularité, la dureté et la propreté. La ST 590B (SNCF, 1995) définit les spécifications requises pour le matériau de sous-couches (Tableau I.1). On citera en particulier le critère de "résistance" LA+MDE fixé à 40 pour les lignes parcourues à plus de 160 km/h et à 50 pour les lignes de vitesse inférieure. Ces valeurs indiquent la qualité mécanique des matériaux utilisés dans les structures ferroviaires.

La couche de forme : elle a pour objectif de conférer à la plateforme une traficabilité compatible avec les besoins du chantier à court terme et d'homogénéiser les caractéristiques mécaniques de l'arase. A long terme, la couche de forme permet de garantir le bon fonctionnement de la structure en service en assurant les rôles suivants : protection au gel, drainage des eaux zénithales infiltrées, répartition des contraintes sur le sol support.

Là aussi, c'est la ST 590B (SNCF, 1995) qui définit les spécifications requises pour le matériau de couche de forme (Tableau I.1). Cette fois, le seuil admissible de "résistance" (LA+MDE) est fixé à 60.

Tableau I.1 : Spécificités des granulats utilisés pour la réalisation de voie ferrée

	Ballast	Sous – couche		Couche de forme
		V > 160 km/h	V < 160 km/h	
Résistance (LA + MDE)	≤ 20	≤ 40	≤ 50	≤ 60
Granularité (d/D)	31 ⁵ /63	0/31 ⁵	0/31 ⁵	0/125
Forme (A)	≤ 10	≤ 25		≤ 25
Vb_g	/	≤ 1		≤ 2
Sensibilité au gel	Non gélifs	Non gélifs		Non gélifs

Cette partie a permis de mettre en avant les types de structures rencontrées sur le RFN et avec cela les hétérogénéités que l'on rencontre le long de l'infrastructure. Celles-ci occasionnent un comportement différent de l'armement, au passage des circulations, et donc des problèmes différents de maintien de la géométrie du rail Il est donc nécessaire pour la suite de ce mémoire de comprendre

l'impact de la couche intermédiaire dans l'effort de maintenance et inversement, l'influence d'une voie dégradée sur le comportement de la couche intermédiaire.

B. Les critères de maintenance de la voie ferrée :

L'objectif de ce paragraphe est de montrer les impacts que la dégradation de la voie ferrée peut avoir sur la sécurité et la régularité des circulations. Les anomalies peuvent être classées en deux catégories. La première est liée aux défauts d'armement ou défaut de 'voie', et ils seront abordés succinctement dans ce chapitre. La seconde concerne les défauts liés à la plateforme. Ces problèmes seront développés plus en détail.

1. Les différents types de défauts géométriques de la voie et leurs contrôles

a. Les paramètres généraux

Quelle que soit la nature de la voie (ligne classique ou à grande vitesse), la circulation des trains entraîne l'apparition de défauts de voie. Ces défauts sont essentiellement de nature géométrique - résultants de problèmes de nivellement. Ils se caractérisent par un inconfort pour les voyageurs et mettent en jeu la sécurité des circulations s'ils sont trop importants. Ces défauts sont identifiés à l'aide d'une rame spéciale appelée Voiture Mauzin (Figure I.12) ; l'analyse comparative des différents enregistrements permet de détecter les défauts de géométrie (Figure I.11) tels que :

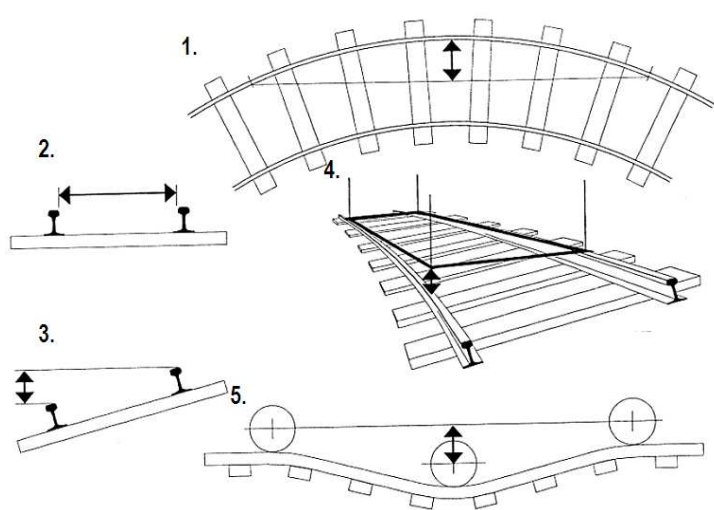


Figure I.11 : Critères de géométrie de la voie

Les flèches (1) par file de rail

L'écartement (2) des faces internes des champignons.

Le défaut de dressage qui représente la variation transversale du milieu des rails par rapport à sa position théorique,

La variation du dévers (3), c'est-à-dire la différence entre le dévers (inclinaison du rail) théorique et celui mesuré par la voiture Mauzin. L'écart de dévers donne une idée de l'irrégularité du profil en travers de la voie.

Le gauche (4), le gauche ou torsion de la voie, qui représente le décalage vertical entre les deux files de rails. Le gauche entraîne un risque de déraillement lorsqu'il est excessif.

Le nivellement longitudinal (5) de chaque file de rails, obtenu en déterminant, par un système funiculaire, le déplacement vertical d'une roue centrale de la voiture par rapport à la position moyenne des 8 roues qui parcourent la même file de rail. Le système de référence auquel on rapporte le nivellement n'est donc pas réalisé en absolu, mais en relatif.

Pour assurer un bon contact rail/roue, la qualité de géométrie du rail doit avoir un niveau de service conforme aux exigences du groupe UIC de la ligne. En d'autres termes, la qualité de la géométrie de la voie est un indicateur du niveau de celle-ci, pour un standing donné. Notons que les causes de dégradation de la géométrie de la voie peuvent être liées à des problèmes de superstructure, des couches d'assise et du sol support (Guerin, 1996). Sur le RFN, le terme de nivellement longitudinal NL est utilisé pour évaluer l'état géométrique des voies. Une valeur élevée de NL implique un mauvais état de la voie ferrée. Au-delà d'un certain seuil de NL, l'entretien est nécessaire afin de ramener le NL à un seuil. Cette correction s'obtient en réalisant des opérations de maintenance de type bourrage, soufflage (bien que se raréfiant) ou renouvellement de ballast.

Le NL est calculé, pour une zone de 200 m, à partir de la dénivellation locale mesurée sur chaque file de rail par rapport au profil en long moyen de la voie. Le calcul se base sur la différence d'ordonnée entre les représentations Eulériennes et Lagrangiennes d'une roue (Rhayma 2010), cette différence N (mm) (Figure I.12) se calcule comme suit :

$$\begin{aligned}
N &= z_D - (z_{D'} - h) \\
&= z_D - \frac{1}{\alpha + \beta} (\beta z_M + \alpha z_N) + h \\
&= z_D - \frac{1}{4(\alpha + \beta)} [\beta (z_A + z_B + z_C + z_D) + \alpha (z_E + z_F + z_G + z_H)]
\end{aligned}$$

Équation I-4

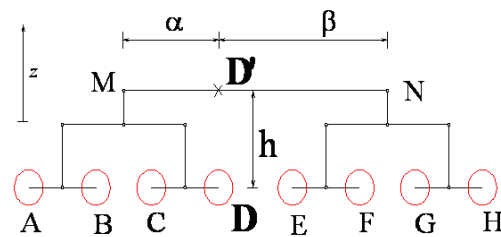
La valeur de NL (mm) est l'écart type des mesures enregistrées avec une valeur moyenne μ et sur une distance de 200 m :

$$NL = \sqrt{\frac{1}{M} \sum_{i=1}^M (N_i - \mu)^2}$$

Équation I-5



(a)



(b)

Figure I.12 : Détermination de NL. (a) le train Mauzin (<http://lapassiondutrains.blogspot.fr>), (b) Paramètres utilisés pour calculer NL

La Figure I.13 présente les variations du NL pour une certaine ligne, sur une voie donnée et à un kilomètre défini au cours des dernières années. On observe que la valeur de NL a fortement diminué après des opérations de maintenance de type bourrage (Année 2001, 2003, 2007 et 2012). Cependant, après l'entretien, la valeur de NL a continué d'augmenter presque au même rythme : une tendance d'augmentation linéaire du NL au fil du temps peut être identifiée. Il est à noter que la pente représente le taux d'augmentation du NL, soit le taux de dégradation d'une voie. La tendance d'augmentation du NL a persisté après l'entretien, ce qui suggère que le RVB (Renouvellement Voie Ballast) opéré en 2006 n'a pas résolu le problème. Ainsi, on peut conclure que la dégradation de la voie est probablement liée à des défauts de la couche intermédiaire ou du sol support.

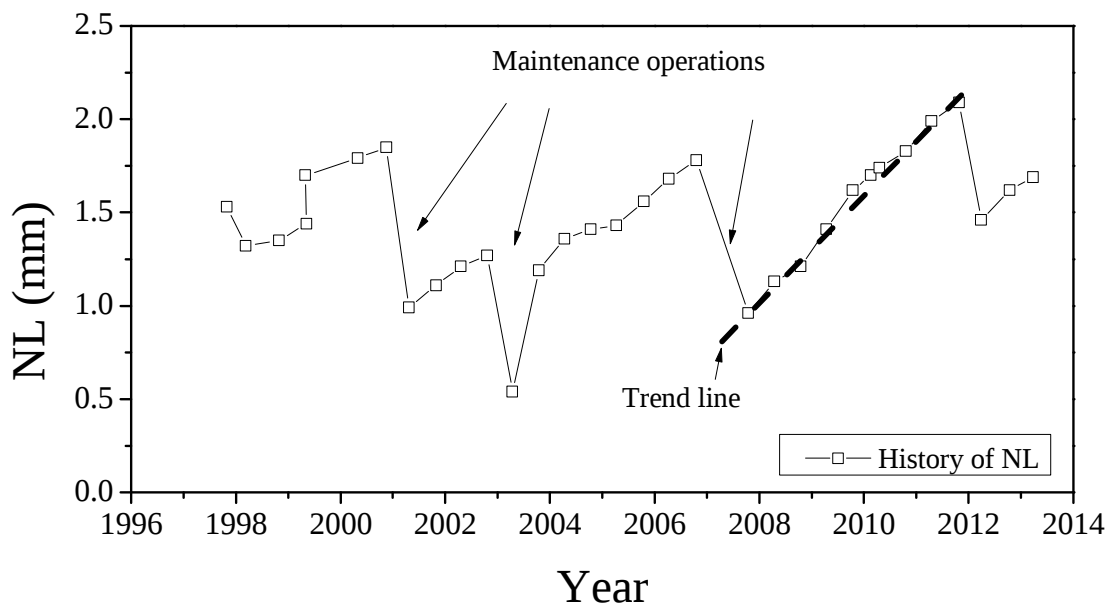


Figure I.13 : Histoire des variations NL pour un kilomètre donné, avec l'opération de maintenance (Duong, 2013)

- b. La prise en compte des valeurs de défauts dans la politique de maintenance de la voie ferrée

La mesure et l'analyse de ces défauts permettent de déterminer l'état de la voie selon les tolérances de sécurité admises et de planifier les opérations d'entretien. En fonction du type de circulation de la ligne, on définit des seuils dont le dépassement peut entraîner des réductions de vitesse ou des opérations de maintenance d'urgence. Ces seuils, fixés en fonction de la vitesse et de la charge du mobile, pourraient en cas de dépassement entraîner un déraillement de train.

Ces seuils (Tableau I.2) définis dans les référentiels de maintenance de la voie IN 1895 (SNCF – 2003), s'étendent de la VO (Valeur d'Objectif) à obtenir lors de la pose d'une voie neuve ou après travaux de maintenance sur celle-ci, à la Valeur de Ralentissement (VR) qui aboutit à des restrictions de vitesse d'exploitation. Deux seuils intermédiaires ont été définis à des fins de maintenance : VA (Valeur d'Alerte) imposant une surveillance de la voie et/ou une intervention à moyen terme ; et la VI (Valeur d'Intervention) qui impose une intervention de maintenance dans un délai relativement court.

Tableau I.2 : Niveau de qualité du nivellement longitudinal extrait de l'article 6

Niveau de qualité	Vitesse maximale autorisée (km/h)	Seuils des paramètres
		Défaut isolé (mm) Mauzin classique
Valeur d'Objectif (VO)	$160 < V \leq 220$ $V \leq 160$	Niv ≤ 3 Niv ≤ 3
Valeur d'Alerte (VA)	$160 < V \leq 220$ $140 < V \leq 160$ $120 < V \leq 130$ $100 < V \leq 120$ $80 < V \leq 100$ $60 < V \leq 80$ $V \leq 60$	$8 \leq \text{Niv} < 11$ $8 \leq \text{Niv} < 12$ $8 \leq \text{Niv} < 13$ $9 \leq \text{Niv} < 15$ $11 \leq \text{Niv} < 17$ $13 \leq \text{Niv} < 19$ $15 \leq \text{Niv} < 21$
Valeur d'Intervention (VI)	$160 < V \leq 220$ $140 < V \leq 160$ $120 < V \leq 130$ $100 < V \leq 120$ $80 < V \leq 100$ $60 < V \leq 80$ $V \leq 60$	Niv ≥ 11 Niv ≥ 112 Niv ≥ 13 Niv ≥ 15 Niv ≥ 17 Niv ≥ 19 Niv ≥ 21
Valeur de Ralentissement (VR)	$V_{\text{ral}} = 160$ $V_{\text{ral}} = 100$ $V_{\text{ral}} = 80$ $V_{\text{ral}} = 60$ $V_{\text{ral}} = 40$	$18 \leq \text{Niv} < 22$ $22 \leq \text{Niv} < 24$ $24 \leq \text{Niv} < 26$ $26 \leq \text{Niv} < 28$ Niv ≥ 28

Ces valeurs déterminées de façon empirique laissent place depuis les années 2000 à une détermination des seuils de déraillement par modélisation « Vampire ». Les travaux menés par Bodin (2001) tendent à comparer le comportement d'un train (ratio force latérale/verticale) aux valeurs communément admises. En effet, devant l'évolution du matériel (train pendulaire, vitesse, poids...), il est nécessaire de pouvoir modéliser les comportements des trains face à des défauts de voie. Notons que le comportement de référence de chaque train est déterminé lors des marches d'homologation. Ainsi, il est possible de simuler le comportement des motrices soumises à différents aléas.

c. L'influence de la dynamique ferroviaire

La mise en circulation de véhicules sur un réseau ferroviaire nécessite une homologation du comportement dynamique in-situ (DUPONT, 2004) qui permet de prendre en compte les défauts de géométrie normés (AFNOR, 2005) et de s'assurer :

- de l'aptitude d'un train à franchir des défauts de voie de type « gauche ». Ceux-ci sont inévitables, et résultent :
 - de la transition entre les sections de voie en alignement et les courbe posées avec dévers (surélévation du rail extérieur).
 - des défauts de nivellement transversal de la voie (c'est-à-dire de la différence d'altitude entre les deux files de rail).

Ces gauches de voie, exprimés soit en mm (valeur absolue) soit en mm/m ou ‰ (valeur relative), agissent sur le véhicule sur deux bases à savoir la base du bogie ou de la caisse. Cette action sollicite le bogie et la caisse à la torsion, ce qui, en fonction de la rigidité en torsion de ces éléments et de l'importance du gauche sur les bases correspondantes, se traduit par des variations des charges verticales de roue : surcharge de certaines roues, délestage de certaines autres. Les véhicules les plus rigides en torsion, comme certains types de wagons à superstructure (citernes, trémies...) ou encore les véhicules à voyageurs à deux niveaux, sont donc les plus sensibles au gauche.

- de supprimer le risque de déraillement par montée de roue : le cas le plus critique vis-à-vis du risque de déraillement par montée de roue est celui d'un véhicule abordant à faible vitesse la sortie d'une courbe serrée, en présence d'un défaut de nivellement transversal. En effet, ce cas accumule les facteurs suivants : rayon encore très faible, générant un effort d'inscription élevé ; dévers encore important, délestant les roues extérieures ; gauche délestant la roue guidante.
- du comportement dynamique en ligne : Ces essais permettent de déterminer les forces d'interaction roue-rail transversales (Y) et verticales (Q) (Figure I.14).

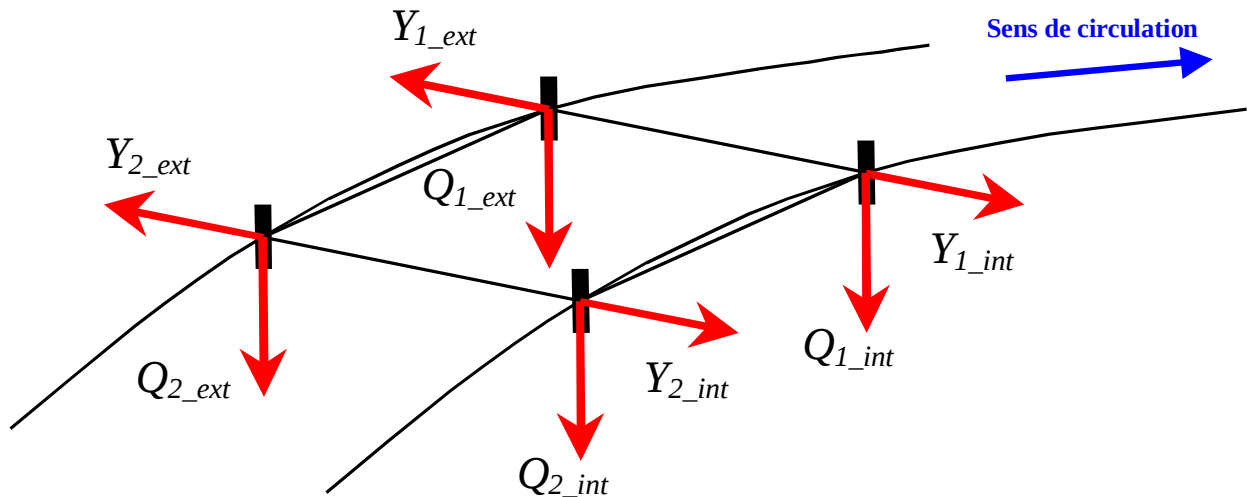


Figure I.14 : Représentation des forces Y et Q pour quatre roues d'un bogie

Ainsi ces essais permettent de caractériser le comportement dynamique des véhicules et de définir leurs comportements vis-à-vis de deux risques, à savoir :

- **Le risque de « dérapage »** de la voie sous l'effet d'un effort transversal excédant sa limite de résistance, caractérisé par la relation

$$\left[\left(\sum Y \right)_{2m} \right]_1 = (Y_{1_ext}) - (Y_{1_int})$$

$$\left[\left(\sum Y \right)_{2m} \right]_2 = (Y_{2_ext}) - (Y_{2_int})$$

Équation I-6

Cette grandeur d'appréciation représente l'effort transversal total exercé par chaque essieu sur le châssis de voie (« 2 m » signifie que la valeur prise en compte est la moyenne glissante sur 2 m), qui doit être comparé avec la résistance transversale de la voie. Cette valeur définie par la limite de Prud'homme s'exprime par la formule :

$$\left[\left(\sum Y \right)_{2m} \right]_{lim} = 10 + \frac{P0}{3} \quad \text{Où } P0 \text{ est la charge statique de l'essieu (kN)}$$

$$\left[\left(\sum Y \right)_{2m} \right]_{lim} = 0,85 \cdot \left(10 + \frac{P0}{3} \right) \quad \text{Dans le cas des wagons}$$

La limite de résistance transversale a été prise comme étant celle à partir de laquelle les déplacements s'amplifient, c'est-à-dire, le moment où la voie perd son élasticité et qu'elle ne peut revenir à sa position originelle, hormis de légers déplacements résiduels. Cette résistance est obtenue en partie par la butée transversale des traverses dans la banquette de ballast (terme constant de l'équation), mais surtout par le frottement entre la surface inférieure de la traverse et le ballast (terme proportionnel à la charge). Pour le cas des wagons, les normes de sécurité de construction n'étant pas les mêmes que celles des véhicules de voyageurs, un terme de sécurité de 0,85 est appliqué pour « durcir » les critères d'homologation.

- **Le risque de déraillement du véhicule** par montée de la roue guidante (roue extérieure du premier essieu). Ce risque est lié au rapport des forces transversales et verticales exercées par la roue d'attaque :

$$\left(\frac{Y}{Q}\right)_{2m} = (Y_{1_ext})/(Q_{1_ext})$$

Équation I-7

Là aussi c'est la moyenne glissante sur deux mètres qui est prise en compte. A ce jour la valeur limite retenue est de 0,8. Cette valeur est la plus basse pour laquelle un risque de déraillement peut être encouru « dans des conditions défavorables ». Il est à noter toutefois que cette valeur est remise en question régulièrement, car très critique. Cependant, les résultats obtenus sur des locomotives dans les différents réseaux montrent qu'il n'y a pas de risque de déraillement et que les valeurs n'excédaient pas cette limite. C'est pourquoi cette limite « très sure » a été retenue à l'époque $[(Y/Q)_{2m}]_{lim} = 0,8$.

Ces notions de dynamique ferroviaire sont indispensables à prendre en compte lors de l'analyse des défauts de voie et de plateforme et la détermination de leur impact sur le mobile circulant. Ceux-ci peuvent être de deux ordres : le premier est de vérifier l'influence en terme de sécurité des circulations ; et le second qui concerne plus ce mémoire, et d'appréhender comment la dynamique engendrée par un train peut augmenter la dégradation de l'armement et in fine celle de la structure d'assise.

2. Les défauts d'armement

Ces défauts sont principalement dus à un vieillissement des constituants de la voie. Ainsi, un défaut sur les attaches (mal vissées) se répercutera sur la tenue latérale de la voie, un défaut de calage de la traverse va entraîner une danse, qui se caractérise par un déplacement vertical (millimétrique) de la

traverse au passage des circulations. Celle-ci se matérialisera par un défaut de nivellement longitudinal et une usure prématurée du ballast.

3. Les défauts de plateforme :

Ces problèmes peuvent être classés en deux catégories : les défauts liés au ballast et les défauts de plateforme.

a. Les problèmes liés au ballast

Le comportement du ballast fait l'objet de nombreuses recherches menées entre autres à la Direction de l'Innovation et de la Recherche de la SNCF. Les travaux de modélisation menés par Saussine (2006) ont mis en évidence la présence de chaînes de force (Figure I.15) dans le ballast non dégradé. Ces travaux ont permis de faire ressortir deux notions essentielles concernant la relation Ballast/Couche intermédiaire :

L'aptitude des grains de ballast à transmettre les efforts par des chemins privilégiés et fortement hétérogènes directement à la sous-couche indique que les situations de poinçonnement peuvent être très nombreuses. La qualité de la sous-couche joue donc un rôle non négligeable dans le phénomène de tassement.

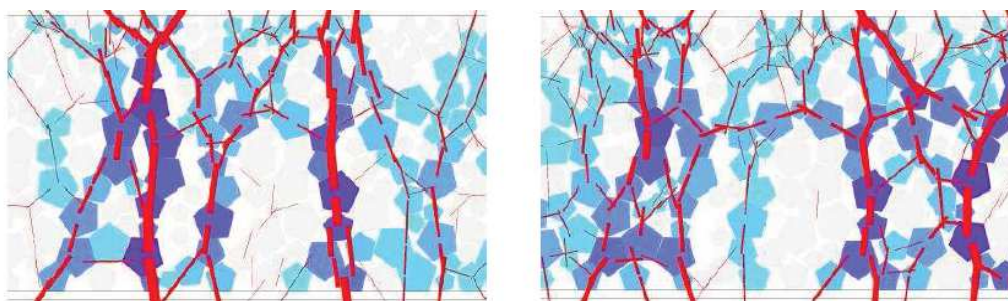


Figure I.15 : Evolution des chaînes de force (SAUSSINE, 2006)

D'autre part, Saussine (2006) met en évidence que la qualité de la sous-couche est un élément très important dans l'évolution du tassement, et le ballast ne peut être seul à l'origine de la dégradation géométrique.

Les différentes opérations d'entretien (bourrage) et le vieillissement 'naturel' du ballast conduisent à une augmentation des fines qui annihilent l'effet des liaisons fortes et augmentant de fait les efforts appliqués à la plateforme.

b. Les problèmes liés à la plateforme

Remontées boueuses : Ce phénomène est une cause majeure de l'augmentation des déformations. Il est essentiellement recensé sur les lignes existantes construites il y a 150 ans et pour lesquelles l'évolution des circulations (charge, vitesse) a été préjudiciable. Notons que les structures de LGV qui font l'objet de traitements spécifiques (purges, géotextiles...) pour lutter contre cette problématique sont peu sujettes à ces désordres. Le phénomène de remontée boueuse (Figure I.16) ou remontée glaiseuse est décrit par Alias (1984) comme étant un désordre affectant les plateformes argileuses contenant de l'eau. Les mouvements verticaux de la traverse au passage des trains provoquent une action de pompage et permet la remontée des fines du sol support dans le ballast.

En hiver, la présence de boue dans le ballast annihile la cohésion de celui-ci et provoque des déformations sur la voie, tandis qu'en été, la boue en séchant provoque des points durs sur la voie et est à l'origine d'un vieillissement prématuré du rail.



Figure I.16 : Photo d'une zone de remontée boueuse



Figure I.17 : Photo d'une zone de défaut de portance

Défauts de portance : Ils concernent les zones où les caractéristiques mécaniques du sol support sont faibles et ne permettent pas d'assurer une bonne tenue de la voie (Figure I.17). Au passage des circulations, les vibrations transmises par le convoi se propagent anormalement dans la structure d'assise et provoquent la déstabilisation du ballast et donc des traverses. La tenue de la voie n'est alors plus assurée.

Plusieurs causes ont été actuellement identifiées :

- Un sol support sensible aux vibrations : par exemple lorsque la voie est assise sur un horizon tourbeux. La possibilité de liquéfaction de ce matériau sollicité par le trafic ferroviaire est

grande et l'assise de la voie est soumise aux vibrations et peut se comporter, au passage des circulations (chargement dynamique-cyclique) comme un 'water-bed'.

- La présence d'eau dans un matériau de purge sans drainage. Dans ce cas, si un test à la dynaplaque, qui permet de mesurer la déformabilité (AFNOR, 2000), des plateformes devait être réalisé, les valeurs seraient conformes aux objectifs à atteindre lors de travaux de LGV. Mais au passage des circulations, la plateforme vibre et la banquette de ballast flue. La plateforme présente alors des défauts de 'portance dynamique' occasionnés par le passage des circulations. Ce défaut imputable à l'eau contenue dans la purge se manifeste au passage des circulations et modifie ponctuellement le comportement de la structure.

4. La cotation des efforts de maintenance

Le suivi de la qualité de la superstructure est apprécié par l'analyse des différentes opérations réalisées sur une portion de voie codifiée par une note.

Cochet et Maumy (1979), ont défini au cours de leur étude un indicateur permettant de définir la qualité de la fondation de la voie, appelé coefficient k. Ce coefficient d'entretien d'assise (k) compare l'effort de maintenance (bourrage, dressage et soufflage) sur un secteur donnée par rapport à un taux moyen d'intervention défini pour chaque catégorie de ligne en fonction de l'âge de la voie depuis le dernier RVB. Ainsi la valeur de référence pour une voie subissant une dégradation normale est de k=1. Si la valeur de k > 1 cela signifiera qu'il est nécessaire d'intervenir plus que la normale pour maintenir la géométrie. A l'inverse, si k < 1 alors la voie est de bonne qualité et nécessite moins d'intervention que la moyenne. Lors des constructions de ligne nouvelles, il est recherché d'avoir un coefficient k = 0,3.

La détermination du coefficient k s'obtient, pour une zone donnée, en comptabilisant le nombre moyen d'intervention (I' - Équation I-8) sur un intervalle de temps :

$$I' = \frac{I}{(A3 - A2) + 1}$$

Équation I-8

où I est le nombre d'intervention sur une zone donnée et A2 et A3 les dates de début et de fin du relevé d'intervention. Il ressort de l'étude de Cochet et Maumy qu'une période de cinq ans semble suffisante pour obtenir une bonne vision de l'infrastructure. La détermination de l'âge moyen (N - Équation I-9) de l'armement (à partir de la date du RVB - A1) est donnée par l'expression :

$$N = \frac{A3 + A2}{2} - A1$$

Équation I-9

Ainsi, le coefficient k est obtenu à l'aide de l'Équation I-10 :

$$k = \frac{I'}{\alpha + \beta (2^{N/5} - 1)}$$

Équation I-10

Les valeurs de α et β sont pour les lignes de groupe UIC 1 à 3 respectivement de 0,328 et 0,064. La relation $K = \frac{I}{Im}$ permet de définir le comportement d'un tronçon par rapport aux courbes de référence $Im = f(N)$ (Figure I.18).

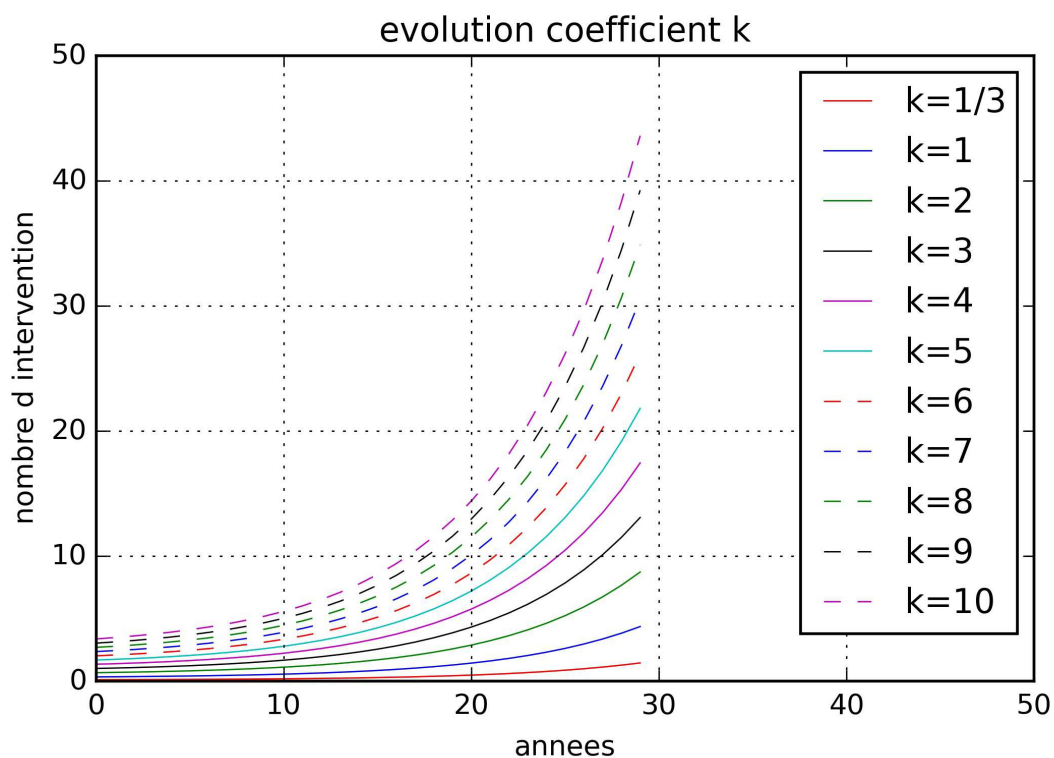


Figure I.18 : Estimation des courbes moyennes de vieillissement à l'aide du coefficient k (groupe UIC 1 à 3)

L'expérience a montré qu'il était difficile de suivre l'évolution de la voie par le biais de ce coefficient. En effet, aucun REX¹ n'était réalisé permettant de définir le nombre moyen annuel d'interventions.

¹ Retour d'Expérience

Afin de pouvoir suivre l'évolution de la voie sans nécessité de compiler des informations de diverses natures, Imbert (1992) a développé le coefficient de bourrage. Ce coefficient (Equation I-11) représente le cumulé des longueurs de voie ayant subi un bourrage dans le temps, sur un tronçon homogène², rapporté à sa longueur totale :

$$B = \frac{\sum L_i}{L_t}$$

Equation I-11

Avec :

L_i =Longueur cumulée d'interventions sur le tronçon considéré

L_t = Longueur totale de tronçon de voie

Le fait de quantifier chaque opération d'entretien réalisée sur une longueur homogène permet d'avoir une vision relative et donc un jugement plus pertinent sur le comportement global d'un tronçon. Ce coefficient ne peut être utilisé que si l'on connaît de manière suffisamment exhaustive l'entretien réalisé sur le tronçon. A cet effet, la SNCF a développé, dans les années 2000 le logiciel TIMON qui permet de suivre la qualité de la voie en relation avec les différentes interventions opérées pour maintenir la géométrie de la voie (bourrage, meulage...)

5. Inventaire des défauts affectant la voie ferrée

a. Ceux provenant des constituants de la voie ferrée

Les analyses statistiques présentées ci-dessous sont issues des travaux de Duong (2013) qui a collecté un grand nombre d'informations sur l'état du RFN lors de ses travaux de thèses.

Les problèmes liés à la circulation des trains (réduction de vitesse..) ont été enregistrées sur le réseau ferré national français de janvier 2010 à mai 2011. Au total 1705 cas ont été recensés révélant que les causes peuvent provenir de l'ensemble des constituants de l'infrastructure ferroviaire (rail, système d'attache, traverses, ballast, sous-couche et sol support). Quatre groupes principaux peuvent être définis (voir Figure I.19), à savoir les défauts liés à : la superstructure ; la sous-structure ; les réductions de vitesse dues aux travaux de maintenance et d'ingénierie et enfin les cas identifiés

² Se traduisant par des conditions (géologique, contexte (gare...), armement) identiques

"aucune information" qui signifient que la cause n'a pas été trouvée ou que l'information n'a pas été remplie.

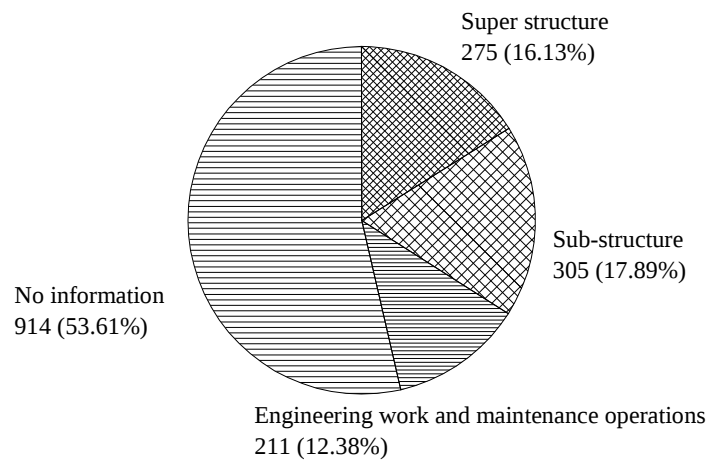


Figure I.19 : Origine des ralentissements provisoires sur le réseau ferré (Duong, 2013)

Si l'on regarde la répartition des origines des ralentissements sur le réseau national, on observe que parmi les 1705 cas, ceux liés à la superstructure représentent 16,13 % (275 cas), à la sous-structure représentent 17,89 % (304 cas), les ralentissements consécutifs aux travaux d'entretien 12,38 % (211 cas) et 53,61 % correspond à "aucune information" (914 cas). Le grand nombre de cas « sans information » est principalement la conséquence de la complexité de la voie. Ainsi, ce nombre important confirme que la structure ferroviaire est une question complexe nécessitant une enquête approfondie afin de révéler les mécanismes réels occasionnant ces problèmes. Il est également intéressant de noter que la partie des problèmes liés à la sous-structure (17,89 %) est supérieure à ceux liés à la superstructure (16,13 %), ce qui devrait impliquer de fait des travaux de maintenance importants sur les structures d'assise. Notons qu'actuellement, plus d'attention est accordée à l'armement, car ces interventions sont plus aisées. La prise en compte des structures sous ballast a permis de mettre en évidence l'impact de la géologie sur les désordres qui in fine affectent la voie. Ainsi, il y a 186 problèmes enregistrés sur des sols fins où des défauts de remontée boueuse ont été enregistrés. Ces zones sont désormais appelées zones sensibles.

b. La classification UIC

Afin de permettre l'évaluation du réseau français en termes d'indicateurs économiques, les voies ferrées sont classées en différents groupes selon la nature et l'importance du trafic (SNCF, 1989). La classification, appelée groupe UIC (Union Internationale des Chemins de fer), est basée sur le trafic fictif T_{f2} calculée comme suit :

$$T_{f2} = S \times T_{f1}$$

Équation I-12

où S est le coefficient de la qualité de la ligne. Il est égal à 1 pour les lignes sans trafic passager, à 1,1 pour les lignes avec des trains de voyageurs circulant à une vitesse inférieure à 120 km/h, à 1,2 pour les lignes avec trafic voyageurs roulant à une vitesse comprise entre 120 km/h et 140 km/h, à 1,25 pour les lignes avec des trains de voyageurs à une vitesse supérieure à 140 km/h. T_{f1} est le tonnage fictif calculé par la relation :

$$T_{f1} = T_v + K_m T_m + K_t T_t$$

Équation I-13

où T_v est le poids des trains de voyageurs (tonnes/jour), T_m est la masse des trains de marchandises (tonnes/jour), T_t est le poids des locomotives (tonnes/jour), K_m est un coefficient pondérant la charge à l'essieu (1,15 en cas normal, 1,3 dans le cas de charge à l'essieu de 20 tonnes), K_t est une constante qui est égale à 1,4.

A partir de la valeur T_{f2} , l'UIC a établi la classification des groupes de lignes présentée dans le tableau 1. Les groupes 1 concernent les lignes les plus empruntées, en termes de trafic et de tonnage. En France, sur le RFN, il n'y a pas, actuellement, de lignes appartenant au groupe UIC 1. Pour celles de groupe 9, ces lignes sont très peu empruntées. Notons qu'à partir des groupes UIC 7, une dichotomie est faite pour dissocier les groupes 7 à 9 avec ou sans circulation de voyageurs. La politique de maintenance des lignes ferroviaires est basée sur ces caractéristiques de trafic. En conséquence, les activités de maintenance sont exécutées plus fréquemment pour les six premiers groupes et moins pour les autres groupes.

Tableau I.3 : Classification du groupe UIC

Groupe UIC	Valeur de caractéristique Tf2	Longueur (km)
Groupe 1	$Tf2 > 120000$	0
Groupe 2	$120000 \geq Tf2 > 85000$	2385
Groupe 3	$85000 \geq Tf2 > 50000$	8968
Groupe 4	$50000 \geq Tf2 > 28000$	12218
Groupe 5	$28000 \geq Tf2 > 14000$	6807
Groupe 6	$14000 \geq Tf2 > 7000$	7381
Groupe 7 : trains de voyageurs et marchandises	$7000 \geq Tf2 > 3500$	4149 (voyageurs) et 292 (fret)
Groupe 8 : trains de voyageurs et de marchandises	$3500 \geq Tf2 > 1500$	7607 (voyageurs) et 1291 (fret)
Groupe 9 : trains de voyageurs et de marchandises	$1500 \geq Tf2$	6288 (voyageurs) et 7942 (fret)

6. Caractérisation du Réseau Ferré National

a. Répartition des défauts selon la classification UIC

La classification en groupe UIC présentée Tableau I.3 étant la norme, elle sera la base de notre analyse. La longueur totale de chaque groupe n'étant pas la même, il semble nécessaire de normaliser le nombre de problèmes par la longueur du groupe. Un nombre de problèmes enregistrés par 1000 km de chaque groupe de l'UIC a été considéré comme représentatif et le résultat est présenté sur la Figure I.20. La première catégorie correspond à l'ensemble des données relevées concernant les problèmes liés à l'infrastructure ; la deuxième catégorie correspond aux problèmes liés à la structure d'assise. Quant à la troisième catégorie, celle-ci concerne les zones sensibles, à savoir celles affectées par des remontées boueuses. On observe que pour la première catégorie, le nombre de problèmes est plus important pour les groupes de 2 à 4, le groupe 4 concentrant la majeure partie des problèmes.

Lorsque seules les données associées à la sous-structure sont prises en compte, la configuration est devenue différente et le maximum de défaut apparaît pour le groupe 7AV (Avec Voyageurs). La même observation peut être faite avec les données liées aux zones sensibles. Cette constatation confirme la politique de maintenance de la SNCF qui ne concentre ses efforts pour les groupes 1 à 6 et moins sur les suivants. Il est important avant de tirer tout constat hâtif de vérifier la conséquence de l'absence de ces travaux sur la qualité de service apporté.

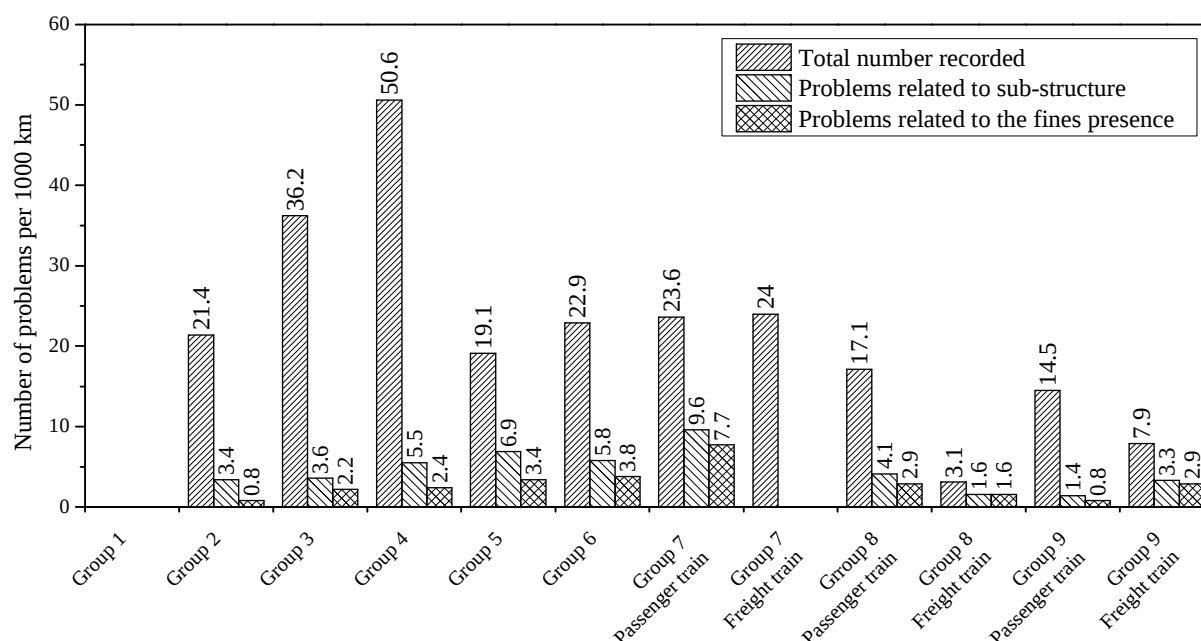


Figure I.20 : Nombre de problèmes par rapport aux groupes UIC (Duong, 2013)

b. Défauts et saisonnalité

Les problèmes apparus au cours d'une année civile sont formalisés sur la Figure I.21a pour la structure d'assise et pour les zones situées sur des sols fins argileux en Figure I.21b. Très souvent, le phénomène de remontée boueuse se produit dans les zones sensibles où les particules fines sont pompées du sol vers la surface du ballast occasionnant un colmatage de la couche de ballast qui perd ses propriétés mécaniques du fait de l'interposition d'une couche savon entre les grains qui a pour conséquence de lubrifier le contact (Selig et al, 1994 ; Indraratna et al., 2011). Ces graphiques montrent également la tendance à l'apparition des désordres en voie durant les mois de février, mars et avril où pour les sites sensibles, il y a des pics de défauts atteignant respectivement les valeurs de 28, 48 et 13, tandis que ceux des autres mois sont tous inférieurs à 10. Cependant la présence de boue dans le ballast en période sèche est également néfaste pour la voie qui devient difficilement maintenable du fait de la solidification de la boue.

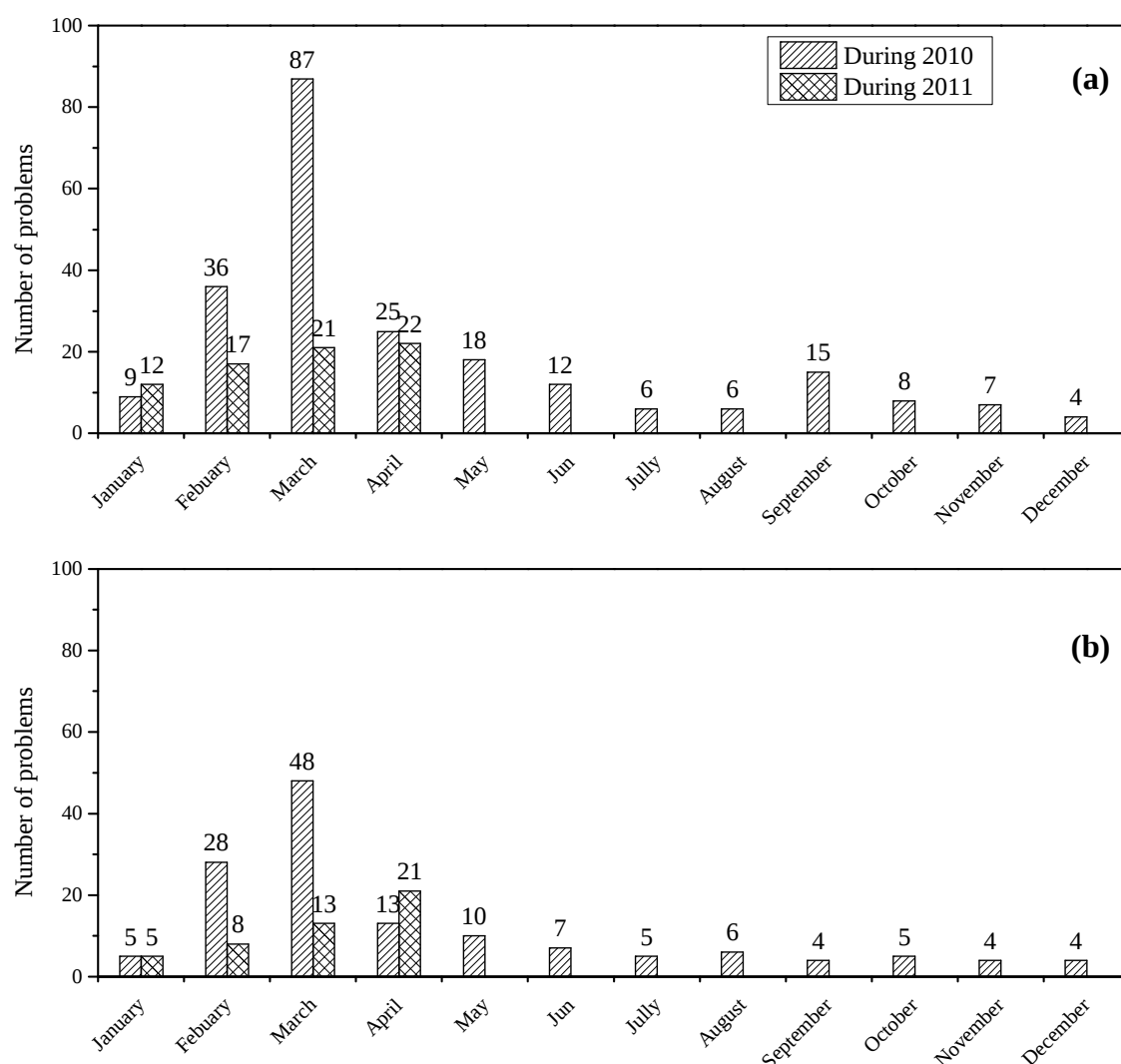


Figure I.21 : Problèmes survenant au cours d'une année. a) Problèmes liés à l'infrastructure et la b) problèmes liés aux zones sensibles (Duong, 2013)

c. Défaits selon la voie circulée

Sur cette période d'un an et trois mois, on a regardé si les défauts étaient majoritairement situés sur la voie 1 (généralement Paris-Province) ou sur la voie 2 (sens Province-Paris) (Figure I.22). L'appellation autre ligne correspond aux voies uniques ou voie secondaires. Les problèmes liés aux structures d'assise sont recensés à parts égales entre la voie 1 (110 cas) et la voie 2 (109 cas). Cependant les problèmes relevés sur les zones sensibles sont nettement plus importants (40 %) sur la voie 1 que sur la voie 2. Une tentative d'explication peut être trouvée par l'historique de maintenance de la ligne, mais aussi par les arrivées d'eau depuis les bassins versants extérieurs.

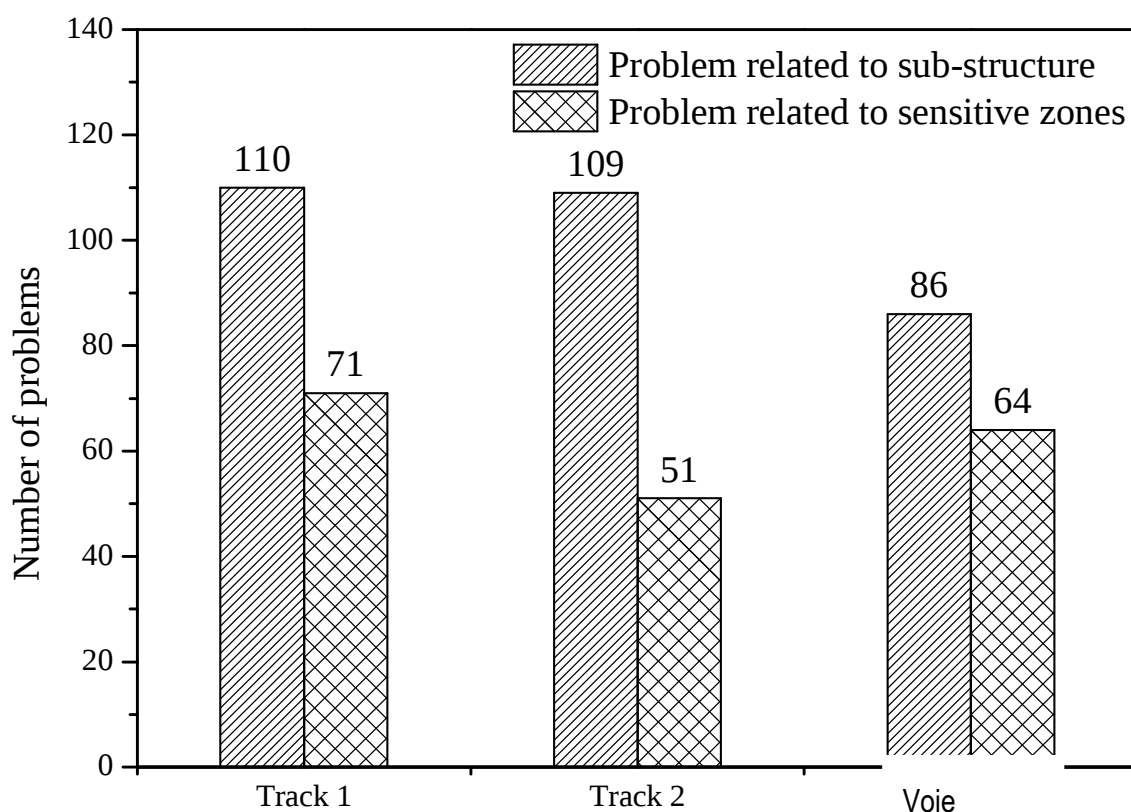


Figure I.22 : Problèmes relevés en fonction de la voie (Duong, 2013)

d. Répartition géographique des problèmes rencontrés

La Figure I.23 représente les problèmes en fonction des territoires SNCF qui se divisent en trois territoires, chacun constitué de plusieurs infrapôles. On voit que l'Atlantique est le territoire où il y a le plus grand nombre de problèmes. Cette observation est confirmée lorsque l'on regarde la répartition des défauts pour la structure d'assise (Figure I.23b), mais également pour la distribution en termes de zones sensibles (Figure I.23c). Ainsi, le pourcentage des problèmes dans l'Atlantique est de 60 % contre 22 % dans le Sud-est et de 18 % dans le nord-est et en Normandie. Notons que d'une part le territoire Atlantique est bordé comme son nom l'indique par l'océan Atlantique et la géologie des terrains traversés peut contribuer aux désordres rencontrés. D'autre part l'Atlantique est aussi le territoire ayant la longueur de ligne totale la plus élevée, d'où un plus grand nombre de problèmes identifiés. Cependant, il est nécessaire d'indiquer que ce recensement est tributaire des personnes remplissant les informations et de leur disponibilité pour réaliser cette mission. Ces valeurs ne peuvent être prises comme étant une représentation fine de l'état du RFN.

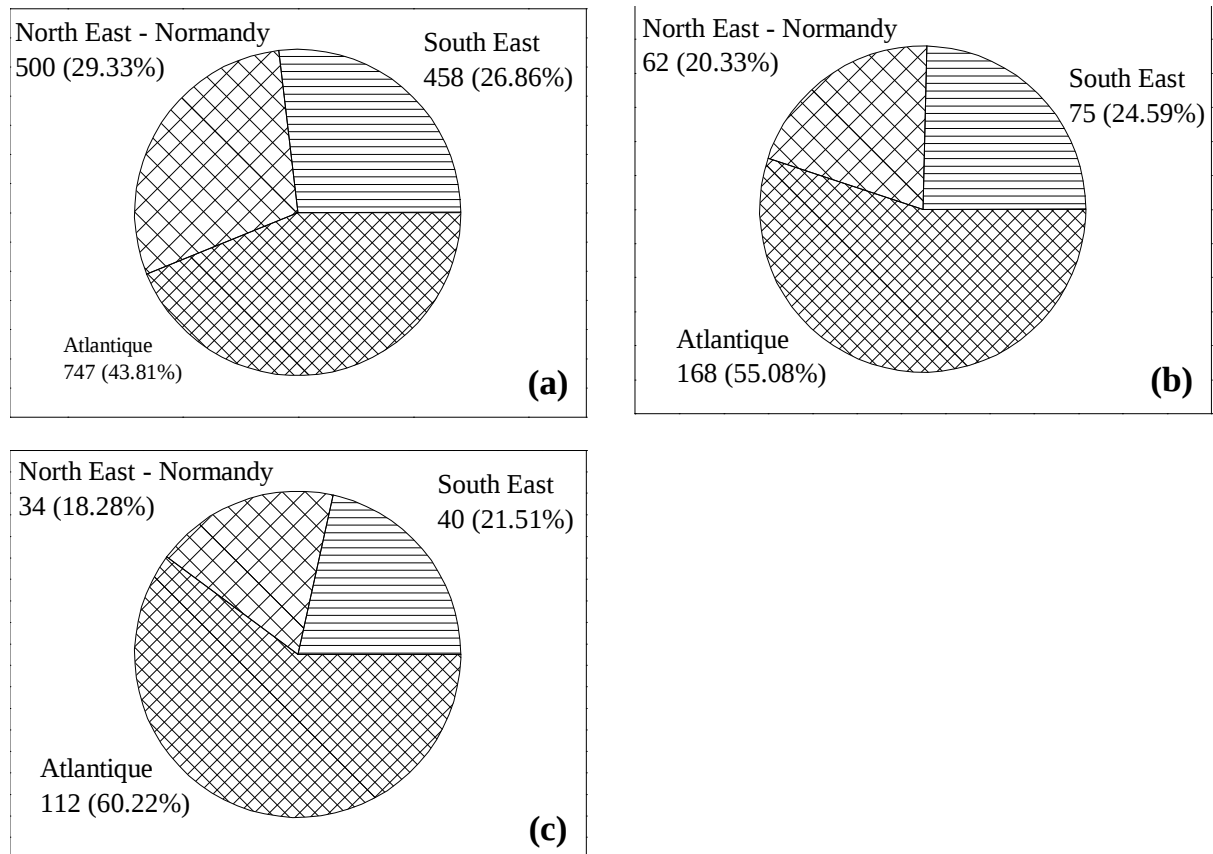


Figure I.23 : Classification des problèmes selon le territoire. a) Tous les problèmes ; b) zones sensibles et c) problèmes liés à l'infrastructure (Duong, 2013)

La Figure I.24 montre la répartition des problèmes dans les différents infrapôles (problèmes liés à la structure d'assise en Figure I.24a et problèmes liés aux zones sensibles en Figure I.24b). On peut constater que les problèmes surviennent presque partout en France. La plupart des cas sont apparus dans les infrapôles « Ouest Parisien » (Paris Ouest) et Poitou Charentes. En se basant sur cette observation, une ligne située dans l'infrapôle Poitou Charentes a été sélectionnée pour une étude plus approfondie.

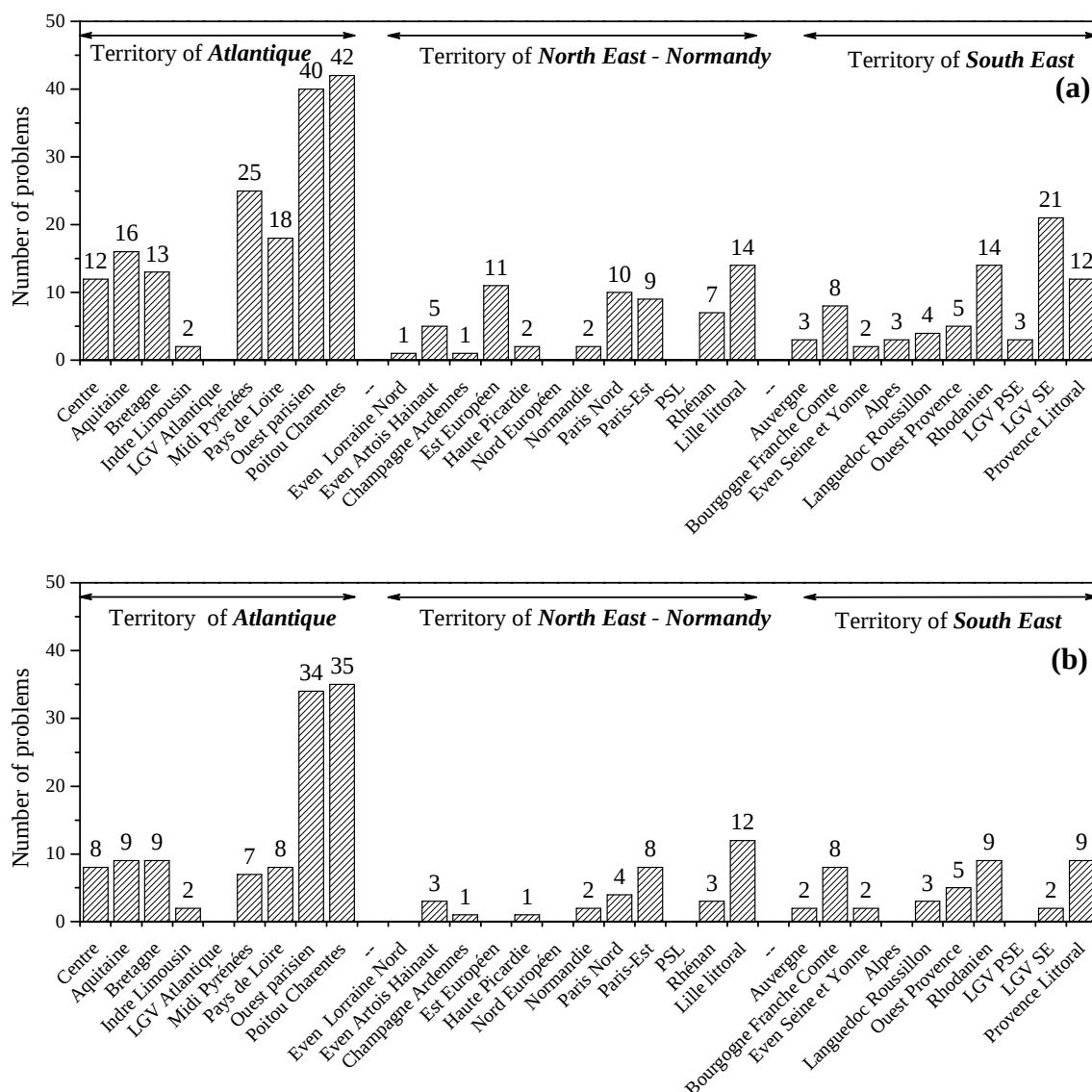


Figure I.24 : Classification des problèmes selon l'Infrapole. a) Problèmes liés à la sous-structure et b) problèmes liés aux zones sensibles (Duong, 2013)

C. Etude de cas : Niort – La Rochelle

L'étude concerne la ligne allant de St Benoit à La Rochelle. Cette analyse porte sur la portion de voie située entre Niort et La Rochelle, entre les points kilométriques (PK 72 à 140). Cette étude a été réalisée dans le cadre d'un relèvement de vitesse de 160 à 200 km/h.

Cette ligne a été construite dans les années 1860. Elle est classée groupe UIC 6, la vitesse des circulations est actuellement de 160 km/h. Comme mentionné précédemment, les normes de construction actuelles n'ont pas été appliquées lors de la construction de cette ligne, et le ballast a majoritairement été posé directement sur le sol support. Dans le cas où la plateforme était de très

mauvaise qualité, des améliorations de sols (paillé, hérisson...) ont été réalisées. Après des années de circulations et d'opérations, une couche intermédiaire a été créée à la suite de l'interpénétration du ballast et de fines particules du sol support (Trinh 2011 ; Cui et al. 2013 ; Duong et al. 2013). Certaines portions de cette ligne se retrouvent sujettes à des problèmes de maintien du nivellement de la voie malgré des travaux de Renouvellement Voie et Ballast (RVB), c'est ainsi que cette ligne a été sélectionnée pour déterminer l'impact de la couche intermédiaire dans la dégradation du nivellement de la voie.

Cette étude est basée sur l'analyse de différentes données telles que les informations géométriques concernant les épaisseurs de couches, issues des investigations menées à l'aide du train carotteur et du Panda (essai au pénétromètre dynamique léger) couplé à des observations de géo-endoscope.

1. Outils de diagnostic de l'état de la plateforme

Comme vu précédemment, le train Mauzin permet de diagnostiquer l'état de la géométrie de la voie. On présente ici les autres outils permettant de diagnostiquer l'état de la plateforme. Les différents matériels ayant été utilisés pour réaliser l'analyse de la voie entre Niort et La Rochelle sont :

Train carotteur : ce train, appartenant à l'Européenne des Travaux Ferroviaires (ETF), permet de réaliser des carottages en pleine voie. Les carottes, de diamètre 270 mm et de type simple enveloppe, permettent d'avoir une information sur la géométrie et l'état des structures en place ainsi que sur celui du sol support. Cet engin est utilisé avant la réalisation d'un RVB pour provisionner d'éventuels travaux en plateforme.

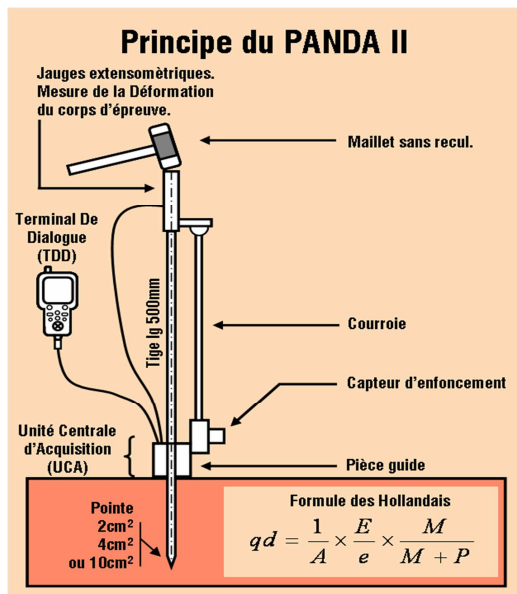
Cet outil donne un signal assez caractéristique lorsque les sondages sont réalisés dans une zone de remontée boueuse. En effet, ces zones sont caractérisées par l'absence de remontée de carotte (lorsque l'état hydrique est élevé) liée à une non-tenue des terrains.

Depuis 2009 la SNCF a lancé un programme de recherche destiné notamment à avoir une alternative au train carotteur. En effet, celui-ci ne peut à lui seul ausculter l'ensemble du linéaire prévu pour le renouvellement. Ainsi, la recherche Technique de Diagnostic de la VOIE Ballastée (TEDIVOIE B) explore de nouvelles approches non destructives de diagnostic tout en conservant les capacités de l'infrastructure. Les méthodes testées actuellement sont :

Le PANDA® : La méthodologie de sondage proposée est basée sur le couplage d'essais pénétrométriques PANDA® et géoendoscopiques (Figure I.25). Celle-ci est détaillée dans un référentiel SNCF IN 4103. L'essai PANDA® consiste à enfoncer par battage un train de tiges de faible diamètre dans le sol. L'outil mesure la résistance de pointe du sol en fonction de la profondeur. L'essai

géoendoscopique vient compléter l'essai pénétrométrique et caractérise la nature et l'épaisseur des couches. Cet essai consiste à introduire un endoscope de 8 mm de diamètre dans la cavité réalisée suite à l'essai PANDA. Un enregistrement vidéo de la cavité est effectué. Une analyse d'images est réalisée pour caractériser les différentes couches de terrain ainsi que l'état d'humidité du sol.

Essai pénétrométrique



Essai géoendoscopique

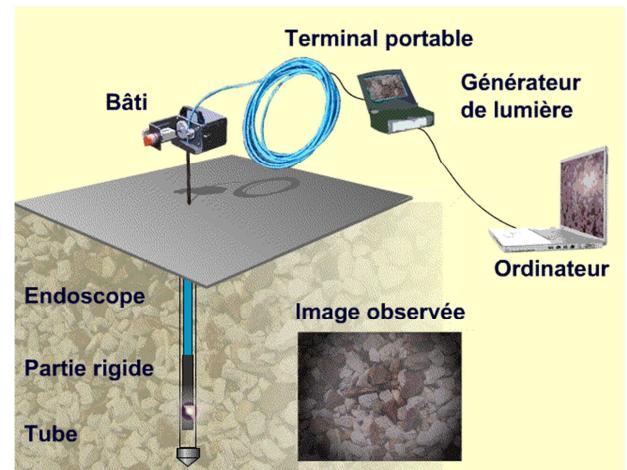


Figure I.25 : Principe de fonction des essais pénétrométrique et endoscopique

Cette méthodologie permet d'obtenir une caractérisation détaillée (Figure I.26) de chaque couche d'assise, notamment la résistance de pointe du sol, son épaisseur, sa nature (ballast sain, ballast colmaté, sous couche, plateforme) et son état hydrique (qualitatif).

L'ensemble de ces données est synthétisé dans un tableau récapitulatif rattaché au référentiel de sondages SNCF.

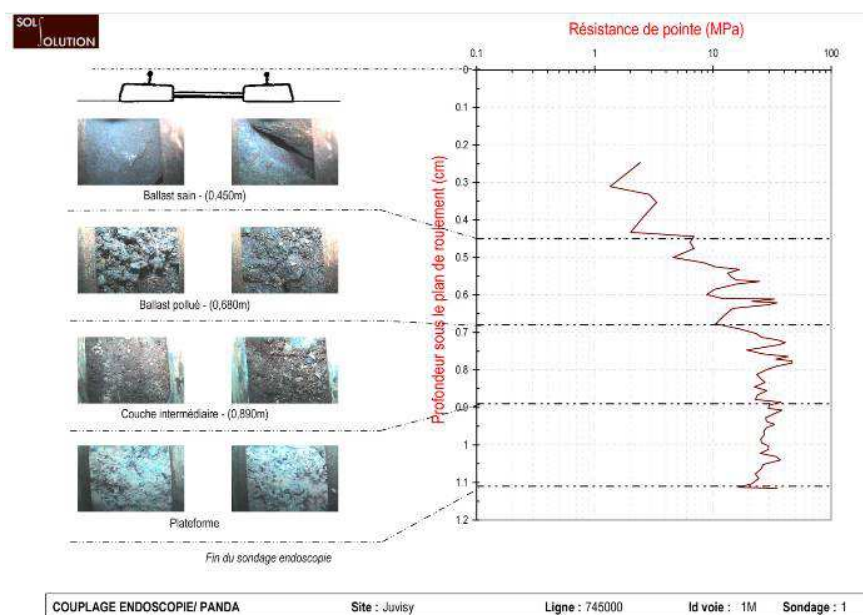


Figure 1.26 : Livrable type d'un essai panda™ (Sol Solution)

La pertinence des résultats obtenus a pu être vérifiée lors de différentes études réalisées par le Département Etudes de Lignes de la Direction de l'Ingénierie SNCF (lignes St Benoit – La Rochelle / Le Monastier — La Bastide St Laurent les Bains...).

Le Géoradar : l'auscultation des plateformes ferroviaires (structure d'assise et ballast) par géoradar permet d'analyser la structure quelques mètres sous la surface (+/- 2m) à l'aide d'onde de haute fréquence. Cette technique permet de réaliser des mesures en continu à grande vitesse (80 km/h), sans intervenir sur la plateforme. La qualité de l'acquisition, et sa précision dépendent de la vitesse du train. Cette technique permet, en général, de fournir des renseignements (Figure 1.27) en continu sur :

- l'épaisseur du ballast et de la sous-couche (ou couche intermédiaire),
- les zones de ballast propre ou de ballast colmaté,
- les problèmes de drainage dans le ballast et l'assise,
- les tronçons avec problèmes de capacité porteuse (affaissement, poche de ballast),
- la régularité du fond de couche de ballast ou de la sous-couche,
- la section transversale de la voie afin d'obtenir un profil en travers de la voie à n'importe quel endroit. Cette représentation permet de mieux visualiser les irrégularités de fond de couche du ballast ou de la couche intermédiaire.

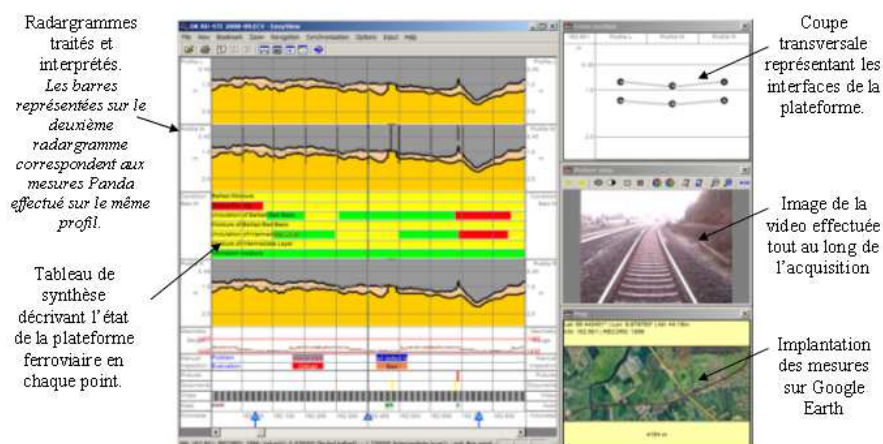


Figure 1.27 : Exemple de sortie graphique fournie par la société Ground Control

Ainsi, le couplage de ces deux techniques Panda-Géoradar permet de réaliser un diagnostic relativement précis de l'état de la plateforme et de proposer des solutions techniques aussi adéquates que possible.

a. Situation géologique et hydrogéologique

La ville de Niort est assise sur des terrains calcaires graveleux séparés du *Marais poitevin* par un accident tectonique connu sous le nom de la *faille d'Aiffres*. Celle-ci longe la zone d'envoyage de la vallée de la Sèvre Niortaise en traversant la dépression de calcaires et marnes partiellement remblayée par des sédiments fluviatiles fins. Ensuite, la ligne ferroviaire recoupe cinq grands ensembles géologiques. Le premier principalement constitué des terrains du Jurassique moyen, composé de calcaires graveleux ou à silex pouvant être très dur, autour du Pk 74, au niveau de la gare de Niort. L'épaisseur des bancs passe du décimètre au mètre et l'épaisseur totale de la couche peut atteindre 20 m. Au Pk 75, le tracé traverse un bras d'alluvions fluviatiles argilolimoneuses à argilocalcaires. Leur épaisseur est en général faible d'une vingtaine à une cinquantaine de centimètres (voire un mètre dans la vallée du Mignon).



Figure I.28 : Carte géologique de la ligne étudiée

Le deuxième type d'ensemble, traversé par la ligne sur une courte distance, commence à la sortie de la ville, vers le Pk 76. Les terrains sont constitués de bancs calcaires fins, plus ou moins argileux, fossilifères, allant de tendres à durs, intercalés par des lits de marnes ou d'argiles. L'épaisseur des bancs est centimétrique à métrique.

Le troisième type, recoupé par la ligne est représenté par des marnes. Du Pk 76 au Pk 79 (inclus), la ligne traverse des sols constitués de marnes grises fossilifères sur des épaisseurs d'environ 20 m (l'épaisseur totale de la couche atteignant 40 m). Ces marnes peuvent être intercoupées par des bancs minces de calcaire plus ou moins argileux pouvant parfois être sublithographiques (durs). Le long du Pk 79, la ligne traverse aussi la Guirande qui repose sur les alluvions fluviatiles argilolimoneuses à argilocalcaires et sur des grèbes, graviers anguleux associés à une matrice terreuse fine, plus ou moins bien litées, qui résultent de la gélifraction en climat glaciaire. C'est l'alternance de bancs calcaires argileux et de marnes qui constituent le quatrième ensemble géologique révélant des plaines sèches et des plateaux que recoupe le tracé de la ligne. Du Pk 80 au Pk 102 (inclus), la ligne repose sur une alternance de bancs souvent métriques, essentiellement en calcaires argileux séparés par des marnes. Certaines zones sont très argileuses avec une grande puissance de marnes ou bien plus calcaires avec de très fines intercalations argileuses (quelques centimètres) et souvent des bancs très durs. Plus précisément, les bancs de calcaires deviennent de plus en plus durs lorsqu'on avance sur la ligne. Du Pk 80 au Pk 87 (inclus), les calcaires de Fors constituent une première barre résistante, bien marquée

dans le paysage par une cuesta dominant la dépression des marnes du troisième ensemble géologique vu précédemment.

Plus au sud, sous le bras alluvionnaire de la Courance, entre le Pk 91 et le PK 97 (inclus) le calcaire est plus dur que les calcaires de Fors et forment une seconde cuesta. Aux environs du Pk 87 au Pk 89 (inclus), ainsi qu'au Pk 92 et au Pk 95, la ligne recoupe des zones d'alluvions fluviatiles récentes argilolimoneuses à argilocalcaires, révélées par la Courance, reposant parfois sur des petites formations tourbeuses localisées dans les dépressions des principales vallées, comme aux Pk 88 et 89 (Marais de la Gorre). Ces terrains tourbeux sont caractérisés par l'absence de résistance à toute pression. Enfin, plus au sud encore, une troisième ligne de relief est constituée par les assises des calcaires du Jurassique inférieur plus résistantes encore entre les Pk 99 et 102 (inclus).

Le cinquième ensemble correspond au plateau d'Aunis, marnes, calcaires blanc crayeux, et calcaires sublithographiques (Jurassique supérieur). À partir du Pk 103, le tracé recoupe des terrains composés majoritairement par des calcaires blanc crayeux et de calcaires sublithographiques, disposés en strates régulières et alternant avec des niveaux marneux décimétriques. Ce niveau fait au total une trentaine de mètres d'épaisseur. Une zone du Pk 103, au Nord de Surgères, recouvre un placage peu épais de limons argilocalcaires. Ces limons contiennent de nombreux petits nodules de limonite, des graviers et des petits galets calcaires ou siliceux. Entre les PK 119 au PK 120, la ligne traverse un îlot de calcaire corallien.

Concernant l'hydrogéologie des terrains traversés, les principaux constats se concentrent sur les secteurs de Niort et du Marais Poitevin. En sortant de Niort, les marnes du troisième ensemble géologique présentées précédemment forment le mur d'une nappe dont le magasin est représenté par le calcaire argileux et marnes (quatrième ensemble géologique). Cette nappe dont la transmissivité s'exprime autour de 10^{-3} m/s au niveau de St Symphorien (Pk 80), forme un réseau aquifère libre, qui alimente les puits particuliers et quelques captages. Pour les basses terres du Marais poitevin (à l'ouest de Niort), le problème majeur a toujours été celui du contrôle des eaux pour protéger le sol des crues des rivières. L'ensemble de la plaine alluviale se situe au maximum au niveau des plus hautes mers et est pratiquement horizontal. Le *Marais mouillé* constitue une zone d'épandage pour les crues d'hiver et de printemps de la Sèvre Niortaise et de ses affluents (le *marais mouillé* peut être submergé de 1 m d'eau lors des crues).

Notons également que plus au sud, l'aquifère libre est moyennement productif dans les zones de circulations souterraines préférentielles, comme le long de la vallée de la Courance (Pk 88 à 90) dont le cours est assuré par le débordement de la nappe sous-jacente. Au niveau des plateaux et

plaines que traverse la ligne du Pk 90 au Pk 102 (inclus), les calcaires affleurants recèlent souvent, à faible profondeur, une série d'aquifères libres, résultant de l'altération superficielle de ces roches et dont les émissaires alimentent les cours d'eau voisins. Les circulations d'eau se font dans les fissures et les niveaux marneux. Du côté de Périgny (Pk 134), la nappe phréatique subit des variations saisonnières importantes, d'environ 3 m. Alimentés en période de crue, par débordement de la nappe, les ruisseaux temporaires se manifestent dans les talwegs.

b. Analyse des données de la ligne St Benoit à La Rochelle

La Figure I.29 présente la vitesse de dégradation (augmentation du NL par an ; calculé à partir la pente telle que présentée à la Figure I.13) par rapport au point de kilomètre pour la voie 1 et voie 2. Dans l'ensemble, il y a une concordance entre les deux voies ; les pics de la voie 1 apparaissent simultanément sur la voie 2, à l'exception de quelques zones caractéristiques au niveau des Pk 80 et 110.

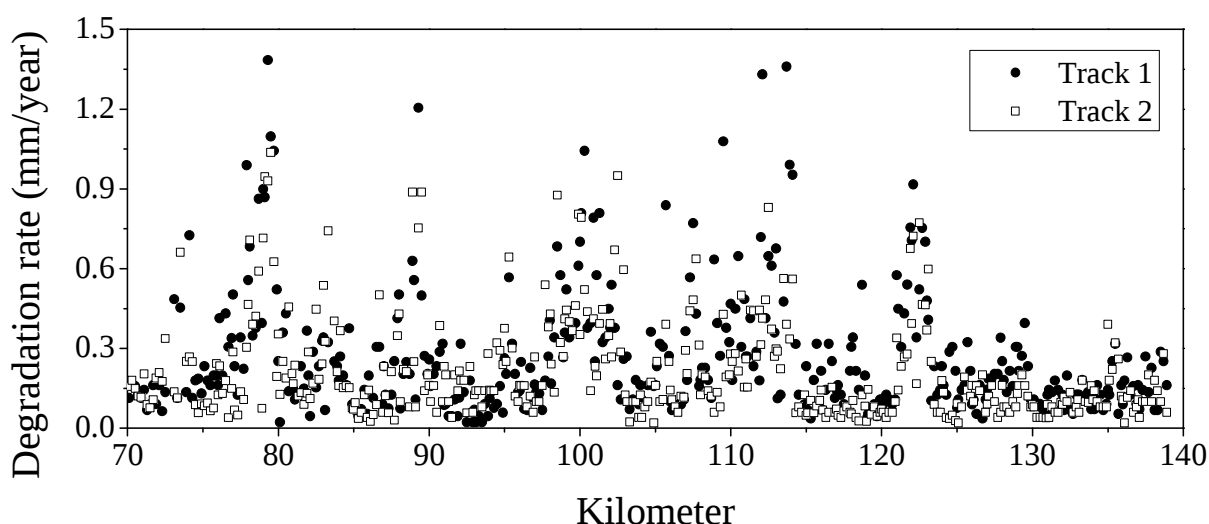


Figure I.29 : La vitesse de dégradation le long de la ligne étudiée (Duong, 2013)

La Figure I.29 permet d'identifier les zones à forte dégradation, celles-ci sont principalement localisées aux environs des PK 73, 79, 88, 99 à 103, de 106 à 114 et 122. Si l'on se réfère à la carte géologique, on peut conclure que ces secteurs correspondent aux zones où les terrains sont largement constitués de sols fins comme des calcaires, des marnes, des marno-calcaires, des dépôts alluviaux ou colluviaux ; de la tourbe ou encore des argiles. Il est important de noter que ces sols sont sensibles aux changements de la teneur en eau et aux sollicitations cycliques engendrées par le passage des circulations. Pour ce qui est des sols comme la tourbe, les dépôts alluviaux et les colluvions, ceux-ci

sont très compressibles et n'ont pas les propriétés mécaniques requises pour soutenir une infrastructure ferroviaire et les sollicitations qu'elle engendre. Cela peut expliquer le taux d'accroissement élevé de NL dans ces zones. En revanche, si l'on regarde le PK 123 situé en extrémité de ligne, l'évolution du NL diminue à mesure que l'on se rapproche du terminus ce qui indique une bonne performance des voies. Cela s'explique notamment par la nature du sous-sol constitué de calcaire dur.

La présente analyse a mis en évidence l'influence du sous-sol dans la tenue du nivellement longitudinal de la voie ferrée. Ainsi, lorsque le sol possède de faibles propriétés mécaniques, celui-ci n'est pas apte à servir de fondation de la voie ferrée. Dans ce cas, il est alors nécessaire de prévoir des solutions d'amélioration pour satisfaire aux exigences requises.

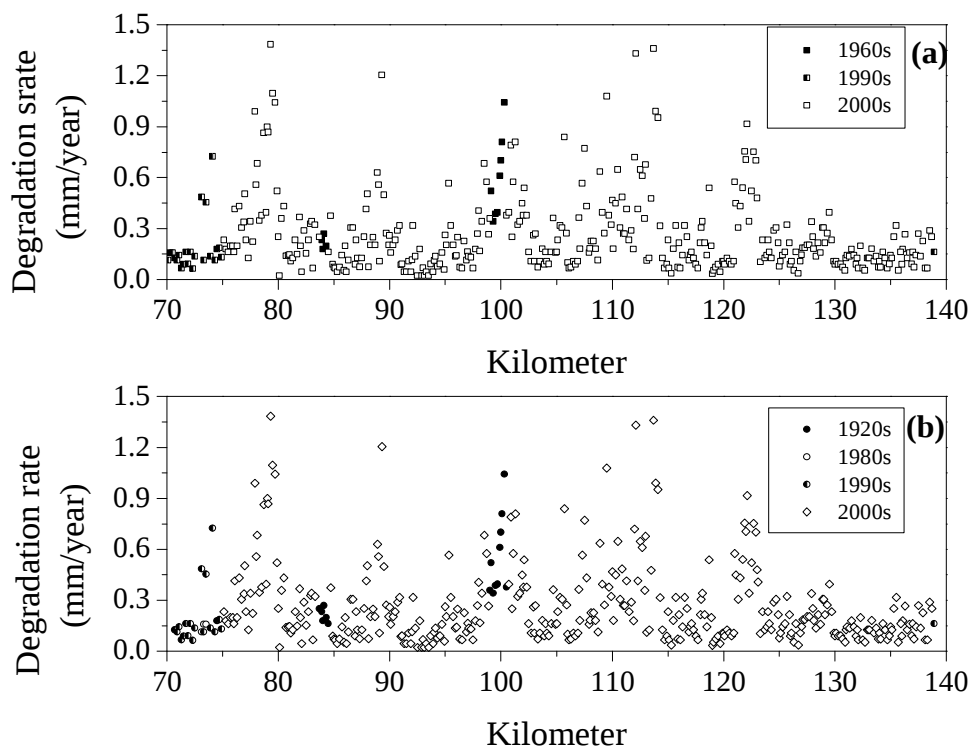


Figure I.30 : La vitesse de dégradation de la voie 1 selon (a) l'année de pose du rail et (b) l'année de pose de la traverse (Duong, 2013)

Les Figure I.30 et Figure I.31 présentent la vitesse de dégradation du nivellement en fonction de l'année de pose du rail (Fig. a) et de la traverse (Fig. b) pour la voie 1 et voie 2. De ces graphiques il est possible de mettre en évidence que l'âge de l'armement n'est pas directement lié à la vitesse de dégradation du nivellement. Cette observation met donc en avant l'importance du support (plateforme) dans la tenue de la géométrie de la voie. En effet, le renouvellement des rails et traverses n'influence

pas clairement l'évolution du NL sur un certain nombre de secteur. Par ailleurs, si l'on admet que l'on peut avoir une hétérogénéité (ancienneté) d'armement entre la voie 1 et en voie 2, la coïncidence entre la vitesse de dégradation de la voie 1 et voie 2 (Figure I.29) indique que l'évolution du NL doit probablement provenir de la sous structure, ce qui justifie l'importance à accorder à l'étude sur la couche intermédiaire.

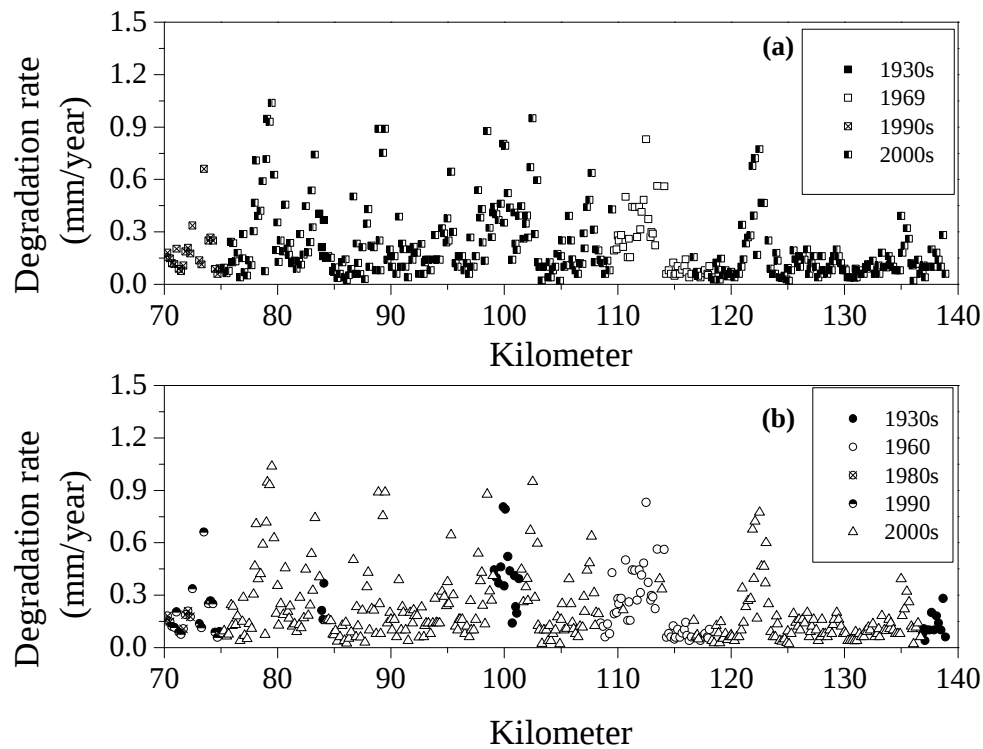


Figure I.31 : La vitesse de dégradation de la voie 2 selon (a) l'année de pose du rail et (b) l'année de pose de la traverse (Duong, 2013)

La Figure I.32 présente la corrélation entre la vitesse de dégradation de la voie 1 et celle de la voie 2. On observe que le NL de voie 1 a augmenté plus rapidement que celui de la voie 2, comme l'indique la présence d'un grand nombre de points non centrés sur la ligne de « même dégradation ».

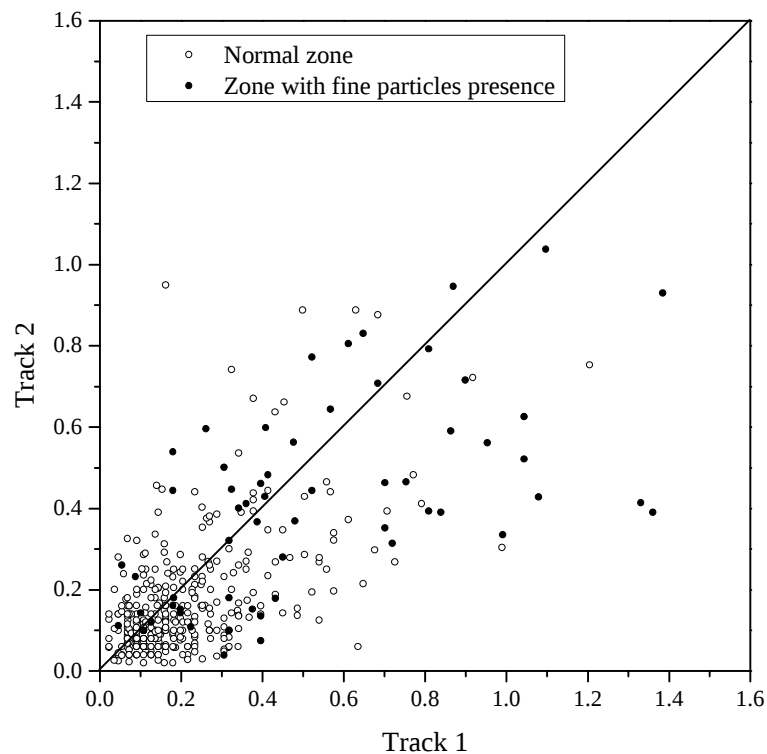


Figure I.32 : Corrélation entre le taux de dégradation de la voie 1 et voie 2 (Duong, 2013)

L'évaluation de l'ensemble de la ligne a permis d'identifier des zones où la vitesse de dégradation du NL est différente d'une voie à l'autre. Cette vitesse est présentée dans la Figure I.32 avec les symboles noirs. On remarque qu'il est possible de faire le lien entre la dégradation du NL et la présence de fines. La Figure I.33 montre que la plupart des zones contenant des particules fines correspondent à des zones avec un taux d'accroissement de *NL* élevé. Ces fines particules proviennent probablement du sol support par le phénomène de « remontée boueuse ». Ainsi, les sols contenant des fractions fines peuvent être préjudiciables à la bonne tenue de la voie s'ils ne sont pas correctement drainés et qu'il n'y a pas de couche de séparation/filtration entre le sol support et le ballast. En effet, pour ce genre de sols, une diminution des performances mécaniques peut être attendue lorsque la teneur en eau augmente.

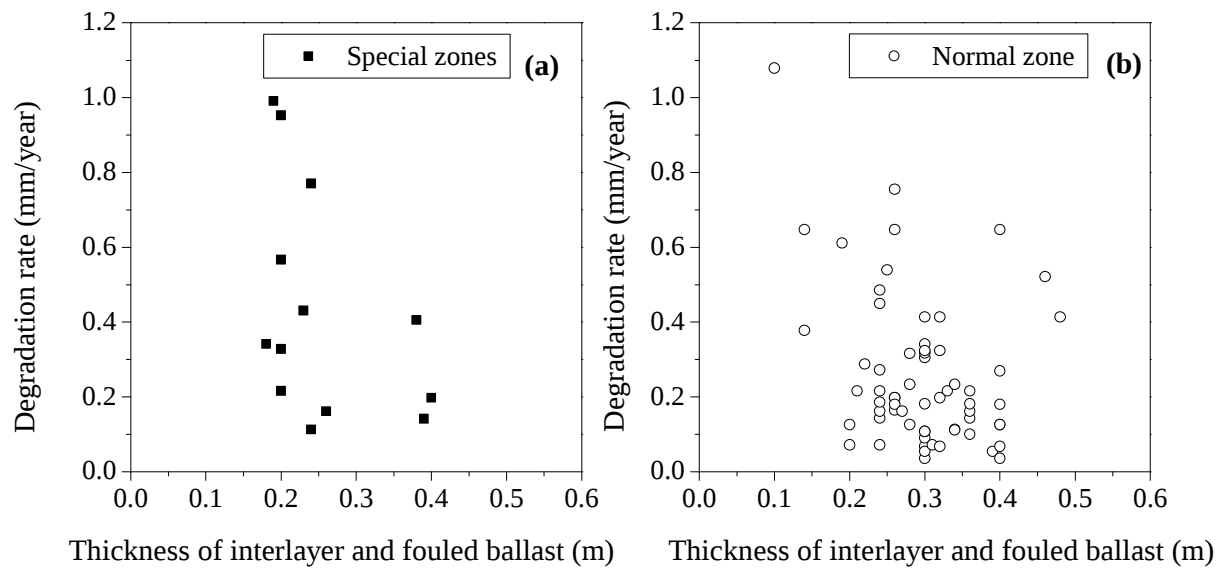


Figure I.33 : Corrélation entre la vitesse de dégradation du NL et l'épaisseur du ballast couche intermédiaire et colmaté pour la voie 1 - données de train carotteur. a) des zones singulières et b) zone normale (Duong, 2013)

La Figure I.33 présente la corrélation entre l'épaisseur de ballast colmaté, de la couche intermédiaire (e) et la vitesse de dégradation du NL pour les zones singulières (Fig. a) et les zones courantes (Fig. b), sur la voie 1. Les zones singulières correspondent à la zone des gares, des ponts ou des viaducs. Les autres zones sont désignées comme étant des zones courantes. La même étude est présentée dans la Figure I.34 pour la voie 2. Les zones singulières, voie 1 (Figure I.33a) présentent une tendance à la baisse brutale de la vitesse de dégradation avec l'augmentation de l'épaisseur des couches d'assise, alors que cette tendance n'est pas respectée pour la voie 2 (Figure I.34a). Pour les zones courantes, malgré un nuage de points épars qui peut s'expliquer par la présence de ballast colmaté, pris en compte dans l'étude, la voie 1 (Figure I.33a) et la voie 2 (Figure I.34a) présentent une diminution de la vitesse de dégradation lorsque l'épaisseur de couche augmente. Il est donc important d'avoir une couche intermédiaire épaisse pour diminuer la contrainte appliquée au sol support qui peut conduire à une déformation importante de la voie. C'est ce qui explique la tendance à la diminution de la vitesse de dégradation avec l'augmentation de l'épaisseur.

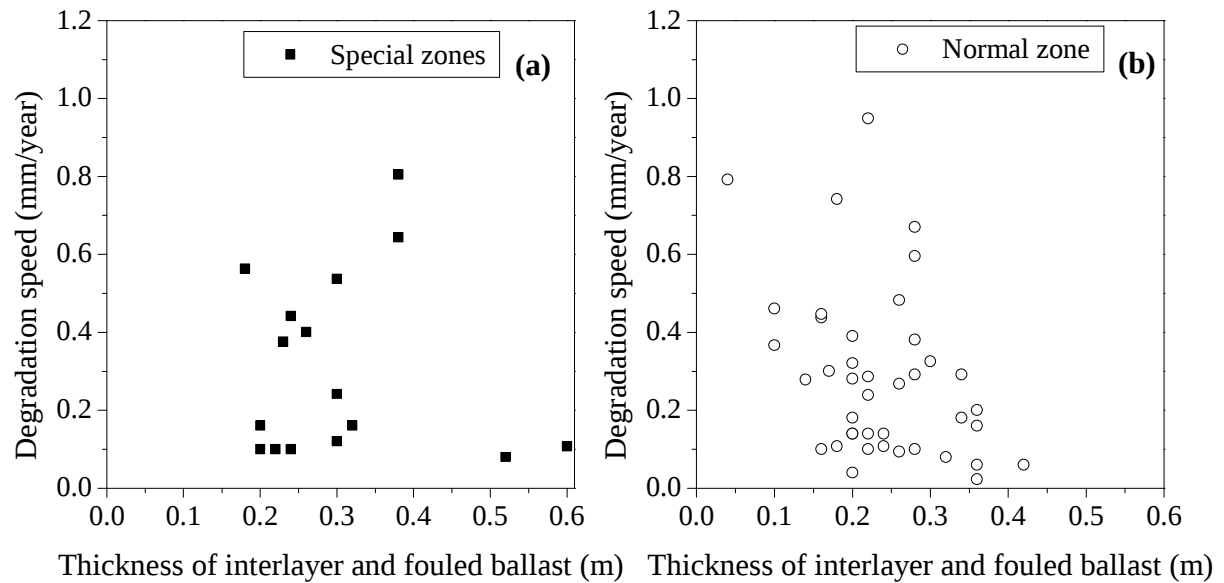


Figure 1.34 : Corrélation entre la vitesse de dégradation du NL et l'épaisseur du ballast et ballast colmatée pour la voie 2 - données du train carotteur. a) Zones singulières et b) Zone courante (Duong, 2013)

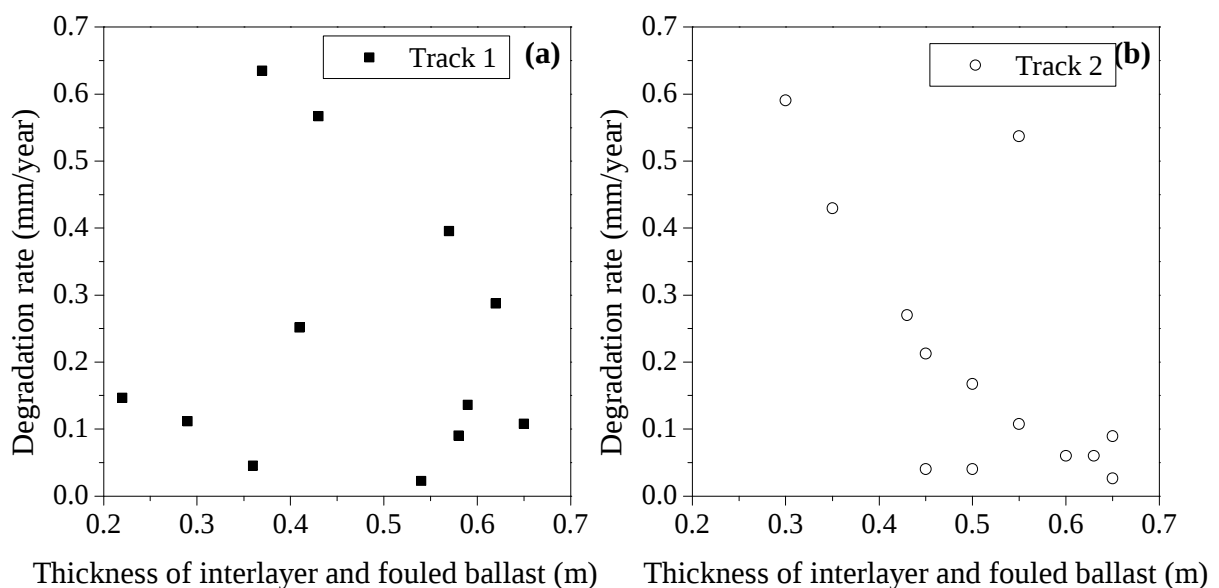


Figure 1.35 : Corrélation entre la vitesse de dégradation du NL et l'épaisseur du ballast et ballast colmatée - données de Panda et Endoscope. a) Voie 1 et b) Voie 2 (Duong, 2013)

Cette tendance est également observée sur la Figure 1.35 où l'épaisseur de la couche intermédiaire est estimée à l'aide des essais Panda-Endoscope. La tendance n'est pas claire pour la voie 1, mais l'est plus pour la voie 2. Cela confirme l'impact positif de la couche intermédiaire dans la réduction de la dégradation des pistes. Notons que, dans d'autres pays, l'influence positive des couches telles que la

couche de forme ou la sous-couche ont été identifiés Selig et Waters (1994) ; Radampola et coll. (2008).

D. Synthèse

Ce chapitre s'est attaché à présenter le contexte général de la voie ferrée. Pour cela on a revu l'historique de la construction du réseau et les différents types de structure sur le RFN. Cette étape permet de poser la problématique de ce mémoire à savoir la complexité des structures d'assise ferroviaire que l'on peut rencontrer le long des 32 000 km de voie en France. Dans un deuxième temps on a présenté les critères de maintenance des voies et les principales origines des problèmes qu'on rencontre en termes de tenue de la géométrie de la voie. Enfin, on a présenté une étude de cas réalisé par Duong (2013) sur le tronçon de ligne Niort – La Rochelle. Les conclusions issues sont :

- Le maintien de la sous-structure, bien que plus contraignant, est aussi important que l'armement puisque le nombre de problèmes affectés à la structure d'assise est légèrement supérieur à celui de la superstructure. Cependant cette répartition pourrait évoluer si les défauts « non affectés » l'étaient.
- La qualité sol support a un effet sur la dégradation des voies. En effet on constate une forte corrélation entre la vitesse de dégradation du NL et la proportion en particules fines du sol support.
- Il y a une corrélation entre la vitesse de dégradation et l'épaisseur de la couche de ballast et couche intermédiaire, suggérant un rôle positif de la couche intermédiaire pour réduire la dégradation des pistes.

Enfin, on a vu que les techniques de diagnostic de voie ne permettent pas d'intégrer l'état de la plateforme. Il est donc nécessaire de pouvoir évaluer comment la déformation de la plateforme peut influencer sur les déformations de la voie. On a vu également que le rôle de la couche intermédiaire est déterminant dans le comportement de la plateforme ; il apparait donc primordial de bien déterminer le rôle de cette couche, et donc des structures d'assise, dans le potentiel de la voie ferrée.

II. LA PLATEFORME : SUPPORT A LA VOIE FERREE

La qualité de la voie ferrée est déterminée en fonction du maintien d'une géométrie prédéfinie. Comme nous l'avons vu dans le chapitre précédent, la tenue du nivellement est tributaire de la qualité de l'armement, mais également de la qualité de la structure d'assise. Or, cette structure est totalement hétérogène sur le réseau des lignes classiques, car définie, lors de l'édification de ces lignes, selon les terrains rencontrés et les matériaux disponibles. Cependant avec l'avènement des Lignes Nouvelles et des Lignes à Grande Vitesses (LGV), il a été nécessaire d'homogénéiser le dimensionnement et de rendre pérennes ces structures.

Ce chapitre s'attachera à présenter la démarche de dimensionnement des structures d'assise ferroviaire en matériaux Granulaire Non Traités (GNT) en la comparant à la méthode routière, tout en introduisant de nouvelles méthodes de caractérisation du sol support. L'accent sera mis sur le matériau de couche intermédiaire en introduisant ses paramètres d'état et de nature en se référant aux normes actuelles définissant la sous-couche.

A. Les bases du dimensionnement

Le dimensionnement des structures ferroviaires et routières est effectué en fonction des caractéristiques géotechniques et hydrogéologiques du sol support. Ainsi, la qualité du sol support dépend de la nature géotechnique du sol en place et principalement des propriétés suivantes : la granularité avec le cas échéant le pourcentage de matière organique pour un sol meuble, la sensibilité à l'eau, la dureté et l'altérabilité pour un sol rocheux, les conditions hydrogéologiques.

Les autres paramètres rentrant en ligne de compte sont la charge supportée par la chaussée et la nature des matériaux. Pour ce dernier point, l'assise des chemins de fer a longtemps été réalisée en Grave Non Traitée (GNT) tandis que les matériaux liés sont utilisés depuis des décennies sur le réseau routier. Aussi les paramètres mécaniques de vérification des structures ne sont pas les mêmes : résistance à la traction pour les matériaux liés et à la compression pour les GNT, des structures ferroviaires.

On présente ici le principe de classement des arases de terrassement, les bases de dimensionnement des structures ferroviaires et routières ainsi que de nouvelles perspectives pour qualifier le sol support.

1. La classification des sols et de l'arase terrassement

a. Méthodes usuelles

C'est la norme française NF P 11-300 (AFNOR, 1992) qui régit la classification des matériaux utilisables dans la construction des remblais et couches de forme d'infrastructures routières. Les sols sont classés selon les paramètres de :

- Nature : qui correspond à la qualité intrinsèque du matériau et qui n'évolue pas lors de la mise en œuvre. Ces indicateurs sont : la granulométrie, la plasticité et l'argilosité ;
- D'état : classe le sol en fonction de l'environnement dans lequel il se trouve. Dans le cas de l'utilisation des matériaux de fondation, on s'intéresse uniquement à la teneur en eau caractérisant l'état du sol de très sec à très humide ;
- Mécanique : permet de caractériser le comportement d'un sol sous sollicitation mécanique simulant ainsi la vie du matériau lors de sa mise en œuvre et son comportement sous trafic. Les valeurs à prendre en compte pour les sols sont les valeurs cumulées de los-Angeles (LA) et micro-Deval en présence d'eau (MDE) ; et pour les sols sableux la valeur de friabilité des sables (FS).

De ces analyses, découlent les diagrammes de classification des sols et la classification Guide des Terrassement Routier (SETRA, 1992). Cette nomenclature permet donc de distinguer les sols fins ($D_{\max} \leq 50 \text{ mm}$ - Figure II.1), les sols grossiers ($D_{\max} \geq 50 \text{ mm}$), les roches et les matériaux particuliers (sol organique ou sous-produits industriels).

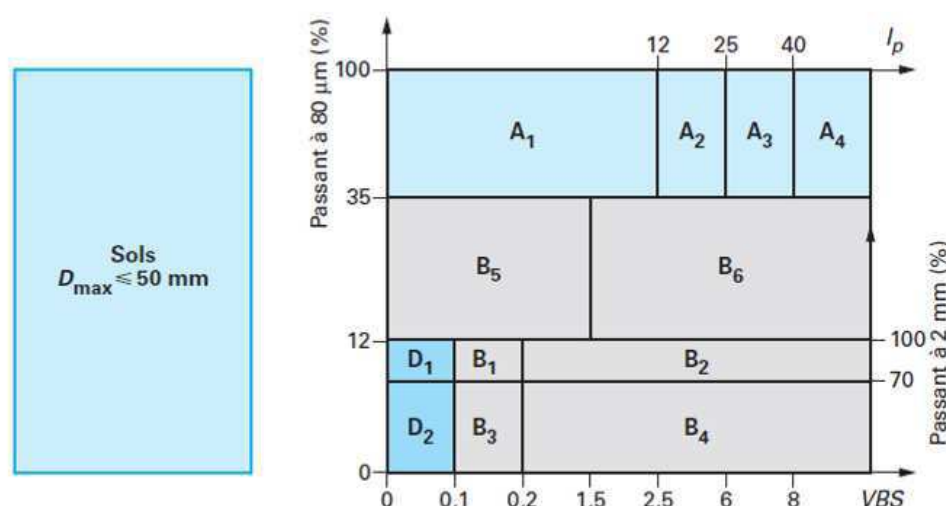


Figure II.1: Exemple de classification des matériaux selon leur nature (classification GTR 92).

Comme vu précédemment, cette classification permet de déterminer le potentiel des sols à être utilisés en remblai. C'est sur cette structure, et plus particulièrement, sur la Partie Supérieure des Terrassement (PST), que reposera la structure ferroviaire. Il est donc nécessaire de la définir mécaniquement pour pouvoir à terme dimensionner la structure idoine. Pour ce faire, le dimensionnement routier classe les arases terrassement en 4 familles (Tableau II.1), en fonction du module de déformation. Notons que dans le cas où nous sommes en présence d'une PST de médiocre qualité (classe d'arase AR0), l'arase ne peut pas être utilisée en l'état, et il est nécessaire de procéder à un traitement (purge, traitement, drainage...). Cette action doit permettre d'obtenir, à minima, une arase de type AR1 et une portance à long terme minimale de 20 MPa.

Tableau II.1: Classement de portance à long terme au niveau de l'arase de la PST

Module (MPa)	20	50	120	200
Classe de l'arase	AR1	AR2	AR3	AR4

C'est sur la base de ces recommandations que le référentiel SNCF IN 0260 (SNCF, 1996b) base sa classification des PST (Figure II.6) en quatre catégories :

- S0 : arase terrassement impropre à supporter toute structure de voie ;
- S1 : arase terrassement « passable » (portance indicative 30 MPa) ;
- S2 : arase terrassement « bonne » (portance indicative 50 MPa) ;
- S3 : arase terrassement « très bonne » (portance indicative 80 MPa).

Le Tableau II.2 est un extrait de la classification des sols appliquée aux sols fins, et montre que ces sols sont classés en fonction de leur plasticité. Il permet également de définir leur qualité géotechnique et leur capacité à être réutilisé en matériau de remblai. La dernière colonne du tableau représente la sensibilité au gel du sol, elle permet d'appréhender le risque de gonflement de celui-ci en présence de gel. L'effet de ce gonflement peut entraîner un soulèvement de la structure et/ou une fragmentation des grains occasionnant une dégradation mécanique de la PST.

Tableau II.2 : Exemple de classification des sols meubles

Classification de la NF P 11 300		Classe de qualité en place				Classe de qualité en réutilisation			Sensibilité au Gel
		S0	S1	S2	S3	Rt1	Rt2	Rt3	
1.1 – Classe A : Sols fins									
A ₁	V _{b_s} ≤2,5 (ou I _p ≤12)	A _{1h}	A _{1m} & A _{1s}	A _{1s} B.C Hydro sais. Sèche					SGt
A ₂	12<I _p ≤25 (ou 2,5<V _{b_s} ≤6)	A _{2h}	A _{2m} & A _{2s}	A _{2s} B.C Hydro sais. Sèche					SGt
A ₃	25<I _p ≤40 (ou 6<V _{b_s} ≤8)	A _{3h}	A _{3m} & A _{3s}						SGt
A ₄	I _p ≥40 (ou V _{b_s} ≥8)	A _{4h}	A _{4m} & A _{4s}						

b. Apport de la géophysique dans la caractérisation des sols in-situ

Comme on a pu le voir à travers les démarches de dimensionnement routières ou ferroviaires, celles-ci s'appuient sur la caractérisation géotechnique du sol support. Ces caractérisations bien qu'empiriques et anciennes (1992) permettent de dimensionner efficacement les chaussées et pour une durée de service déterminée. Grâce à l'évolution des techniques de reconnaissance géotechnique, d'autres moyens peuvent être développés pour obtenir des informations mécaniques complémentaires permettant ainsi d'optimiser le dimensionnement des structures d'assise. Ci-dessous sont présentées les principales méthodes de caractérisation en laboratoire des matériaux ainsi que les résultats d'une étude qui avait pour but de caractériser une gamme de sol définis par le guide des terrassements routier (SETRA, 1992), et déclinable in situ.

Caractérisation mécanique des sols : méthode du bender element

Cette étude, réalisée par Dhemaied (2014), avait pour objet de caractériser le comportement mécanique des sols à différentes teneurs en eau. Pour ce faire, une sélection de sols a été réalisée afin d'étudier ceux qui pouvaient être considérés comme étant les plus représentatifs des sols français, mais également ceux pour qui la variation de teneur en eau faisait évoluer de façon importante leurs propriétés mécaniques. Ainsi le choix s'est porté sur les matériaux suivants : un limon, un sable et un sable argileux, dont les caractéristiques sont reprises dans le Tableau II.3.

Tableau II.3: Sols étudiés

Type de sol	Etat de plasticité	Classe de qualité de sol (IN 0260 - SNCF, 1996b)		
		S0	S1	S2
Limon A2	$12 < I_p \leq 25$ (ou $2,5 < V_{bs} \leq 6$)	A2 _h	A2 _m ou A2 _s	A2 _s
Sable B5	$V_{bs} \leq 1,5$ (ou $I_p \leq 12$)	B5 _h	B5 _m	B5 _s
Sable argileux B6	$V_{bs} > 1,5$ (ou $I_p > 12$)	B6 _h	B6 _m	B6 _s

L'effet de la teneur en eau sur le comportement mécanique d'un échantillon de sol a été déterminé à l'aide de l'essai au Bender Element. Ce test permet de déterminer le module de cisaillement, $G_{\max}$ défini en petite déformation, par l'analyse des ondes se déplaçant dans le milieu. $G_{\max}$ et les ondes de cisaillement V_s étant liées entre eux par la relation (Équation II-1) :

$$G_{\max} = \rho \cdot V_s^2$$

Équation II-1

Si l'on regarde les résultats obtenus pour une période de signal de 0,1 m/s, on voit une diminution de la vitesse de cisaillement lorsque la teneur en eau augmente (Figure II.2) :

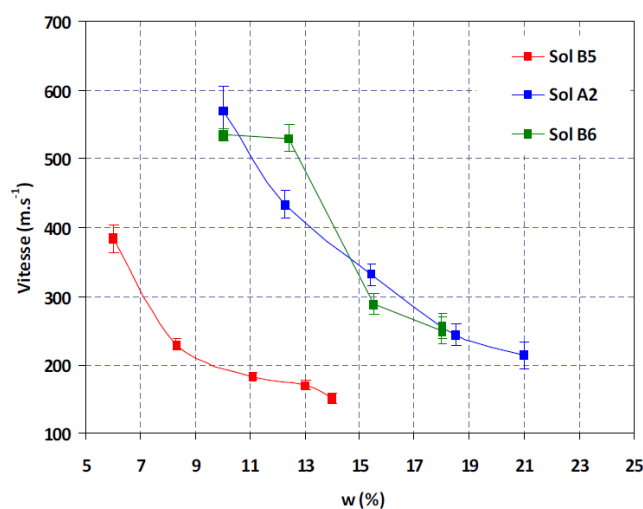


Figure II.2: Superposition des résultats de la variation de la vitesse de cisaillement en fonction de la teneur en eau (Dhemaied, 2014)

Cette tendance est confirmée lorsque l'on compare ces résultats au module de cisaillement (Figure II.3). Si l'on regarde plus en détail ces résultats, on remarque que le sable propre (B5) a des propriétés mécaniques plus faibles que les deux autres matériaux testés contenant eux des particules argileuses. La perte de module entre l'état très sec et le très humide est de l'ordre de 6, et celle-ci est identique quelle que soit la nature de matériau. Pour ce qui est du comportement entre le sable argileux de type B6 et les loess (A2), celui-ci est homogène, ce qui peut laisser penser que les particules argileuses ont un impact sur le comportement mécanique du matériau.

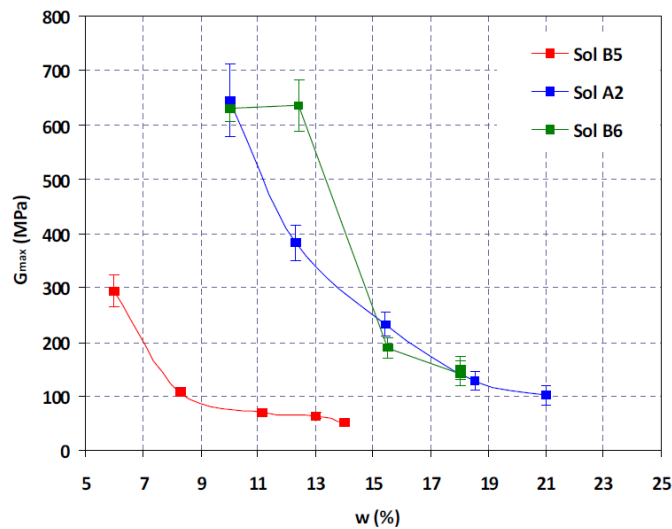


Figure II.3: Variation du module de cisaillement en fonction de la teneur en eau (Dhemaied, 2014)

Le module de cisaillement a été comparé à la succion, c'est-à-dire la capacité du sol à retenir l'eau. Cette mesure permet d'appréhender les paramètres du sol influencés par l'eau, comme le changement de volume, le comportement en déformation et en résistance à la rupture. Pour ce faire, des mesures de succion ont été réalisées par la méthode du papier filtre (ASTM, 2003) qui consiste à placer dans un récipient hermétique un échantillon avec un papier filtre pendant une durée minimale de sept jours. La Figure II.4 illustre le comportement mécanique du sol en fonction de la succion. Ce graphique montre que pour de faibles valeurs de succion (inférieure à 10 kPa) on trouve uniquement le sol B5 avec un état hydrique de moyen à très sec correspondant à un faible module de cisaillement (inférieur à 100 MPa). Concernant les valeurs à état hydrique très humide, l'écart de succion est dix fois supérieur pour le loess (A2) et le sable argileux (B6) à celle du sable propre (respectivement 10 000 et 1 000), quant à la différence de module de cisaillement, celui-ci est de l'ordre de deux (respectivement 600 et 300). Enfin et en conclusion ce graphique montre que la valeur de cisaillement augmente lorsque la valeur de la succion augmente.

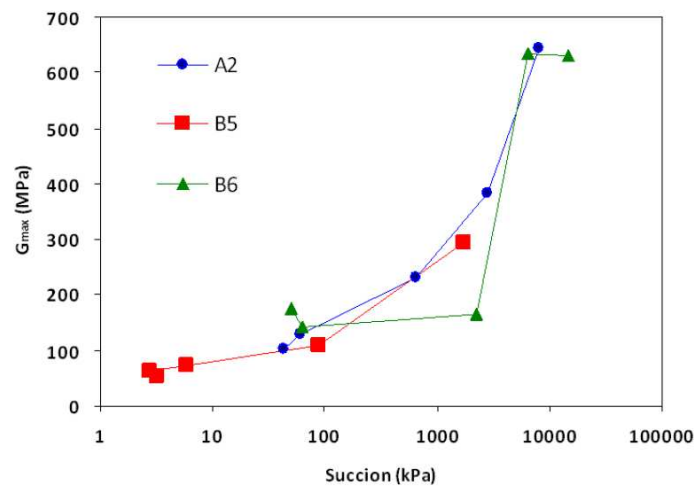


Figure II.4: Variation du module de cisaillement en fonction de la teneur en eau (Dhemaied, 2014)

Dans le cadre de l'analyse de l'effet de la succion sur le comportement mécanique d'un sol, il est intéressant de mettre en relation le module de cisaillement à la contrainte effective (σ'). En effet comme le décrit BISHOP (BISHOP, 1959), le changement de volume et la déformation de celui-ci dépendent de la différence entre la contrainte totale et la pression du fluide dans l'espace poreux. Ainsi, la résistance au cisaillement ne dépend pas de la contrainte normale, mais de la contrainte effective (soit la contrainte totale diminuée de la pression interstitielle), car l'eau ne supporte pas de contrainte en cisaillement. La Figure II.5 montre le comportement des différents sols en fonction de la contrainte effective. Ce schéma montre qu'à des valeurs de contrainte effective élevée, supérieure à 1 000 kPa, les modules de cisaillement augmentent fortement.

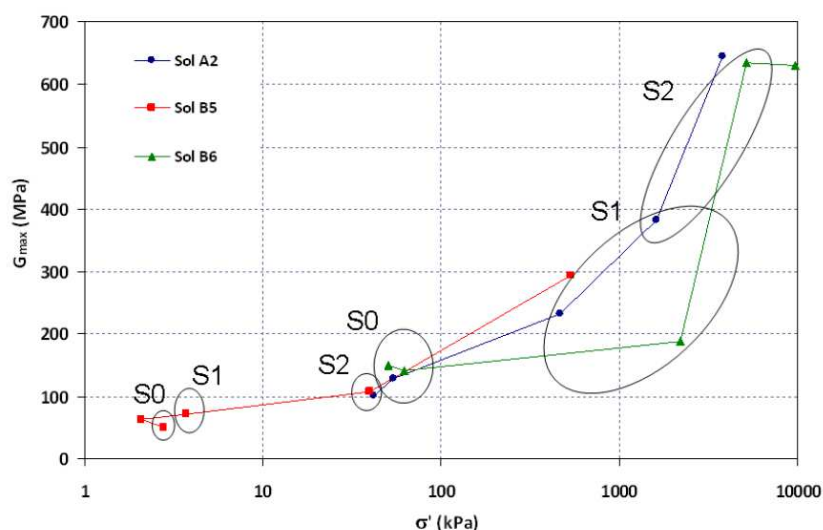


Figure II.5: Variation du module de cisaillement en fonction de la contrainte effective (Dhemaied, 2014).

A l'inverse, pour les faibles contraintes effectives l'évolution du module de cisaillement est faible pour des valeurs comprises entre 1 et 100 kPa. De plus, des sols de nature différente (B5_n / S2 vs A2_s et B6_s / S0) peuvent avoir des comportements propriétés mécaniques proches en termes de modules pour des contraintes effectives identiques. Il est à noter que la nature de ces sols S0 ou S2 n'a pas le même impact en termes de dimensionnement de structure d'assise. Il apparaît nécessaire de pondérer ces résultats pour une application d'ingénierie, car un sol avec une forte teneur en eau peut occasionner des problèmes de pérennité de la structure.

L'intérêt de ces analyses est de démontrer qu'il est possible, à l'aide d'essais géophysiques non destructifs, de déterminer le comportement d'un sol en petite déformation. Le choix s'est porté sur les bender elements car les résultats de ces essais peuvent être transposables à ceux réalisés in-situ à l'aide des SASW (Spectral Analysis of Surface Waves) par exemple. Il est nécessaire de noter que les matériaux ont été testés pour un état de confinement et de densité qui peut être différent de ce que l'on rencontre sur le terrain. Cependant, les résultats obtenus sur l'évolution du module en fonction de la teneur en eau sont importants et doivent être intégrés dans le dimensionnement des structures d'assise. Ainsi, l'obtention de ces informations mécaniques en complément des données issues du GTR 92 sur l'utilisation des matériaux naturels doit permettre de dimensionner au juste besoin, les structures de chaussée.

2. Le dimensionnement des structures ferroviaires

Le dimensionnement des structures ferroviaires est établi en considérant successivement deux aspects. Le premier concerne le matelas « ballast + sous-couche » qui doit être dimensionné de telle sorte que les sollicitations exercées sur le sol de la plateforme ne dépassent pas les déformations permanentes de celui-ci. Quant au second, le système « ballast/sous-couche », il doit permettre la mise hors gel du sol support.

Les bases du dimensionnement des structures ferroviaires ont été posées par Profillidis (1983) dans le cadre de ses travaux sur la « modélisation mathématique de la voie ferrée et de sa fondation ». Cette recherche, réalisée sous l'égide de l'union Internationale des Chemins de fer (UIC) et de l'Office des Recherches d'Essais (ORE), a été menée en collaboration avec les chemins de fer britanniques et la Société Nationale des Chemins de fer français (SNCF). Les premiers traitant des modélisations physiques échelle un, à Derby, les seconds traitant de la modélisation numérique par éléments finis. L'objectif de ces travaux était d'optimiser, à l'aide des outils numériques, le dimensionnement des structures d'assise et de rationaliser les dépenses liées à l'entretien.

On présente ici comment le dimensionnement actuel s'inspire des préceptes définis par Profillidis. Ainsi, il sera fait des parallèles entre les travaux réalisés en 1983 et les méthodes actuelles.

c. Méthode actuelle de dimensionnement

Rappel des travaux de Profillidis

Le dimensionnement des structures ferroviaires est effectué en fonction des caractéristiques géotechniques et hydrogéologiques du sol support. Ainsi, la qualité du sol support dépend de la nature géotechnique du sol donnée par la classification GTR. Dans ses travaux, Profillidis a déterminé la qualité de la fondation (sol support) suivant la classification LCPC. Il a étudié l'impact de la qualité du sol support sur la déformation de la traverse et du châssis de voie, en fonction de la nature du sol support. Notons que les résultats présentés sur la Figure II.6 correspond à une traverse bi-bloc type U41 ; ils permettent de mettre en lumière que :

- L'influence de l'épaisseur de structure est positive dans le cas où l'on fonde la voie sur une plateforme de type QS₁. Ce bénéfice se matérialise par une diminution des tassements de la traverse de l'ordre de 20% et de la plateforme d'environ 30%. Cet impact est moins perceptible lorsque le sol support est d'une meilleure qualité (> QS₂).
- Sur une plateforme de bonne qualité QS₃, l'épaisseur de structure mise en œuvre n'a pas ou a peu d'influence sur les déformations observées au niveau de la traverse et du sol support.
- A l'inverse, le comportement d'une voie posée sur une plateforme rocheuse n'est pas analogue à ceux précédemment cités. La modélisation montre que lorsque l'épaisseur de structure augmente, les déplacements de la traverse et seulement celle-ci, augmentent également. Cela provient probablement du module élastique de la roche qui est particulièrement élevé, et qui engendre un phénomène de rebond lorsque la voie est chargée.
- Le tassement des couches d'assise, caractérisé par la différence entre les tassements de la traverse et celui du sol support, diminue quand la qualité du sol support augmente.

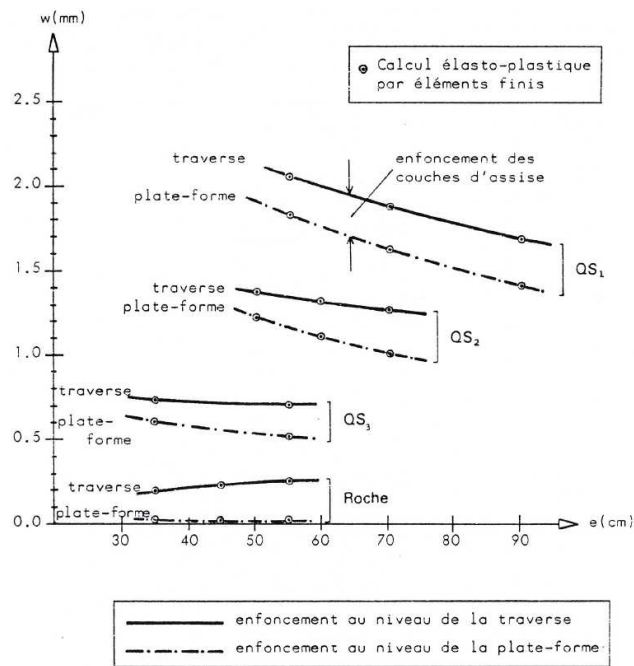


Figure II.6 : Enfoncement au niveau de la plateforme et de la traverse : cas d'un châssis avec traverses bi-bloc U41

Si l'on regarde les contraintes appliquées au sol support directement sous la charge, on constate que celles-ci diminuent de près de 40 % et ce quelle que soit la qualité de la fondation. Là encore on remarque que la contrainte mesurée au sol support est fonction de la qualité de celui-ci. Ainsi plus les sols sont raides, plus la contrainte est importante. Toutefois aucune linéarité ne peut être établie entre le module élastique du sol et la contrainte qu'il subit.

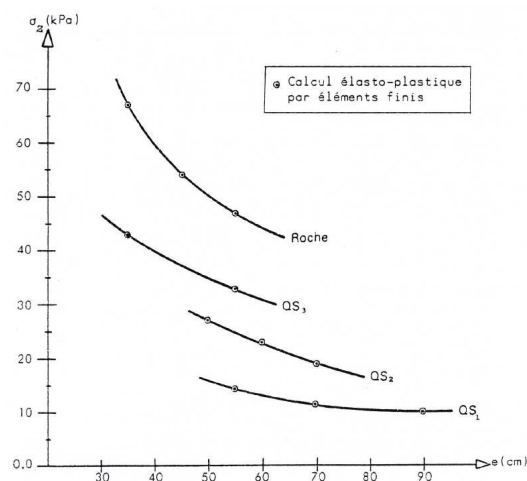


Figure II.7 : Contraintes verticales au niveau de la plateforme : cas d'un châssis avec traverses bi-bloc U41

Si on regarde le comportement de la voie en faisant varier d'une part la qualité de la plateforme et d'autre part le type de traverse (nature et longueur), les résultats mettent en lumière les points suivants :

- Les déplacements (Figure II.8) sont, pour une même qualité de plateforme, relativement homogènes et ce quel que soit le type de traverse mise en œuvre.
- La traverse bois provoque plus de déflexion que les traverses béton. Pour ce qui est des déformations au niveau de la traverse, cela peut s'expliquer par le comportement même du matériau bois, plus flexible que le béton armé précontraint. La tendance observée sur la plateforme n'est pas représentative. En effet, la surface d'appui de la traverse est supérieure à une surface d'appui béton armé et le poids de la traverse bois (80 kg) est inférieur à celle en béton (245 kg). Ainsi, les efforts appliqués à la plateforme doivent être moins importants dans le cas d'une traverse bois, ce que confirme la modélisation (Figure II.9), et par conséquent les déformations doivent être moindres pour une charge donnée.

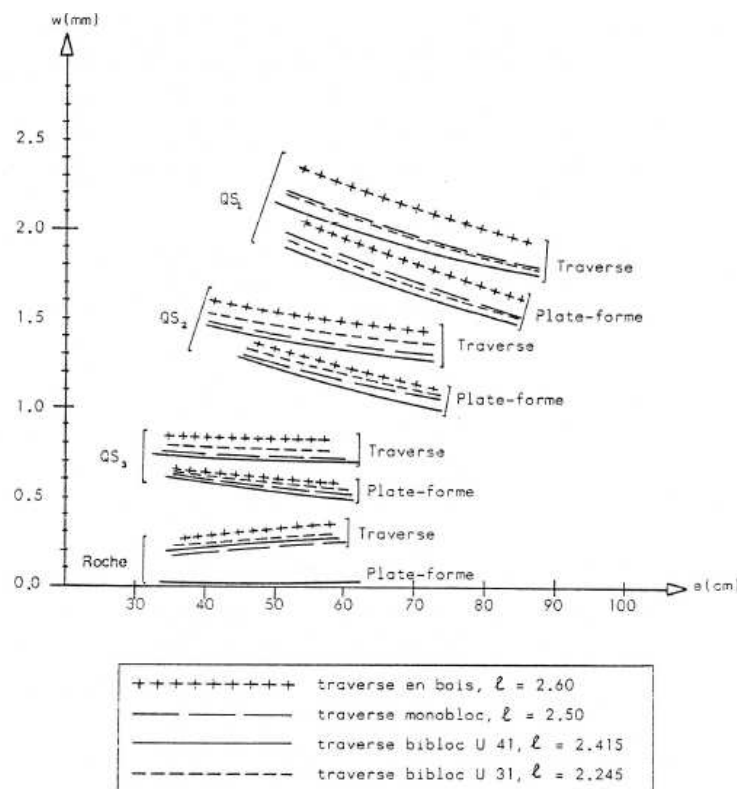


Figure II.8 : Enfoncement au niveau de la traverse et de la plateforme pour différents types de traverses et de qualité de plateforme

- Comme précédemment, les résultats de modélisation montrent le faible impact de l'ajout de matériaux lorsque l'on est en présence d'une plateforme QS_3 . Il est à noter que cela ne

dispense pas de maintenir ces épaisseurs pour des besoins mécaniques et/ou de mise hors gel du sol support.

- Pour ce qui est de la contrainte appliquée au sol support, on note que les traverses les plus courtes (bi-blocs) sont plus péjorantes que les traverses mono-blocs ou bois. Cela s'explique par le fait que la surface de répartition de charge est moins importante que pour une traverse mono-bloc.

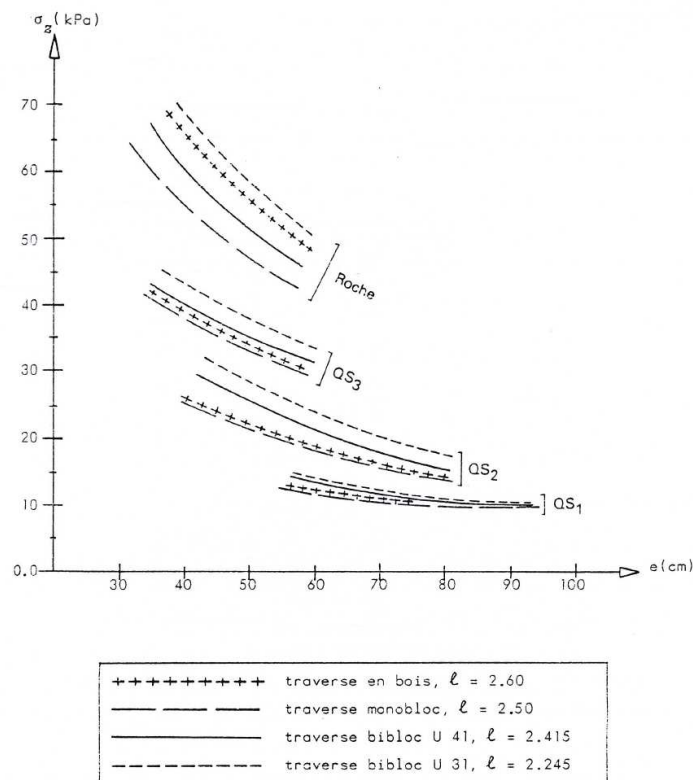


Figure II.9 : Contraintes verticales au niveau de la plateforme en fonction du type de traverse et de sol support

La principale différence entre l'étude réalisée par Profillidis et le dimensionnement actuel réside dans les seuils de qualité de portance prise en compte (Tableau II-4), ce qui a un impact non négligeable en termes de dimensionnement. En effet, le seuil définissant une plateforme apte à recevoir une sous-couche est de 80 MPa, il est facile d'estimer l'influence de ces différences de module en termes d'épaisseur de matériaux supplémentaires. De façon empirique, 1 MPa équivaut à 1 cm de matériaux granulaires, dans la limite de sa mise en œuvre et de son compactage. Cette relation est donc vérifiée à partir de 10 cm d'épaisseur.

Tableau II.4 : Comparaison des seuils de portance IN0260 (SNCF, 1996b) / Profillidis

	Seuils de portance définis par la IN 0260 (MPa)	Seuils de portance intégrés par Profillidis (MPa)
QS0	Impropre à la construction	Non définie
QS1	20	12,5
QS2	50	25
QS3	80	80
Plateforme rocheuse	Assimilé à QS3	3 000

Dimensionnement de la structure de type ligne classique

Grâce à ces travaux de modélisation, Profillidis a été en mesure de proposer une nouvelle approche de dimensionnement et surtout de le rationaliser. Cependant, suite au retour d'expérience des pratiques antérieures et à une plus grande rigueur sur la qualité des matériaux mis en œuvre lors des travaux, une nouvelle formule permettant de définir les épaisseurs de structure d'assise a été développée par la SNCF. Ainsi, l'épaisseur de structure d'assise pour le dimensionnement des lignes parcourues à des vitesses inférieures à 220 km/h (SNCF, 1996b) est définie comme étant la combinaison des couches de ballast et de sous-couche. Cette hauteur est fonction de la qualité du sol support, mais également du type de trafic qui sollicite la voie. Elle est donnée par l'Equation II-2 :

$$e=E+a+ b+c+d+f+g$$

Equation II-2

Avec :

Paramètre E (en m)	E = 0,70	Pour les plateformes terrassement de classe de portance P1
	E = 0,55	Pour les plateformes terrassement de classe de portance P2
	E = 0,45	Pour les plateformes terrassement de classe de portance P3
Paramètre a (en cm)	a = 0	Pour les lignes de groupes UIC 1 et 2 parcourues à $v \leq 160$ km/h Pour les lignes parcourues à $V > 160$ km/h quel que soit leur groupe UIC
	a = - 5	Pour les lignes de groupes UIC 3 et 4
	a = - 10	Pour les lignes de groupes UIC 5 et 6
	a = - 20	Pour les voies de service
Paramètre b ¹⁾ (en cm)	b = 0	Pour les traverses bois
	b = + 5	Pour les traverses béton
Paramètre c (en cm)	c = 0	Pour un dimensionnement normal
	c = - 10	A titre exceptionnel pour des opérations difficiles
Paramètre d (en cm)	d = 0	Lorsque la charge maximale à l'essieu des véhicules remorqués est ≤ 200 kN
	d = + 5	Lorsque la charge maximale à l'essieu des véhicules remorqués est > 200 kN, mais ≤ 225 kN
	d = + 10	Lorsque la charge maximale à l'essieu des véhicules remorqués est > 225 kN, mais ≤ 250 kN
Paramètre f (en cm)	Pour les 'Lignes Nouvelles' à grande vitesse ($v > 220$ km/h)	
	f = + 10	En plateformes terrassement de classe de portance P1
	f = + 5	En plateformes terrassement de classe de portance P2
	f = 0	En plateformes terrassement de classe de portance P3
	Pour les lignes parcourues à $160 < v \leq 220$ km/h	
	f = + 5	En plateformes terrassement de classe de portance P1
	f = 0	En plateformes terrassement de classe de portance P2
	f = - 5	E plateformes terrassement de classe de portance P3
	Pour les lignes de groupes UIC 1 et 2 parcourues à $v \leq 160$ km/h	
	f = 0	en plateformes terrassement de classe de portance P1
	f = - 5	en plateformes terrassement de classe de portance P2
	f = - 10	en plateformes terrassement de classe de portance P3
	Pour les lignes de groupes UIC 3 et 4 parcourues à $v \leq 160$ km/h	
	f = - 5	En plateformes terrassement de classe de portance P1 P2 et P3
	Pour les lignes de groupes UIC 5 et 6 parcourues à $v \leq 160$ km/h	
	f = - 10	En plateformes terrassement de classe de portance P1 P2 et P3
	Pour les voies de service	
	f = - 20	En plateformes terrassement de classe de portance P1 P2 et P3
Paramètre g ²⁾	géotextile de type A1 pour les plateformes (hors voies de service) de classe de portance P1 et P2 avec couche de forme intégrée ainsi que pour les plateformes de classe de portance P2 avec couche de forme rapportée en sol S2 non traité	
	géotextile de type A2s pour les voies de service avec plateformes de classe de portance P1 (couche de forme intégrée)	
	aucun géotextile n'est nécessaire dans le cas d'une couche de forme intégrée si cette dernière est traitée au ciment.	

¹⁾

Paramètre ne jouant que sur l'épaisseur de ballast.

²⁾

Paramètre sans dimension rappelant ou non la mise en œuvre d'un géotextile.

Le Tableau II.5, réalisé pour une charge à l'essieu de 20 t, met en avant la nette diminution des épaisseurs de sous couche, de l'ordre de 15 cm en moyenne, mise en œuvre pour répondre aux normes de qualité d'une ligne en fonction de son groupe UIC. Les valeurs reprisent ci-dessous s'entendent sans l'épaisseur de ballast qui est de 20 cm pour les traverses bois et 25 cm pour les traverses béton armé.

Tableau II.5 : Tableau de comparaison des épaisseurs de structure en fonction du groupe UIC

		Dimensionnement proposé par Profillidis				Dimensionnement IN 260	
		Epaisseur de sous-couche (cm)				Epaisseur de sous-couche (cm)	
		coef. d'entretien K=1		coef. d'entretien K=0,5			
Groupe UIC de la ligne	Type de plateforme	Type de traverse		Type de traverse		Type de traverse	
		Bois	Béton	Bois	Béton	Bois	Béton
1 & 2	QS ₁	60	57	66	65	50	55
	QS ₂	45	40	52	47	30	35
	QS ₃ et roche	35	31	46	40	15	20
3	QS ₁	54	51	62	58	35	40
	QS ₂	41	37	48	42	20	25
	QS ₃ et roche	29	24	39	33	10	15
4	QS ₁	51	47	58	56	35	40
	QS ₂	39	35	46	40	20	25
	QS ₃ et roche	24	21	33	26	10	15

Ce tableau met en évidence la modification de stratégie de dimensionnement des structures d'assises. En effet, ce tableau montre l'abandon du coefficient K comme donnée d'entrée au dimensionnement (voir chapitre 1). Aujourd'hui, les épaisseurs définies le sont pour une qualité de maintenance et ne prennent pas en compte le coefficient K en tant que tel. Cette approche permet d'économiser une dizaine de centimètres d'épaisseur de matériaux, pour des résultats en termes de maintenance satisfaisants mais pas forcément optimisés.

De plus, dans le cas des structures mises en œuvre sur des plateformes de qualité S3 (rocheuse), l'épaisseur de sous couche à mettre en œuvre est faible et peut poser des problèmes de compactage. C'est ainsi que dans ces cas, il est préférable de mettre forfaitairement 15 cm de matériau.

Dimensionnement de la structure de type ligne à grande vitesse

Lors de la création de la première LGV entre Paris et Lyon, dans les années 1970, le référentiel SNCF préconisait des épaisseurs de structures en fonction de la qualité du sol support. Ces épaisseurs n'ont pas été remises en question lors de la création de la LGV Atlantique, malgré les travaux réalisés par Profillidis qui avait mis en évidence une possible optimisation des épaisseurs de la sous-structure. Il a comparé les structures mises en œuvre dans le cadre de la construction de cette première Ligne à

Grande Vitesse (LGV). En effet, les traverses posées étaient de type bi-bloc U41. Cette analyse a été menée en fonction des classements des arases terrassement. On constate que l'étude de modélisation aurait permis de diminuer les épaisseurs de matériaux d'une dizaine de centimètres en moyenne (Tableau II.6). Cette différence s'explique par le dimensionnement empirique réalisé lors des études de construction et l'impact de coefficient de sécurité qui permet de s'assurer de la pérennité des matériaux.

Tableau II.6 : Tableau comparatif des épaisseurs mises en œuvre sur la LGV Sud-Est et celles modélisées

Type de plateforme	Epaisseur minimale des couches d'assise (cm)	
	Adoptée sur la LGV Paris-Sud-Est	Calculée par Profillidis pour les lignes à fort trafic
QS ₁	85	74
QS ₂	65	56
QS ₃ et roche	50	46

Pour ce qui est de la LGV Nord, le mouvement de terre du projet ne permettait pas l'exploitation de matériaux utilisables en couche de forme. Les matériaux de couche de forme, déficitaires, ont donc fait l'objet d'un approvisionnement extérieur. Des difficultés d'approvisionnement ont amené la SNCF à étudier la possibilité de réduire l'épaisseur de couche de forme grâce à la meilleure qualité des matériaux de carrière mis en œuvre.

Une étude au LCPC a alors montré que les efforts et déformations dans la voie n'étaient pas très sensibles à l'épaisseur de la couche de forme. Cette recherche a de plus montré que la couche de forme est davantage sollicitée à court terme lors de la réalisation de l'ouvrage que pendant la vie de l'ouvrage, ce qui, compte tenu des spécifications choisies pour les matériaux de couche de forme, a conduit à un nouveau dimensionnement :

• Sol S1 : 20/50R

• Sol S2 : 20/35R

• Sol S3 : 20/30N

R= Rapportée / N= Normale

Ainsi, comme le montre le Tableau II.7, le dimensionnement proposé par le LCPC confirme les résultats de modélisation de Profillidis.

Tableau II.7 : Comparaison des épaisseurs de structures en fonction de la qualité du sol support

Type de plateforme	Epaisseur minimale des couches d'assise (cm)		
	Adoptée sur la LGV Paris-Sud-Est	Calculée par Profillidis pour les lignes à fort trafic	Issue des travaux du L.C.P.C.
QS ₁	85	74	70
QS ₂	65	56	55
QS ₃ et roche	50	46	50

Ce dimensionnement est celui qui a été adopté pour LN4 et LN5 et aussi celui de l'actuel référentiel pour les structures d'assise (IN 3278 – Ref).

3. Le dimensionnement routier

On aborde ici la méthode de dimensionnement des structures routières. L'objectif est de comparer les hypothèses prises en compte dans ce dimensionnement pour déterminer si certaines de celles-ci peuvent être transposables au monde ferroviaire.

a. Les principes du dimensionnement routier

Le dimensionnement français des structures routières est basé sur le guide de « Conception et dimensionnement des structures de chaussée » (SETRA, 1994). Ce guide définit les principes de base pour dimensionner le trafic en fonction du type de structure de chaussée, du type de circulation rencontré, mais également de la stratégie d'investissement. Lors du dimensionnement, les paramètres suivants sont pris en compte : les conditions climatiques, les charges roulantes légalement admissibles et le comportement mécanique des matériaux. Cette méthodologie est basée sur une démarche probabiliste. En effet, la structure est calculée pour une durée de vie donnée, mais on étudie dans le temps la probabilité cumulée de celle-ci à se rompre. Ce risque r (%) est estimé sur une période de p années prise comme représentative de la longévité de la chaussée, représentant la probabilité qu'apparaissent au cours de ces années, des désordres impliquant des travaux de renforcement structurels. Ainsi, ce facteur de risque intègre de la même façon que le dimensionnement ferroviaire les paramètres suivants :

- Le trafic : celui-ci dans le cas du trafic routier est déterminé à partir d'un essieu de référence de 130 kN. Notons que pour le dimensionnement ferroviaire, la charge à l'essieu de référence, aujourd'hui, est de 22,5t soit 225 kN,
- L'environnement : qui influence le comportement du matériau en affectant le comportement du produit bitumineux, l'apparition de fissures de retrait et les déformations du sol support dues à la phase de gel / dégel,
- L'arase du sol support : qui est déterminante dans le dimensionnement de la structure de chaussée. Cette plateforme est définie par la portance, pour assurer une bonne mise en œuvre des couches ultérieures, il est nécessaire d'avoir à minima une portance de 20 MPa,
- La nature des matériaux : qu'ils soient non liés, GNT ou liés par des produits bitumineux ou par des Liants Hydrauliques Routiers (LHR). La prise en compte des GNT est faite par vérification de celle-ci au risque d'orniérage par cumul de déformation permanente. La méthode consiste à limiter la valeur de déformation verticale au sommet de la couche non liée.
- De plus, du fait de l'utilisation de matériaux traités au liant, les routiers intègrent dans leurs études la qualité de réalisation : celle-ci permet de prendre en compte les variations aléatoires d'épaisseur de couche. Cette dispersion a une influence importante dans le comportement du matériau. Concernant le dimensionnement, la différence principale entre les deux méthodes (routière et ferroviaire) réside dans la prise en compte du type de trafic et surtout sa potentielle évolution, due à la présence de matériaux liés dans les structures routières. Pour ce faire, il est nécessaire de relier ce risque aux sollicitations admissibles. Celles-ci sont déterminées à partir des caractéristiques à la fatigue du matériau, du trafic cumulé et du risque de calcul. On utilise la courbe de fatigue (Figure II.10) tirée d'essais en laboratoire, qui définit la probabilité de rupture à 50%. Ainsi, cela permet de déterminer le risque pour une chaussée dimensionnée pour un trafic cumulé N, la probabilité que celle-ci intervienne au plus à ce risque prédéfini.

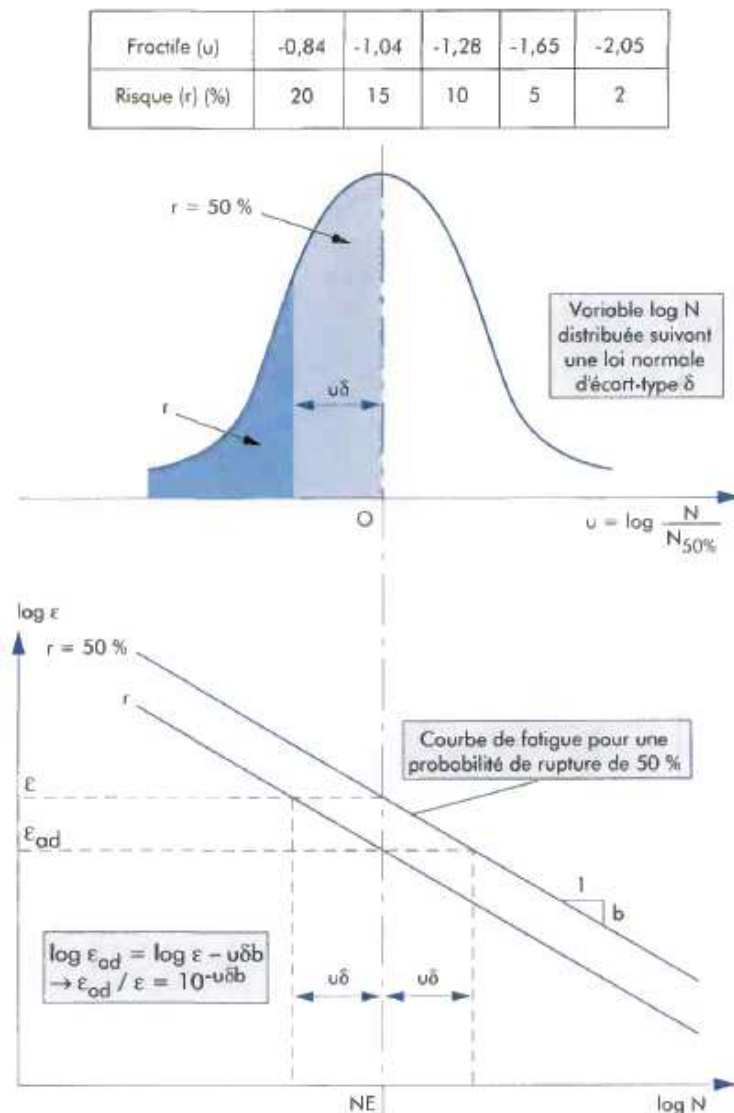


Figure II.10: Détermination de la déformation admissible (ϵ_a) à partir des résultats d'essais de fatigue (SETRA, 1994)

Cette approche probabiliste permet donc de définir la stratégie d'investissement en analysant le risque à la durée initiale de la structure de chaussée, ce qui n'est pas actuellement pris en compte lors du dimensionnement des structures d'assise ferroviaire, notamment du fait de la complexité d'intervention en cas de réfection de celle-ci.

b. Agressivité du matériel roulant

Comme mentionné précédemment, le dimensionnement routier est réalisé pour un essieu standard, à roues jumelées, de 13 t. Cependant, il est possible d'avoir sur les routes des véhicules avec une charge par essieu supérieure à la charge de référence. Ainsi, la prise en compte du trafic poids lourds permet d'intégrer la notion d'agressivité du matériel roulant (A). Cette agressivité (A) estime le surplus d'endommagement que va subir la chaussée par rapport à la charge théorique. Elle correspond donc

au dommage provoqué par un essieu de charge P par rapport à l'essieu de référence de charge P_0 . L'agressivité est donnée par la relation (Équation II-3) :

$$A = K \frac{P^\alpha}{P_0^\alpha}$$

Équation II-3

où K représente le type d'essieu (isolé, tandem, tridem) et α dépend de la nature du matériau et de la structure de chaussée. L'influence de ces paramètres sur le vieillissement de la structure est présentée dans le Tableau II.8, mettant en évidence l'importance des camions fortement chargés (tandem ou tridem) et de la vulnérabilité des structures rigides face au trafic lourd.

Tableau II.8 : Valeurs des paramètres K et α pour le calcul d'agressivité d'un essieu

	α	K		
		Essieu simple	Essieu tandem	Essieu tridem
Structures souples et bitumineuses	5	1	0,75	1,1
Structure semi-rigides	12	1	12	113
Structure en béton :				
• Dalles	12	1	12	113
• Béton armé continu	12	1	?	?

4. Discussion

a. Analyse des méthodes de dimensionnement

Pour les dimensionnements ferroviaire et routier, bien que les bases soient communes, l'approche change sur plusieurs points :

Dans le monde ferroviaire, les structures d'assises sont dimensionnées pour une durée de service minimale de 100 ans, ce qui interdit de venir augmenter les épaisseurs de sous couche en cas de nécessité. A l'inverse, la méthode française de dimensionnement routier est basée sur la probabilité qu'une dégradation survienne dans un laps de temps donné. Cette façon de faire permet d'avoir une approche technico-économique plus poussée lors des constructions routières. En effet, cela permet de

dimensionner à minima la chaussée et de venir intervenir dessus si les conditions de trafic évoluent. Cette analyse technico-économique est également rendue possible par le fait qu'il est plus facile d'intervenir sur un réseau routier que sur le réseau ferroviaire. Les impacts sur les circulations étant moins importants de par le caractère étoilé du réseau routier. L'autre point important dans le dimensionnement est la prise en compte des sollicitations. Dans le ferroviaire, les sollicitations sont prises égales à 22,5 t/e et ce quel que soit le convoi qui circule sur la ligne. À titre d'exemple, un TGV à une charge à l'essieu de 17 t, les voitures corail de 13 t. seul les trains frets et les locomotives peuvent avoir une charge à l'essieu maximale de 22,5 t. notons qu'ici on n'intègre pas la charge maximale de 25 t/e définie par l'UIC, car à ce jour aucune ligne en France ne fait circuler ce tonnage. Or, le dimensionnement routier intègre la notion d'agressivité du matériel roulant (Coefficient d'Agressivité du Matériel – CAM). Cela permet en fonction du type de circulation (charge, nombre d'essieux...) d'estimer si celui-ci sera plus ou moins agressif pour la structure et donc adapter le dimensionnement au plus juste.

Un autre point important est le type de sollicitation appliqué à la structure. Dans le cadre d'une chaussée routière, celle-ci est sollicitée directement par les roues des véhicules et de façon continue. Si l'on étudie ce qui se passe au niveau de la voie ferrée, la charge est appliquée au rail qui la transmet à la traverse, qui est ensuite diffusée à la base de la structure de chaussée par le ballast. Cette transmission des efforts est ainsi dépendante de plusieurs facteurs qui sont l'inertie du rail, l'espacement entre traverses, le type de traverses et le principe de diffusion des charges au sein du massif de ballast. Il est donc plus difficile d'appréhender de façon exacte le niveau de sollicitation à la base de la structure ferroviaire que pour une chaussée routière.

B. Caractérisation de la couche intermédiaire

Le chapitre précédent a présenté la méthode de dimensionnement des structures d'assises de lignes nouvelles, qui utilise des matériaux de carrière bien définis (SNCF, 1995). Comme présenté dans le chapitre 1, ces structures ne représentent que 6% du linéaire du réseau national, les 94% restant étant formé par interpénétration entre les fines du sol support et le ballast. Cependant, dans la grande majorité, ces lignes ne présentant pas de défauts structurels. Il est donc nécessaire de caractériser mécaniquement la couche intermédiaire et de faire un parallèle avec la sous-couche qui constitue maintenant nos voies pour mieux comprendre le rôle de la CI dans le comportement de la voie ferrée.

Les résultats sur la couche intermédiaire présentés ici sont issus des travaux de Trinh (2011) qui fut le premier à étudier le comportement hydromécanique des plateformes sans drainage sur les lignes classiques françaises.

Les matériaux utilisés pour ces essais ont été prélevés dans le déblai de Sénissiat sur le chantier ferroviaire Bourg-en-Bresse à Bellegarde (Trinh 2011, Calon 2011). Au total, quatre prélèvements ont été réalisés (à emplacements distincts) permettant de réaliser une stratigraphie (Chapitre I) de la structure d'assise type rencontrée sur sol meuble. Cette coupe a permis de dissocier trois 'formations différentes'. La première est la formation constituant le sol support. La troisième est la couche intermédiaire proprement dite formée par l'interpénétration des fines du sol support dans le ballast. Enfin entre ces deux couches se trouve la couche de transition qui est constituée 'à parts égales' de sol support et de ballast.

Seuls trois prélèvements ont pu être utilisés pour la réalisation des différents essais. Le quatrième prélèvement mêlait des éléments du sol support, non représentatifs du matériau de couche intermédiaire.

a. Identification du matériau en laboratoire

Les prélèvements effectués sur le site de Sénissiat ont fait l'objet des essais d'identification suivants : analyse granulométrique, analyse minéralogique, détermination des limites d'Atterberg et de la valeur au bleu de méthylène.

Analyse granulométrique

L'analyse granulométrique permet d'étudier la distribution de la taille des grains solides constitutifs du sol. Pour le sol intermédiaire, quatre essais ont été réalisés sur les différents prélèvements. Les deux premiers (SI-1 & SI-2) ont été réalisés sur le sol prélevé manuellement afin de déterminer la densité in situ selon la méthode à la membrane. Les deux autres échantillons (SI-3 & SI-4) ont été pris sur un prélèvement en grande masse réalisé mécaniquement. Les courbes granulométriques obtenues sont présentées sur la Figure II.11. On observe que ces courbes obtenues à partir des deux séries de prélèvements, distants de 120 m, sont similaires.

Ces premiers résultats montrent que la constitution du sol intermédiaire pour les éléments supérieurs à 1mm est sensiblement la même que le matériau de sous couche (Figure II.12). Pour les particules fines, il contient environ 21 % de particules inférieures à 80 μm . Si nous le comparons au seuil admissible pour une sous-couche (4 à 8 %) (SNCF, 1995), nous constatons que nous sommes largement au-dessus de celui-ci, mais bien inférieurs au seuil défini par le GTR ou la norme NF P11-300 (AFNOR, 1992) qui définit la limite avec un sol fin, par une proportion de fines inférieure à 35 %.

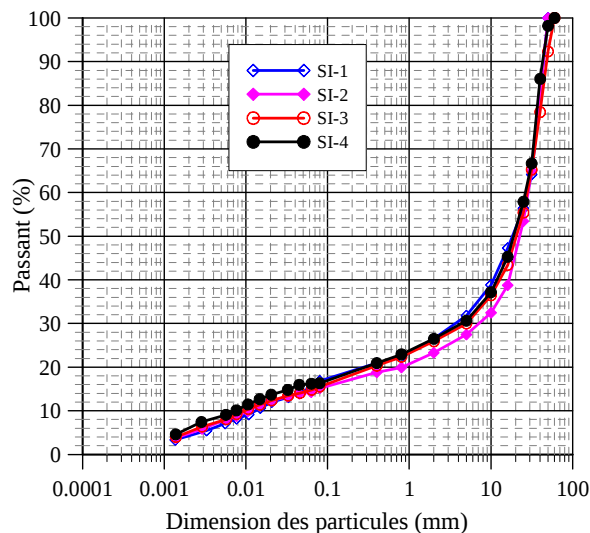


Figure II.11 : Courbes granulométriques du sol de la couche intermédiaire de Sênissiat (Trinh, 2011)

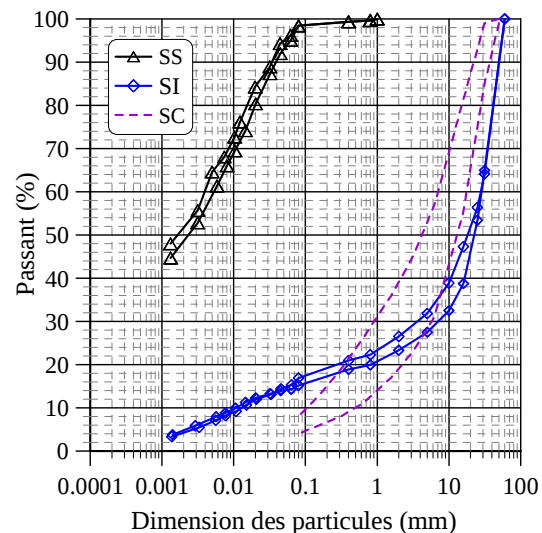


Figure II.12 : Courbes granulométriques du sol support (SS), du sol intermédiaire (SI) du site de Sênissiat et de la sous-couche (SC - Trinh, 2011))

A partir des courbes granulométriques du sol de la couche intermédiaire (Figure II.11), les coefficients d'uniformité (C_u) et de courbure (C_c) du sol de la couche intermédiaire sont déterminés comme le montre le Tableau II.9.

Tableau II.9 : Coefficients d'uniformité (C_u) et de courbure (C_c) du sol de la couche intermédiaire (Trinh, 2011)

Sol	d_{10} (mm)	d_{30} (mm)	d_{60} (mm)	C_u	C_c
Couche intermédiaire	0,01	5	30	3 000	83

Deux granulométries ont été réalisées sur la couche de transition (sol mélangé (SM)), et comparées avec les essais sur SI (Figure II.13). On observe que ces courbes se trouvent légèrement au-dessus des courbes du sol intermédiaire, montrant ainsi que le sol mélangé contient une part plus importante de fines du sol support. Un troisième essai (SM-3) a été réalisé pour vérifier l'influence des fines sur le fuseau granulométrique de la couche de transition. Les mottes d'argile présentes dans l'échantillon ont donc été enlevées. La courbe résultante est identique à celle du sol intermédiaire (Figure II.13). Ainsi, on peut conclure que la différence entre les courbes granulométriques des couches de transition et intermédiaires est due à la présence des mottes d'argiles provenant du sol support.

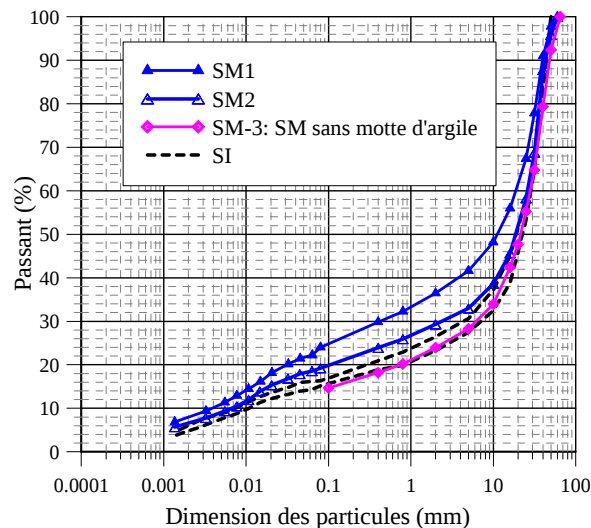


Figure II.13 : Courbes granulométriques du sol mélangé (SM) et du sol intermédiaire (SI - Trinh, 2011))

Détermination des limites d'Atterberg et la Valeur au Bleu de Méthylène (VBS)

Cet essai permet de définir, pour un sol, la limite de liquidité (w_L) et la limite de plasticité (w_P). Les résultats sont présentés dans le Tableau II.10. Ces différents essais réalisés sur le sol support (SS), le sol intermédiaire (SI) et le sol de transition (SM) montrent que le sol support est le plus plastique avec une limite de liquidité de 57,8 % et un indice de plasticité (I_p) de 24,1. Ainsi, selon le diagramme de Casagrande (Figure II.14), le sol support est un limon très plastique. Les fines du sol intermédiaire et du sol mélangé sans mottes d'argile sont moins plastiques et correspondent à un limon peu plastique et ont un indice de plasticité égal respectivement à 11 et 15.

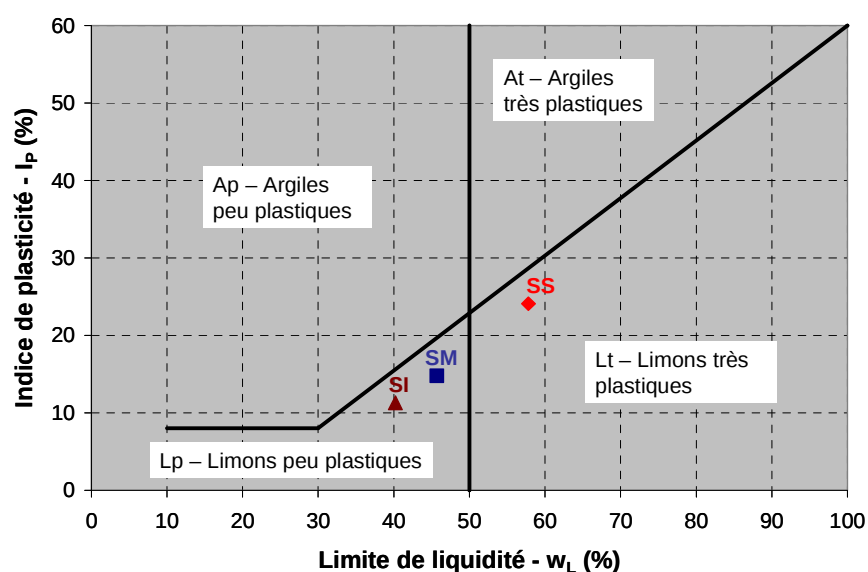


Figure II.14 : Diagramme de CASAGRANDE (Trinh, 2011)

L'essai au bleu de méthylène sert à apprécier globalement la quantité et l'activité de la fraction argileuse présente dans un sol. Elle constitue un des paramètres d'identification pour la classification des sols (AFNOR, 1992). Les résultats sont présentés dans le Tableau II.10.

Tableau II.10 : Limites d'Atterberg et Valeur de Bleu de Méthylène (Trinh, 2011)

Type de sol	Fraction fines ($<100\mu\text{m}$) (%)	Limite de liquidité w_l (%)	Limite de liquidité w_p (%)	Indice de plasticité I_p	VBs ($\varnothing < 100\mu\text{m}$) (g)
Sol mélangé sans motte d'argile (SM)	20	45,7	30,9	14,8	3,67
Sol intermédiaire (SI)	18	40,2	28,9	11,3	3,58
Sol Support (SS)	98	57,8	33,7	24,1	6,23

Les résultats obtenus par l'essai au Bleu permettent de mettre en évidence que le sol support correspond, selon la norme NF P 11-300 (AFNOR, 1992), à un sol argileux (VBs=6.23g). Quant aux valeurs du sol de transition et du sol intermédiaire (SI), les valeurs de bleu des fines ($<100\mu\text{m}$) sont respectivement de 3,58 et 3,67. Ces valeurs correspondent à des limons de plasticité moyenne d'après les seuils définis dans la GTR (SETRA, 1992). A titre de comparaison, la valeur au bleu pour une sous-couche doit être inférieure à 0,1g soit un sol ne contenant pas ou très peu de particules argileuses et qui est par conséquent insensibles à l'eau.

Ainsi, les résultats de ces essais (I_p & VBs) et la classification GTR permettent d'attribuer au sol intermédiaire un classement de sol en A2 qui correspond à une argile peu plastique.

Essai de compactage

Les propriétés de compactage du sol intermédiaire sont étudiées par le biais de l'essai Proctor Modifié suivant la norme NF P94-093. Le moule CBR et la dame Proctor modifiée ont été choisis du fait de la présence d'éléments de grande taille ($D_{\text{max}}=63\text{ mm}$). Afin de se conformer à la norme, le sol a été écrêté à 20 mm et les résultats obtenus sont présentés sur la Figure II.15.

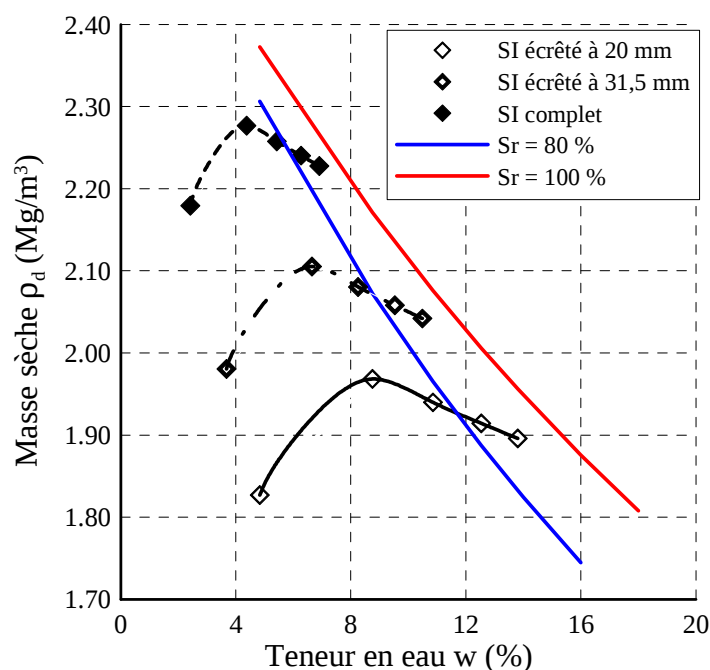


Figure II.15 : Courbe de compactage proctor modifié (Trinh, 2011)

La courbe obtenue après corrections est présentée sur la Figure II.15 pour le sol intermédiaire. On note néanmoins que ce sol contient plus de 30 % d'éléments supérieurs à 20 mm (environ 50 %, Figure II.13). En théorie, selon la norme, les conditions pour appliquer les corrections ne sont pas vérifiées. C'est pourquoi on a reporté sur la Figure II.15 la courbe correspondant au sol intermédiaire écrêté à 31,5 mm. L'extrapolation des caractéristiques de compactage a été possible en se référant à la norme NF P98-125 (AFNOR, 1994). Cette fraction 0-31.5mm correspond à celle de la sous-couche mise en œuvre sur les lignes à grande vitesse et à celle des graves non traitées utilisées en fondations routières.

À partir des courbes présentées sur la Figure II.15, la densité sèche maximale (ρ_{dmax}) ainsi que la teneur en eau optimale (w_{OPM}) sont déterminées pour chaque type de sol (SS, SM, SI). Les valeurs présentées dans le

Tableau II.11 permet une analyse comparative entre le matériau à l'état naturel (in situ) et celui reconstitué en laboratoire. Ces résultats montrent que la densité maximale obtenue en laboratoire sur un sol intermédiaire non écrêté est de 2,28 Mg/m³. Cette valeur est sensiblement inférieure à la densité sèche mesurée en place (2,39 Mg/m³). Cette différence peut s'expliquer par la façon dont la densification a été obtenue. La sous-couche reconstituée en laboratoire a été compactée à l'aide d'une dame proctor modifiée dont l'énergie de compactage ne peut être comparée avec une sollicitation

ferroviaire qui s'est exercée pendant un siècle et demi et dont la charge à l'essieu n'a cessé d'augmenter (22.5T/essieu actuellement). Ces résultats confirment que la densité de la couche intermédiaire en place est plus importante (5-10 %) que celle obtenue en laboratoire.

Tableau II.11 : Comparaison de la densité et teneur en eau obtenue en laboratoire et en place (Trinh, 2011)

Sol intermédiaire	En laboratoire		In situ		ρ_d / ρ_{dmax} (%)
	ρ_{dmax} (Mg/m ³)	W_{OPM} (%)	ρ_d (Mg/m ³)	w (%)	
Ecrêté à 20mm	1,97	8,8	2,16	10,3	109,6
Ecrêté à 31,5mm	2,11	6,7	2,23	8,6	105,7
Complet	2,28	4,4	2,39	5,1	104,5

Lors du chantier de modernisation de la ligne de Bourg-en-Bresse à Bellegarde-sur-Valserine, des planches d'essais ont été réalisées sur les matériaux utilisés pour la sous-couche (RFF et al., 2008). L'objectif de ces planches d'essais est de définir les modalités (vitesse, nombre de passe du matériel) de compactage permettant d'atteindre une densité q_1 qui est acquise lorsque 95% des valeurs de compacités sont supérieures à 100% de la densité OPM. L'analyse de ces résultats permet de définir l'état de compacité réel obtenu après travaux et ainsi situer nos valeurs d'OPM obtenues en laboratoire avec des valeurs pratiques.

Deux matériaux ont été testés sur cette planche d'essai. Le premier issu de la carrière de RIVAT a une densité sèche de 2,40 Mg/m³ soit 100,4 % de l'OPM. Le second matériau, appelé « Vincent », a des caractéristiques sensiblement identiques à celles de la carrière de RIVAT soit une densité sèche de 2,39 Mg/m³ correspondant à un 100 % de l'OPM. Nous pouvons conclure que la densité sèche de la couche intermédiaire mesurée en place (2,39 Mg/m³) est la même que celle obtenue lors des planches d'essai. Ainsi, il est possible d'obtenir les mêmes valeurs obtenues à l'OPM et celles mesurées in situ à condition d'utiliser du matériel de compactage adapté (type V5).

C. Synthèse

Le présent chapitre a permis de justifier le dimensionnement actuel des structures d'assises au travers des modélisations menées par Profillidis. Par ailleurs, le parallèle présenté entre le dimensionnement ferroviaire et routier montre deux approches différentes en termes d'objectif de durabilité, à savoir une approche probabiliste pour le domaine routier et de performance sur un siècle pour le ferroviaire. En confrontant ces méthodes, on voit comment le dimensionnement probabiliste

pourrait être appliqué au dimensionnement des structures ferroviaires existantes, et donc comment une structure donnée pourrait supporter une augmentation de trafic (charge ou vitesse). En tout cas, il est primordial de bien connaître le niveau de sollicitation appliqué à la structure. Pour une chaussée routière, celle-ci est sollicitée directement par les roues des véhicules et de façon continue. En revanche pour la voie ferroviaire, la charge est appliquée au rail qui la transmet à la traverse, qui est ensuite diffusée à la base de la structure de chaussée par le ballast. Cette transmission des efforts est ainsi dépendante de plusieurs facteurs qui sont l'inertie du rail, l'espacement entre traverses, le type de traverse et le principe de diffusion des charges au sein du massif de ballast. Il est donc plus difficile d'appréhender le niveau de sollicitation à la base de la structure ferroviaire que pour une chaussée routière. Cependant, les travaux menés par Lamas-Lopez (2016) permettent d'apporter certains éléments de réponses.

La présentation des travaux de Trinh (2011) a mis en évidence qu'une couche intermédiaire prélevée sur le site de Sénissiat avait plus ou moins les mêmes caractéristiques qu'une sous-couche de LGV, malgré un processus de création long de 150 ans. Ces deux matériaux ont un fuseau granulométrique et une densité d'OPM relativement proche. Ces premiers résultats peuvent donc être des prémices d'explication justifiant le bon fonctionnement de certaines de ces structures historiques.

La seule observation que la couche intermédiaire ait les mêmes propriétés qu'une sous couche n'est pas suffisante pour déterminer si cette structure pourra résister aux surcharges ferroviaires. Ainsi, on met en évidence dans le cadre de ce chapitre les limites actuelles en termes de connaissance et compréhension du fonctionnement de la couche intermédiaire face aux sollicitations ferroviaire. Il est donc nécessaire d'approfondir nos connaissances en menant une réflexion sur les sujets suivants :

- Comment par la géophysique, on peut mieux caractériser le comportement mécanique du sol support et de la couche intermédiaire
- Comment intégrer l'effet de sollicitations hétérogènes (trains voyageurs, trains FRET, train étranger...) sur la dégradation de la structure d'assise et ainsi comment appliquer la loi de Dormon au domaine ferroviaire.
- Enfin, il convient d'étudier le comportement dynamique de la couche intermédiaire face aux sollicitations ferroviaires. Pour cet item, des éléments de réponse seront apportés dans le chapitre 5 grâce aux travaux menés par Lamas-Lopez (2016).

III. LA GENESE DE LA COUCHE INTERMEDIAIRE

Comme on a vu précédemment (Chapitre I), la Couche Intermédiaire (CI) assure, vis-à-vis du sol support ou de la plateforme de terrassement, la répartition des charges, en complément du ballast et de la traverse. Elle permet d'assurer la séparation granulométrique, évitant la pollution du ballast par des fines, et la protection du sol support vis-à-vis des eaux de pluie et du gel. De plus, la formation de cette couche est dépendante de l'histoire de la ligne et du matériau de ballast utilisé lors de sa construction. Cependant, ce sont bien les propriétés du sol support qui jouent un rôle primordial dans la formation de la CI, que ce soit en terme de densité ou de capacité de séparation entre le sol support et le ballast.

Ce chapitre vise à montrer comment l'attrition du ballast joue un rôle dans la genèse de la couche intermédiaire et comment la qualité (pourcentage de fines et densité) du sol support conditionne la formation de celle-ci.

A. La dégradation du ballast

Précédemment nous avons mis en évidence que la couche intermédiaire est un mélange de sol support, du ballast et des fines issues de sa dégradation. Cette partie s'attachera à présenter la genèse de la couche intermédiaire en faisant un historique du ballast utilisé en voie, à démontrer l'impact des circulations et des opérations d'entretien sur la dégradation du ballast. Enfin, on conclura par l'analyse chimique de la couche intermédiaire de Sénissiat qui permet de confirmer que cette structure est formée par l'interpénétration du ballast et du sol support, mais également des produits issus de la dégradation du ballast.

1. Les ballasts utilisés au cours du temps

Historiquement, le ballast mis en œuvre lors de l'édification des lignes était des pierres dures concassées, dont les gisements étaient situés à proximité du chantier. En effet, les critères de sélection de l'époque n'imposaient pas de dureté minimale ni de fuseau granulométrique homogène, bien que le ballast doive être assez dur pour résister aux chocs provoqués par les charges roulantes et pour supporter les effets des actions de bourrage. Un ballast tendre ou poreux se désagrège rapidement, il absorbe l'humidité qui retient des poussières et des corps étrangers et ainsi perd son comportement frottant. C'est pour cela qu'historiquement différents types de roches ont été utilisées chacune dans des conditions différentes. On peut citer par exemple :

- Les roches sédimentaires : seules les formations primaires sont utilisées, car elles constituent des pierres suffisamment dures pour constituer un ballast de bonne qualité. Ces produits sont fragiles et se fendent dans le sens de la stratification et pour les roches calcaires celles-ci s'altèrent par dissolution. Néanmoins, les roches siliceuses (grès, quartzites) résistent bien aux altérations liées à des agents atmosphériques.

- Notons qu'actuellement l'homologation de carrières de ballast de calcaires durs est en cours à la SNCF, car cette roche répond aux critères définis par la norme NF EN 13450 (AFNOR, 2003). Cependant, il sera nécessaire de vérifier l'impact des fines issues de l'attrition de ce produit et vérifier qu'elles n'engendrent pas un ciment qui aurait pour effet de lier les particules de ballast et d'empêcher les opérations de bourrage.

- Les graviers : il se compose de cailloux roulés, qui peuvent être concassés dans de rare cas, car cette opération rendait le matériau plus couteux. Généralement, le gravier issu d'anciennes rivières contenait plus de fines que celui issu de gravière, ce qui nécessitait de le laver pour le rendre exempt de fines argileuses. Cependant la forme roulée du matériau rendait les opérations de bourrage inefficaces, car les graviers « roulaient » les uns sur les autres (absence de friction).

- Les roches volcaniques : avant d'être généralisées sur le RFN, ces roches étaient déjà utilisées à la fin du XIXe siècle. Leurs caractéristiques en termes de compacité, de densité, d'absence de porosité, mais également le fait qu'elles soient non gélives et qu'elles résistent parfaitement aux agents atmosphériques, ont largement contribué à leurs utilisations.

- Enfin, sur les lignes situées à proximité des mines, il n'était pas rare de trouver des produits issus des hauts fourneaux. Ces laitiers concassés remplissaient pleinement le rôle du ballast du fait des arêtes vives. Cependant, la présence de chaux dans le laitier le rendait fragile et faisait qu'il se délitait sous l'effet cumulé des sollicitations mécaniques induites par les circulations et du climat.

2. L'impact des circulations et du bourrage sur la dégradation du ballast

La qualité mécanique du ballast est essentielle pour que celui-ci résiste aux différentes sollicitations mécaniques qui sont le trafic et les opérations de maintenance. Différents travaux ont étudié l'influence de ces paramètres sur la dégradation du ballast. Parmi ceux-ci, je présenterai les études menées sur le réseau ferroviaire français (Perales, 2010) et suisse (Paderno, 2010).

a. Etude de la dégradation du ballast sur le réseau français

Des premiers travaux sur la dégradation du ballast ont été menés par Lecocq (REF, 1985), dans le but de quantifier l'évolution du pourcentage de fines produites en fonction du chargement, et ce pour différents matériaux de ballast. L'objectif final de cette étude était de déterminer un état de pollution du ballast qui rendait les opérations de maintenance inefficaces. Les conclusions que l'on peut tirer de cette étude sont que : la production de fines est dépendante de la dureté du matériau ballast ; les fines résultantes de l'usure de la traverse peuvent représenter jusqu'à 4% de la totalité des fines produites ; enfin, le colmatage total du ballast est atteint pour un pourcentage de fines (<1,6mm) de 12,5%. De ces travaux, Lecocq a proposé des abaques de dégradation du ballast en fonction de la qualité du matériau et de la classe de trafic de la ligne (Figure III.1). Dans ce graphique, la DRG renseigne la dureté globale du ballast, qui permet de prendre en compte la dispersion des qualités de dureté (DR) du matériau définie par :

- La résistance à l'usure par frottement des grains entre eux (essai d'attrition DEVAL Sec (DS) et Humide (DH))
- La résistance aux chocs des grains de ballast entre eux (essai de fragmentation Los Angeles)
- La valeur DR retenue (obtenue à l'aide d'un abaque) est la plus petite des DRs et DRh (respectivement sec et humide). Ainsi la dureté globale DRG est évaluée statistiquement, elle équivaut à la plus petite des deux valeurs suivantes :
 - $\overline{DR} - 0.5\sigma_{DR}$ (moyenne des DR – ½ écart type)
 - $DR_{mini} + 2$ (Plus faible valeur de DR + 2)

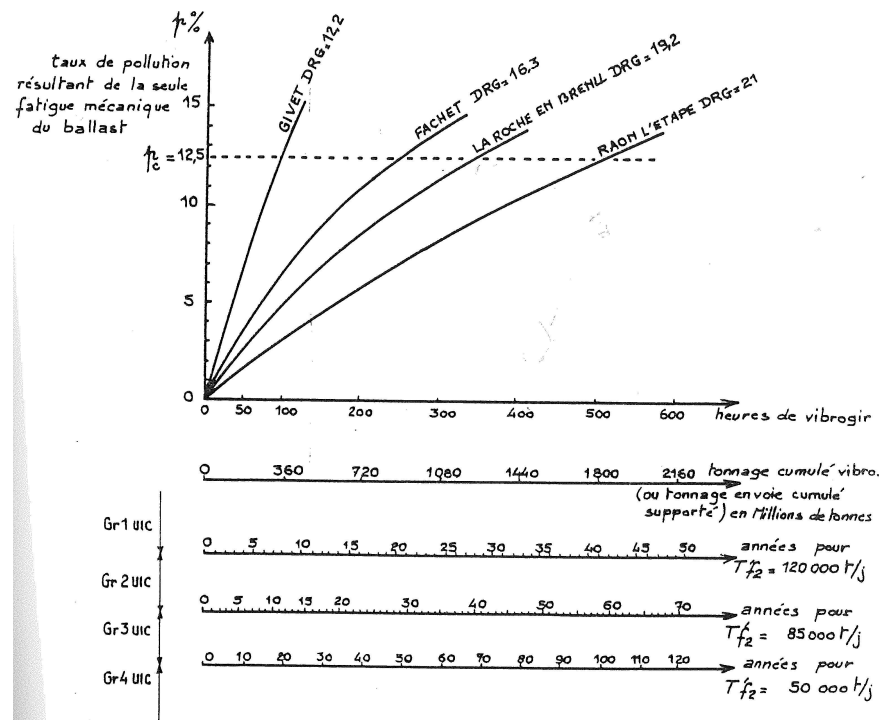


Figure III.1 : Usure des différents ballasts sur des voies de trafic divers :
attrition résultante de la fatigue mécanique (1985, Lecocq)

En 2010, Perales (2010) a réalisé une étude sur la dégradation du ballast de LGV (granulométrie 31,5/50 mm, de la carrière de Montaute (58)). L'objectif de ces travaux était de voir l'impact indépendamment l'influence des opérations de maintenance et des circulations ferroviaires sur la dégradation du ballast. Pour l'étude de l'impact des circulations sur le matériau ballast, Perales a simulé à l'aide du vibrogir (banc d'essai reproduisant le chargement ferroviaire) jusqu'à 20 années de circulation d'un essieu de 17,5 T, correspondant à un trafic cumulé de 240 millions de tonnes. Des échantillons de ballast ont été prélevés à intervalle régulier pour quantifier la dégradation du ballast en termes de production de fines et de fragmentation des grains, et ce en fonction de l'historique de chargement. Cet essai montre que la production de fines (<25mm) est importante au début des sollicitations et que celle-ci stagne à mi-vie de sollicitation (Figure III.2). De ce test, un ratio de production de fines par rapport au trafic cumulé a été établi. Ainsi pour une ligne LGV, circulée par des trains de 17,5T/essieux, la production moyenne de fines (<25mm) est estimée à 170 g/MT.

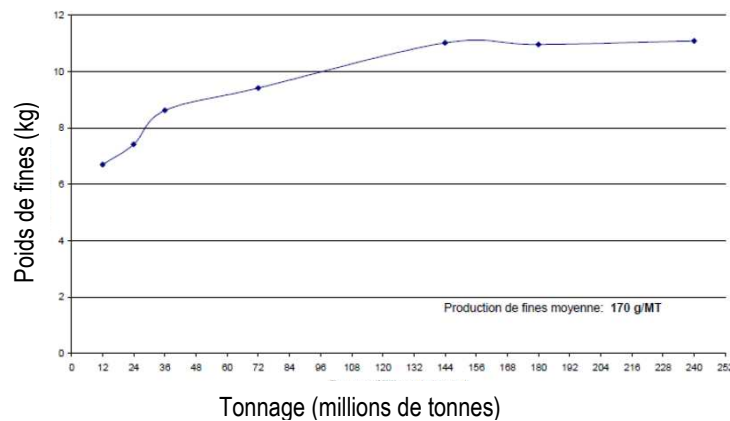


Figure III.2: Evolution de la production de fine en fonction du tonnage (Perales, 2010)

Toujours dans le cadre de cette recherche, l'influence du bourrage a été étudiée. Celle-ci a été faite sous deux approches différentes, la première a consisté à regarder l'effet de la vitesse de plongée des bourroirs sur la dégradation des grains et dans un second temps à regarder l'effet du serrage. L'effet de la vitesse de plongée a été étudié, en laboratoire, sur une plage de vitesse de 1 à 2 m/s. L'essai a consisté à faire pénétrer une pioche dans un échantillon de ballast cylindrique de 80 cm de haut pour 38 cm de diamètre. Il en ressort qu'après 30 plongées à 1 m/s, le pourcentage de fines produites par l'impact des bourroirs est compatible avec les spécifications de la norme. Lorsque les pioches sont enfouies dans le ballast à une vitesse de 2 m/s, on note une dégradation beaucoup plus importante des grains de ballast et le fuseau granulométrique du ballast sort de la norme à partir de 15 plongées, pour les particules inférieures à 25mm. La Figure III.3 montre l'effet de la vitesse de pénétration des bourroirs dans le ballast. Ce graphique met en évidence que la dégradation du ballast se fait soit par usure des grains soit par cassure. Cependant, on constate qu'à partir d'une vitesse de plongée de 1,6 m/s, c'est bien la rupture des grains qui prédomine comme mécanisme de dégradation.

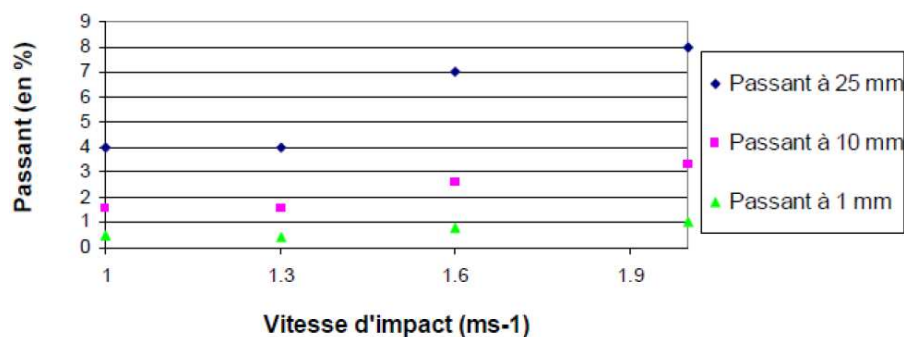


Figure III.3 : Evolution du passant après 30 plongées de bourroir (Perales, 2010)

Concernant l'effet même du bourrage, celui-ci a été étudié in situ sur une portion de voie située à Arras. L'expérimentation a consisté à déposer 20 mètres de voie et la faire reposer sur du ballast contenu dans des big bag. L'objectif était que les fines produites par les opérations de bourrage soient contenues dans les sacs et qu'elles puissent être analysées. Le bourrage de cet élément de voie a été réalisé par une bourreuse de LGV constituée de deux blocs bourroirs. Chaque élément de traverse a été bourré de 5 à 45 fois pour voir l'effet de cette opération. La Figure III.5 montre la répartition granulométrique de grains de ballast après 45 cycles de bourrage. On note que cette opération de maintenance a un impact important sur l'augmentation du pourcentage de particules de diamètre inférieure à 50 mm résultant de la casse des gros grains de ballast.

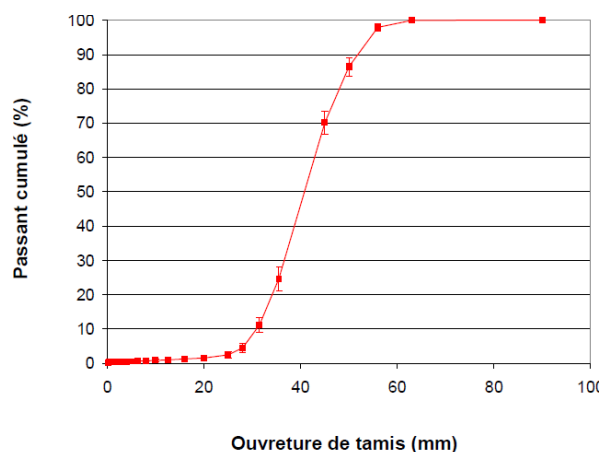


Figure III.4: Moyenne granulométrique du ballast de référence (Perales, 2010)

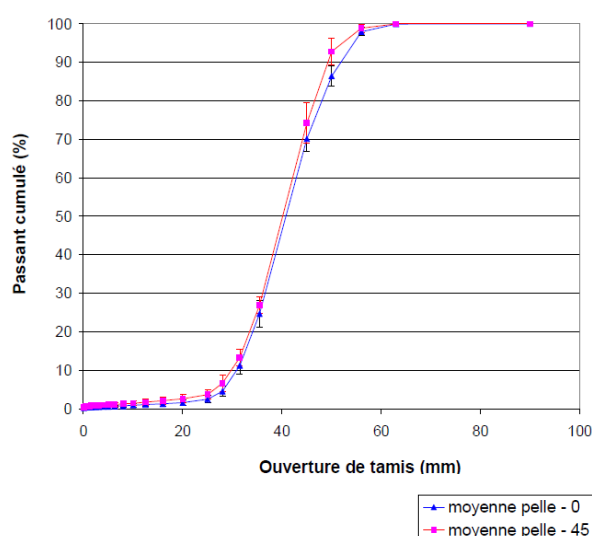


Figure III.5: Moyenne granulométrique du ballast après 45 bourrages (Perales, 2010)

b. Etude de la dégradation du ballast sur le réseau Suisse.

Paderno (2010) a quantifié l'impact des opérations de bourrage sur la dégradation du ballast, sur le réseau ferroviaire Suisse. Le ballast utilisé, lors de ces travaux, est un grès concassés contenant 25 - 30% de minéraux durs (quartz et calcite). La résistance à la fragmentation Los Angeles est de 11 à 15. Le granulat utilisé étant conforme à la norme Européenne EN 13450 et les conditions de trafic et de maintenance sont assimilables aux règles françaises ; la dégradation du granulat peut être considérée comme transposable à la dégradation de ceux mis en œuvre sur le RFN. Lors de son étude, Paderno a reproduit en laboratoire (Figure III.6) une portion de voie et l'a sollicité pour représenter vingt années d'une portion de voie circulée par des trains de 22T/e (correspondant à une ligne UIC 2). En parallèle,

des actions de maintenance corrective sur la géométrie de la voie ont été opérées. Après sollicitations, le châssis de voie a été déposé et la granulométrie de ballast analysée sous traverse et autour de celle-ci. Ce zonage permet d'estimer l'effet des sollicitations et des bourroirs sur la dégradation du ballast. Notons toutefois que le granulat situé entre traverses subit exclusivement l'action de plongée des bourroirs ; la sollicitation induite par les circulations étant moins importante, alors que les grains situés sous traverses subissent l'action cumulée du trafic et du bourrage mécanique.

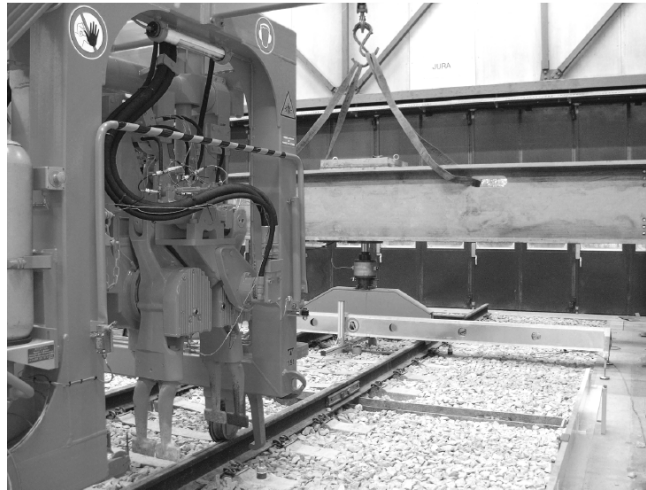


Figure III.6 : Dispositif d'essai – Bloc bourroir 1x et poutre de sollicitation (Paderno 2010)

La Figure III.7 montre l'influence du trafic et du bourrage sur la dégradation du ballast. Ainsi, la comparaison avec le ballast originel non sollicité permet d'observer une évolution granulométrique des granulats. Le décalage des courbes vers la gauche après sollicitation indique une diminution granulométrique des grains de ballast.

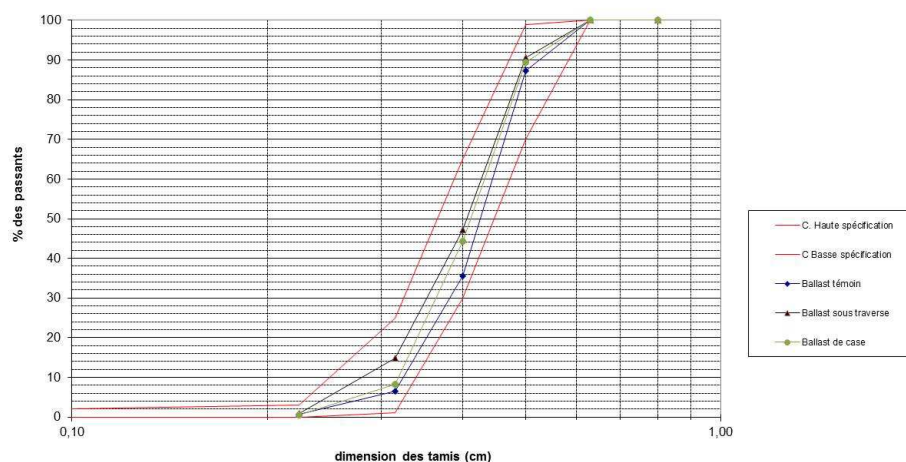


Figure III.7 : Courbes granulométriques du ballast avant et après sollicitations

Ce travail met en évidence deux points principaux :

- Le premier est que le ballast situé sous traverse est plus dégradé par celui situé dans les cases. Cela s'explique d'une part par la sollicitation du trafic ferroviaire, mais également par la fragmentation des grains suite à la mise en vibration des bourroirs.
- En second point, on peut noter l'impact de la plongée des bourroirs sur la modification granulométrique des ballasts. En effet, bien que moindre, la correction granulométrique du ballast situé en case est non négligeable.

c. Conclusion:

Ces travaux ont mis en évidence l'effet des circulations et des opérations de maintenance sur la dégradation du ballast. L'ensemble des auteurs met en évidence l'effet du bourrage sur la fragmentation des grains, dès les vingt premiers cycles de maintenance. Pour ce qui est de l'effet des circulations sur la production de fines, les travaux de Perales ont mis en évidence, dans le cas d'une LGV, la production de 170 g de fines par million de tonnes circulées. Ces informations confirment donc l'apport des produits de dégradation du ballast dans la constitution de la couche intermédiaire. Cependant il est nécessaire de procéder à une analyse minéralogique des fines de la couche intermédiaire pour justifier cette hypothèse en regardant notamment leur nature pétrographique. Ces travaux d'identification ont été réalisés dans le cadre de la thèse de Trinh (2011), sur la couche intermédiaire de Sénissiat et sont présentés dans le paragraphe suivant.

3. Analyses minéralogiques

Afin de comprendre l'origine des fines dans la couche intermédiaire, la minéralogie des particules inférieures à 100 μm du sol intermédiaire et du sol support a été analysée par diffraction aux rayons X. L'objectif étant de voir si la nature des fines était en tout point identique à la géologie du site ou si des minéraux étrangers étaient présents. L'identification de la nature minérale des minéraux non argileux (de tailles comprises entre 2 μm et 100 μm) du sol support a montré que celui-ci contenait majoritairement du quartz. Pour ce qui est de la couche intermédiaire, elle contenait les mêmes minéraux avec une proportion de quartz plus importante (de 5 à 6%). Une analyse au calcimètre (AFNOR, 1996a) a montré la présence de 16% de calcite dans le sol intermédiaire contre 0% dans le sol support. Les minéraux argileux (particules inférieures à 2 μm) présentent la même composition pour le sol support et le sol intermédiaire : illite, kaolinite, chlorite et interstratifié chlorite/smectite. Concernant les gros éléments du sol intermédiaire, les graviers compris dans l'intervalle 25-50 mm sont lavés puis séparés en trois catégories (Figure III.8) :

- galets roulés (8%) qui ne proviennent pas de la couche de ballast actuel ;
- ballast blanc (82%) contenant 100% de carbonate selon l'analyse au calcimètre ;
- ballast noir ou gris (10%), plus rigide que le ballast carbonaté, contenant 17% de carbonate.

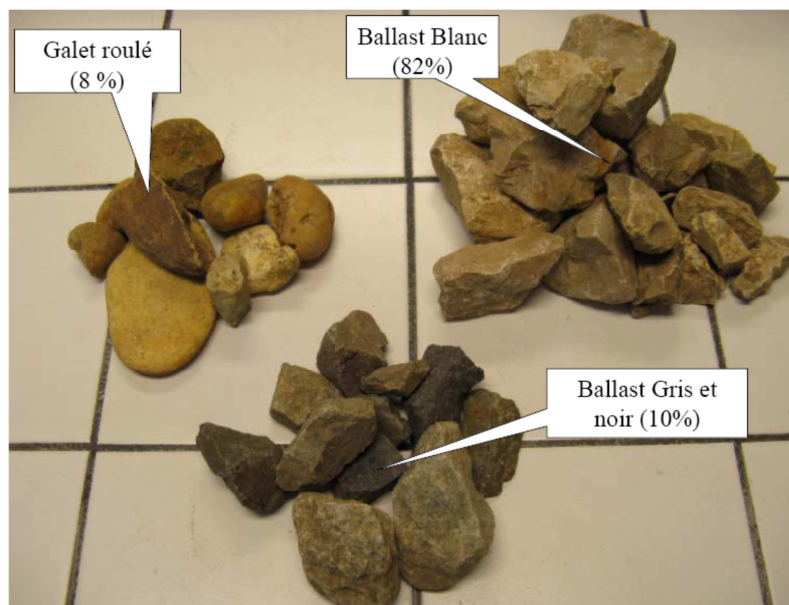


Figure III.8 : Graviers de 25 à 50 mm du sol intermédiaire (Trinh 2011)

Ces essais montrent que les particules fines de la couche intermédiaire proviennent simultanément de l'attrition du ballast et des fines du sol support, d'une part du sol support à cause du phénomène d'interpénétration, et d'autre part de la dégradation du ballast (calcite et quartz) due au trafic des trains et à la maintenance. Pour ce qui est du mécanisme d'interpénétration, celui-ci est conditionné par l'état hydrique de la plateforme, et les sollicitations dynamiques générées par les trains qui permettent la pénétration des granulats de ballast dans le sol support (Kabir et al., 2006; Haque et al., 2007; Kamruzzaman et al., 2008 ; Indraratna et al., 2007). Ce mécanisme permet donc une densification du sol support originel pour créer une couche intermédiaire apte à recevoir de multiples sollicitations.

Le Tableau III.1 présente une synthèse de la composition de la couche intermédiaire. Les granulométries réalisées indiquent que ce sol est majoritairement constitué (42-48 %) de ballast (galet roulé ou roche concassée), auquel s'ajoute entre 5-10 % de granulats supérieurs à 50 mm (galets roulés, pierres cassées). Les granulats de taille de 0,08 — 25 mm représentent quant à eux 36-42 % des échantillons analysés, ceux-ci peuvent être du gravillon de soufflage (10 — 25 mm) qui était utilisé pour la correction manuelle du nivellement des voies (Alias, 1984), des produits de dégradation du

ballast, des sables et des produits de pollutions (attrition). Enfin, les fines ($< 80 \mu\text{m}$) représentent environ 16 % du volume total et les particules argileuses ($< 2 \mu\text{m}$) représentent 5 %.

Tableau III.1 : Composition du sol intermédiaire (Trinh 2011)

Composant	Taille (mm)	Pourcentage (%)
Pierres cassées & galets roulés	50/63	3/10
Ballast & galets	25/50	42/48
Micro ballast, sable, dégradation du ballast & produits d'usure	0,08/25	36/42
Fines, sable, produit d'usure	$< 0,08$	~ 16
Argile	$< 0,002$	~ 5

4. Conclusion

Cette partie met en lumière comment le ballast posé à même le sol support a permis de constituer au fil des décennies une couche intermédiaire apte à recevoir les circulations modernes. Ainsi, la qualité mécanique du ballast, le trafic cumulé sur la voie et les opérations de maintenance sont des paramètres qui ont contribué à la création de cette couche intermédiaire. Toutefois, il ne faut pas négliger la nature du sol support au niveau géologique et hydrique. L'importance du sol est historiquement démontrée par la mise en place de paillés, hérissons pour améliorer la qualité hydrique et la densité d'un sol médiocre. Cependant, sur certaines zones, bien que le sol semblait être satisfaisant pour construire dessus une voie de chemin de fer, à la longue aucune couche intermédiaire ne s'est formée et il a été, ou est nécessaire, de procéder à des travaux de plateforme pour renforcer certains tronçons.

Devant ce constat, on se posait la question sur ce qui permettait ou non la création d'une couche intermédiaire. Pour cela Duong (2013) a étudié le processus de formation de la couche intermédiaire, et les résultats de ces travaux sont présentés dans la prochaine partie.

B. Influence du sol support sur le mécanisme de création de la couche intermédiaire

Comme on a vu précédemment, la couche intermédiaire est formée par interpénétration des matériaux anthropiques (ballast, matériaux de soufflage ainsi que leurs produits de dégradation) et le sol en place. Ainsi, il est important de regarder l'influence du sol support dans la création de cette couche. Pour ce faire, Duong (2013) a travaillé sur un matériau modèle, en remplacement du sol support. Ce sol a été préparé à partir du sable de concassage et du kaolin (70% / 30% - Figure III.9),

appelé 70S30K. La matière employée dans cette étude contient un pourcentage élevé de fines (le passant inférieur à 80 μm représente 95%), semblable aux sols rencontrés sur des sites présentant des défauts de remontées boueuses (Alobaidi et Hoare, 1996 ; Aw, 2007). De plus, ce mélange a également une courbe granulométrique semblable au limon de Jossigny, largement étudié par ailleurs (Fleureau et Indarto, 1995 ; Cui et Delage, 1996 ; Bouabdallah, 1998).

Cette étude repose sur l'analyse du comportement de l'interface ballast / matériau 70S30K compacté à trois densités sèches différentes : 1,4 (E1), 1,5 (E2) et 1,6 Mg/m^3 (E3). La teneur en eau initiale a été fixée à 16%, correspondant à la valeur à l'OPM.

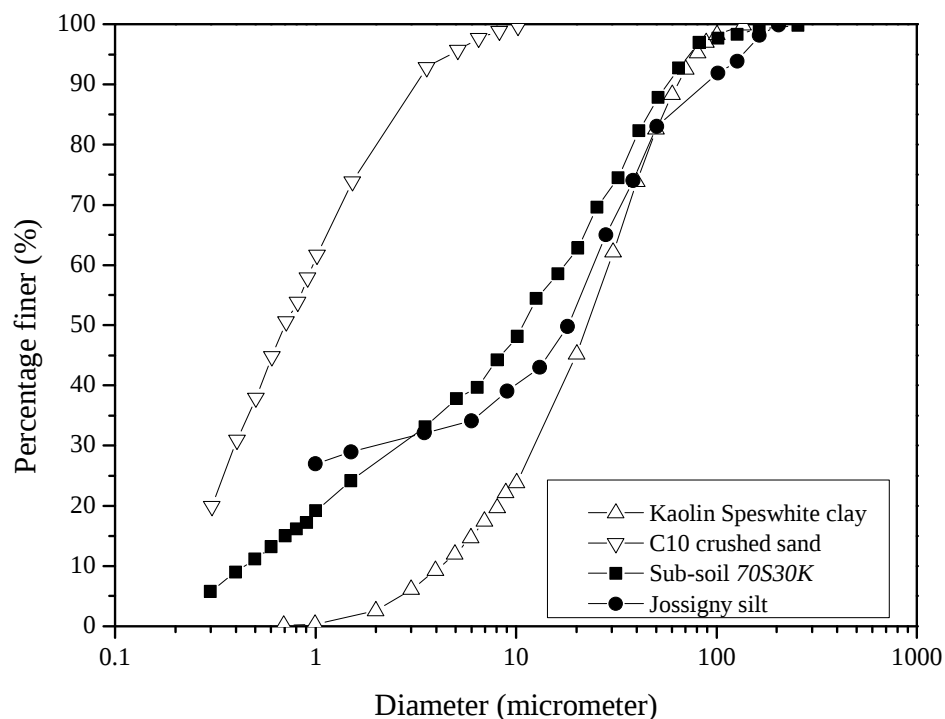


Figure III.9: Courbe granulométrique du sol reconstitué (Duong 2013)

1. Mécanisme de création de la couche intermédiaire

Les essais pour étudier la création de la couche intermédiaire sont réalisés sur un échantillon de 550 mm de diamètre pour une hauteur de 400 mm (Figure III.10), à la teneur en eau OPM (16%) et à une densité sèche de 1,78 Mg/m^3 .



Figure III.10 : Cellule de modélisation de la formation de la couche intermédiaire (Duong 2013)

Après un préchargement permettant le réarrangement du ballast, et un précyclage à basse fréquence (0,1 Hz pendant 20 cycles ; 1 Hz pendant 50 cycles et 2 Hz pour 100 cycles), l'échantillon est chargé de 30 à 100 kPa à 5Hz pendant 500 000 cycles. Cette fréquence a été choisie, car elle est assimilable à la circulation d'un train à 100 km/h et l'effort appliqué (30 à 100 kPa) correspond aux sollicitations ferroviaires sur les voies françaises (Trinh, 2011). Au terme de cette étape, le sol support est saturé jusqu'à obtenir une lame d'eau de 20 mm au-dessus de l'échantillon de sol. L'objectif étant d'étudier le comportement d'un massif de ballast subissant la même procédure de chargement, qui repose sur un sol saturé en eau. La Figure III.11 présente les différentes étapes de chargement (Figure III.11a) appliqué à l'échantillon ainsi que les déplacements associés (Figure III.11b).

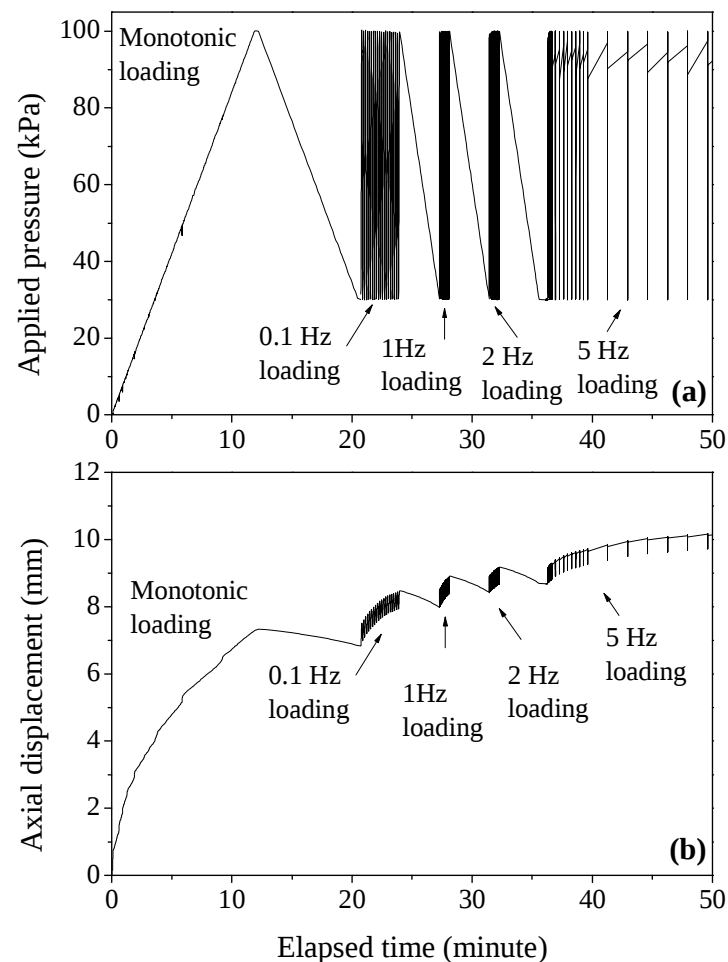


Figure III.11: Résultats types d'un préchargement ($w=16\%$; $\rho_{d-initial}=1,5\text{Mg/m}^3$ - Duong 2013)

2. Analyse du comportement à l'état non saturé

Si l'on regarde le déplacement axial du piston pour les trois densités de sol support (1,4, 1,5 et 1,6 Mg/m^3 - Figure III.12), l'on remarque que l'allure des trois courbes est identique, quelle que soit la densité du sol. Ainsi, nous observons une augmentation rapide des tassements, dus au réarrangement des grains de ballast, suivi par une phase de stabilisation. Cependant, la Figure III.12 met en évidence l'impact de la densité initiale du sol support sur les déplacements observés. Le premier constat est que les tassements observés lors de la phase de préchargement sont presque deux fois plus importants entre les échantillons E1 (1,4 Mg/m^3) et E3 (1,6 Mg/m^3). Cette différence de tassement du piston, ne peut pas être affecté uniquement à la stabilisation du ballast (celle-ci devrait être homogène quel que soit l'échantillon), mais également à la pénétration des particules de ballast dans le sol support lorsque la densité de celui-ci est faible. On identifie ici clairement l'effet du sol support dans le comportement du ballast.

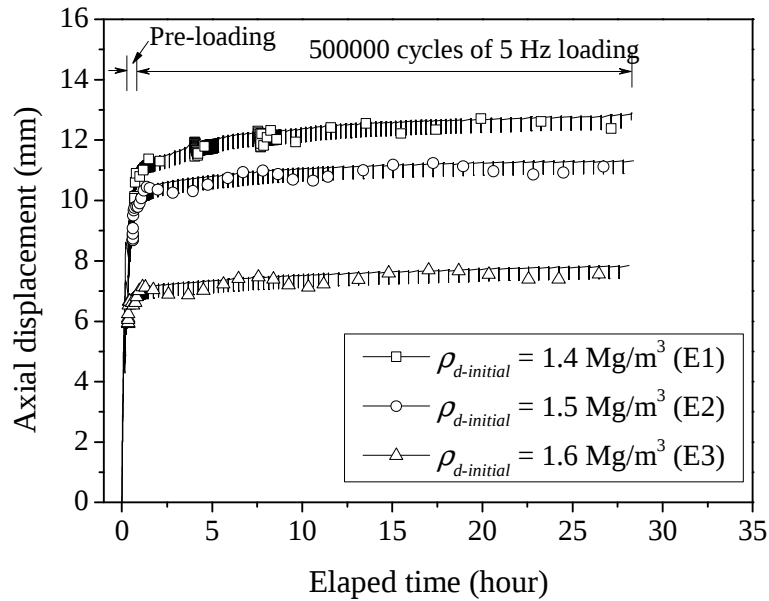


Figure III.12: Déplacement axial du vérin pendant le chargement (Duong 2013)

L'incrustation ballast à la surface du sol support doit avoir une influence sur la variation de teneur en eau volumique (θ) du massif de sol. La Figure III.13 met en évidence l'évolution de θ à trois profondeurs différentes. On note que θ augmente plus rapidement dans la zone proche de la surface ($=200\text{mm}$) par rapport à deux autres zones plus profondes. Cet accroissement est la conséquence de la densification du sol par l'effet cumulé de la pénétration du ballast dans le sol support et des chargements cycliques, occasionnant une diminution de l'indice des vides dans le sol et par conséquent une augmentation de la teneur en eau volumique.

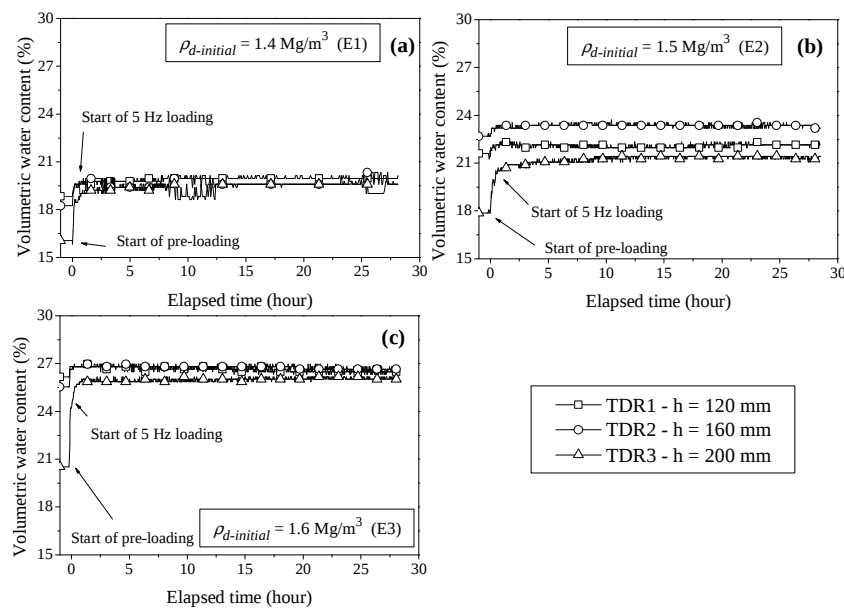


Figure III.13 : Evolution de la teneur en eau volumique pendant le chargement (à l'état non-saturé – Duong 2013)

3. Analyse du comportement à l'état saturé

A la fin des 500 000 cycles de chargement, le massif de sol est saturé pendant environ 20h. Cette phase (Figure III.14) se caractérise par une augmentation de la teneur en eau volumique jusqu'à une valeur proche de 38% et par une pression interstitielle nulle. Un décalage entre la saturation de l'échantillon est observé sur les Figure III.14a et Figure III.14b. Celui-ci s'explique par le fait que pour les sols fins, la migration de l'eau dans les macropores est rapide ; cependant, le temps pris pour remplir les micropores est relativement long (40 h).

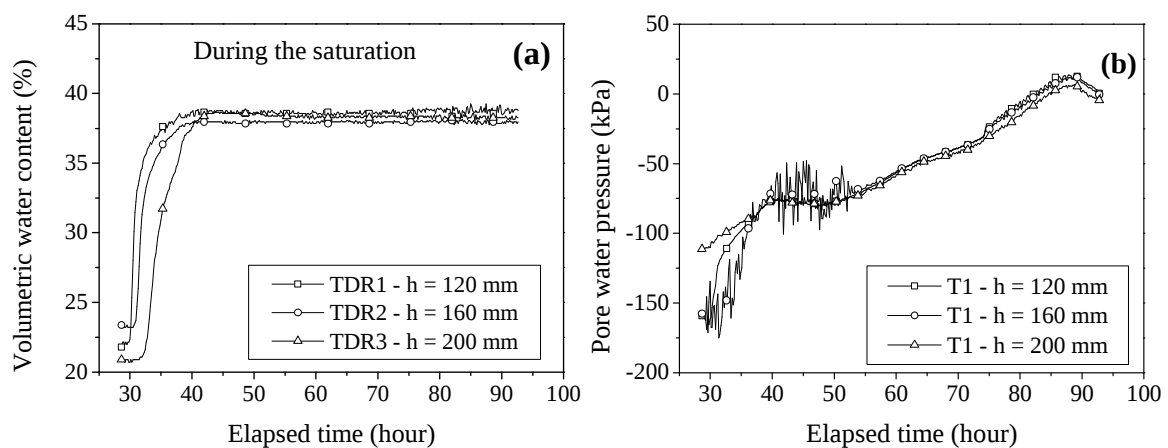


Figure III.14 : Résultat de saturation de l'échantillon de sol ($\rho_{d\text{-initiale}}=1,5 \text{ Mg/m}^3$ - Duong 2013)

Si l'on analyse le comportement des différents échantillons (E1, E2, et E3), on constate que le comportement de ceux-ci à l'état saturé dépend fortement de la densité du sol support. La Figure III.15 permet de regarder l'évolution du comportement de l'échantillon saturé ($\rho_{d\text{-initiale}}=1,4 \text{ Mg/m}^3$) en analysant la contrainte appliquée, la pression interstitielle, le déplacement du piston et la teneur en eau volumique (Figure III.15a, b, c et d). La Figure III.15c montre que le déplacement du piston augmente rapidement dès les premiers chargements cycliques et s'accompagne également d'une augmentation rapide de la pression interstitielle, avec des valeurs comprises entre 40 et 80 kPa, au bout de quelques secondes. Si l'on met en regard l'évolution de la pression interstitielle et la contrainte appliquée, on remarque que la contrainte effective (contrainte totale moins pression interstitielle) est négative à certain moment ce qui conduit à la liquéfaction du sol support qui favorise l'enfoncement du ballast et la remontée des fines. L'essai E1 a été interrompu au bout de 900 s, car le mécanisme de remontée boueuse a été considéré comme atteint.

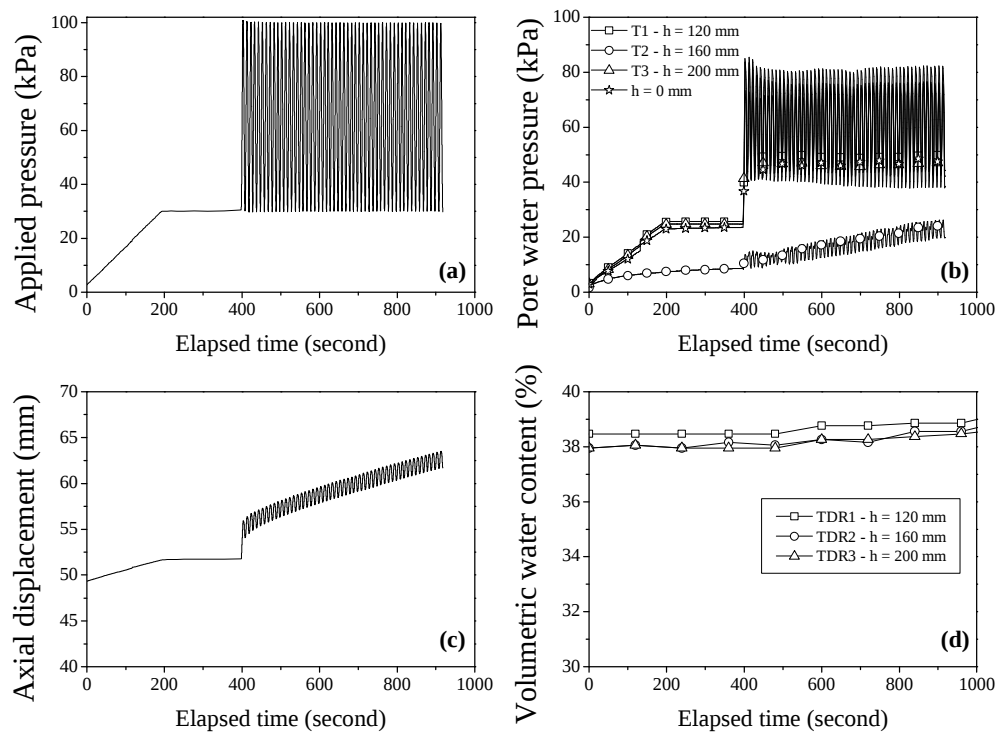
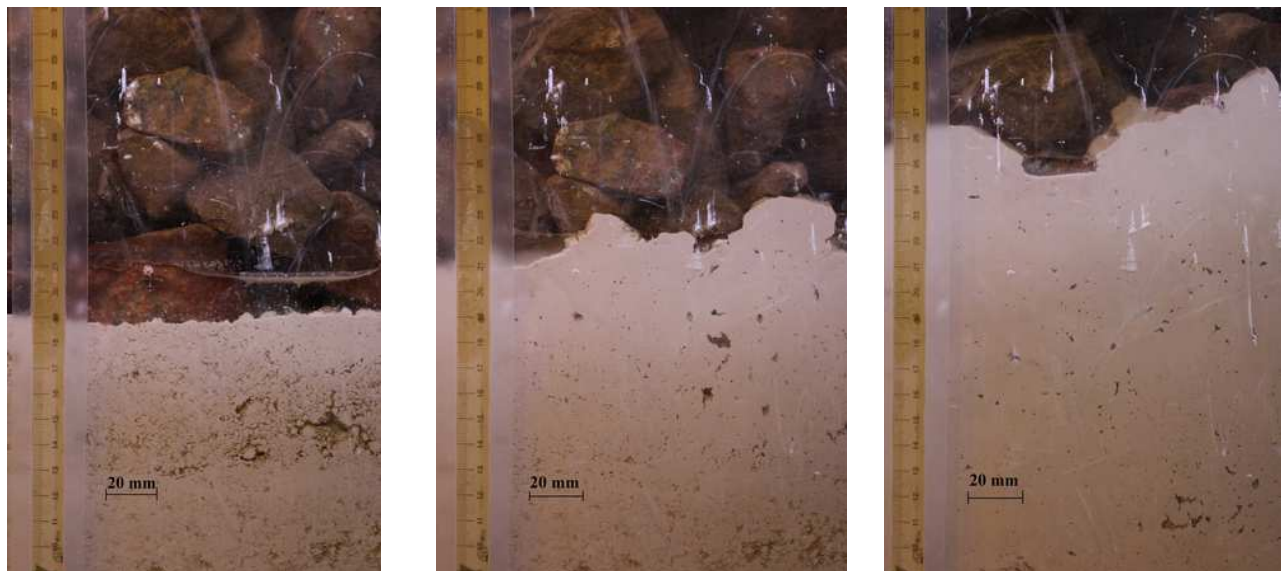


Figure III.15 : Comportement de l'échantillon $p_{d-initiale}=1,4\text{Mg/m}^3$: a) contrainte appliquée ; b) pression interstitielle ; c) déplacement du piston ; d) teneur en eau volumique (Duong 2013)

Si l'on regarde les photographies prises lors de l'essai E1 (Figure III.18), celles-ci montrent clairement la migration des fines dans le ballast, et ce même après un faible temps de cyclage.



a) Après saturation

b) Après le chargement monotone

c) après chargement cyclique
(après 900s)

Figure III.16 : Interface ballast / sol saturé à différentes étapes de chargement ($p_{d-initiale}=1,4 \text{ Mg/m}^3$ – Duong 2013)

La Figure III.17 permet de regarder l'évolution du comportement de l'échantillon saturé ($\rho_{d-initial}=1,5\text{Mg/m}^3$) en analysant la contrainte appliquée, la pression interstitielle, le déplacement du piston et la teneur en eau volumique (Figure III.17a, b, c et d). On observe que la pression interstitielle augmente, pour atteindre près de 30 kPa, pendant la phase de préchargement puis décroît légèrement, sans revenir à sa valeur initiale. Cela met en lumière les premiers effets de la densité du sol sur le comportement du système « sol support / ballast ». On peut expliquer ce phénomène par la faible conductivité hydraulique du matériau modèle ($8.4.10^{-7}$ m/s à 1.5 Mg/m^3) qui induit un temps important avant de dissiper la pression interstitielle. De plus, cette pression interstitielle augmente rapidement à des valeurs comprises entre 40 et 58 kPa dès que la sollicitation cyclique de l'échantillon débute. Notons que dans certains cas la contrainte effective devient négative, impliquant une liquéfaction du sol support. Celle se caractérise par un enfoncement du ballast dans le sol support et par conséquent par une perte de la tenue mécanique et géométrique de la voie. Ce phénomène se manifeste par un doublement (30 à 60 mm – Figure III.17c) de l'enfoncement du piston durant la phase de chargement cyclique.

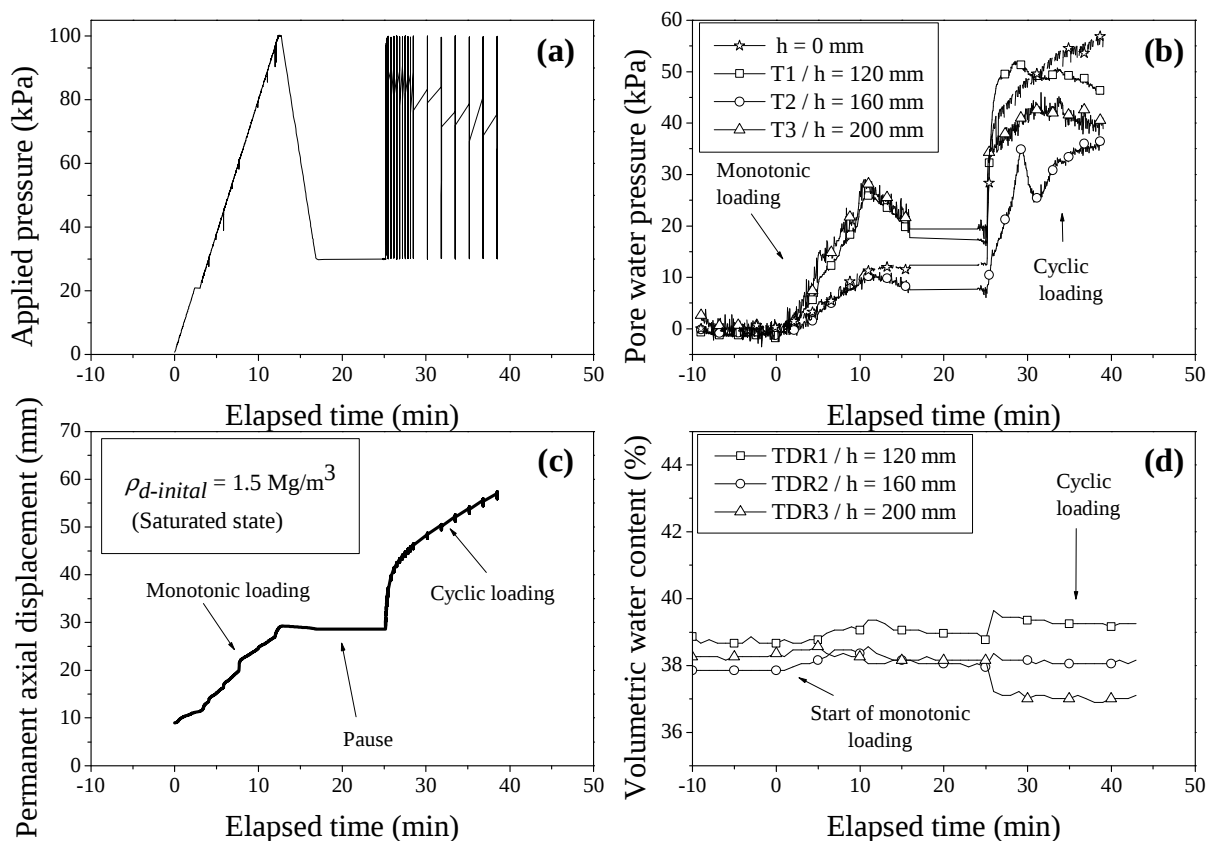
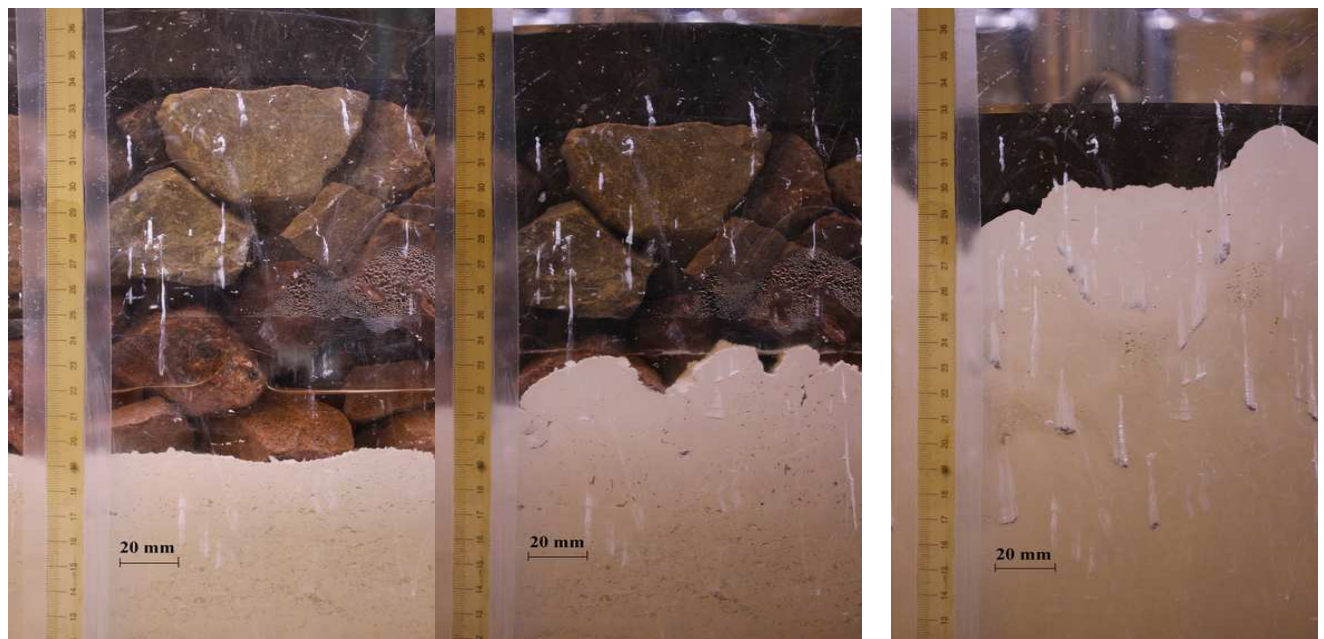


Figure III.17 : Comportement de l'échantillon $\rho_{d-initial}=1,5 \text{ Mg/m}^3$: a) contrainte appliquée ; b) pression interstitielle ; c) déplacement du piston ; d) teneur en eau volumique (Duong 2013)

Les photographies prises lors de l'essai E2 (Figure III.18) montrent clairement la migration des fines dans le ballast.



a) Après saturation

b) Après le chargement monotone

c) après chargement cyclique
(Après 40 min)

Figure III.18 : Interface ballast / sol saturé à différentes étape de chargement ($\rho_{d\text{-initiale}}=1,5\text{Mg/m}^3$ – Duong 2013)

Enfin, l'analyse de l'échantillon E3 ($\rho_{d\text{-initiale}}=1,6\text{ Mg/m}^3$) a mis en évidence l'absence de sur-pression interstitielle favorisant le développement des remontées boueuses. En effet, les pressions mesurées dans le massif de sol sont systématiquement inférieures à 20 kPa, malgré le dysfonctionnement de certains capteurs, ce qui empêche le phénomène de liquéfaction du sol. De plus, les sollicitations cycliques n'ont qu'un faible impact sur le tassement du ballast (10%).

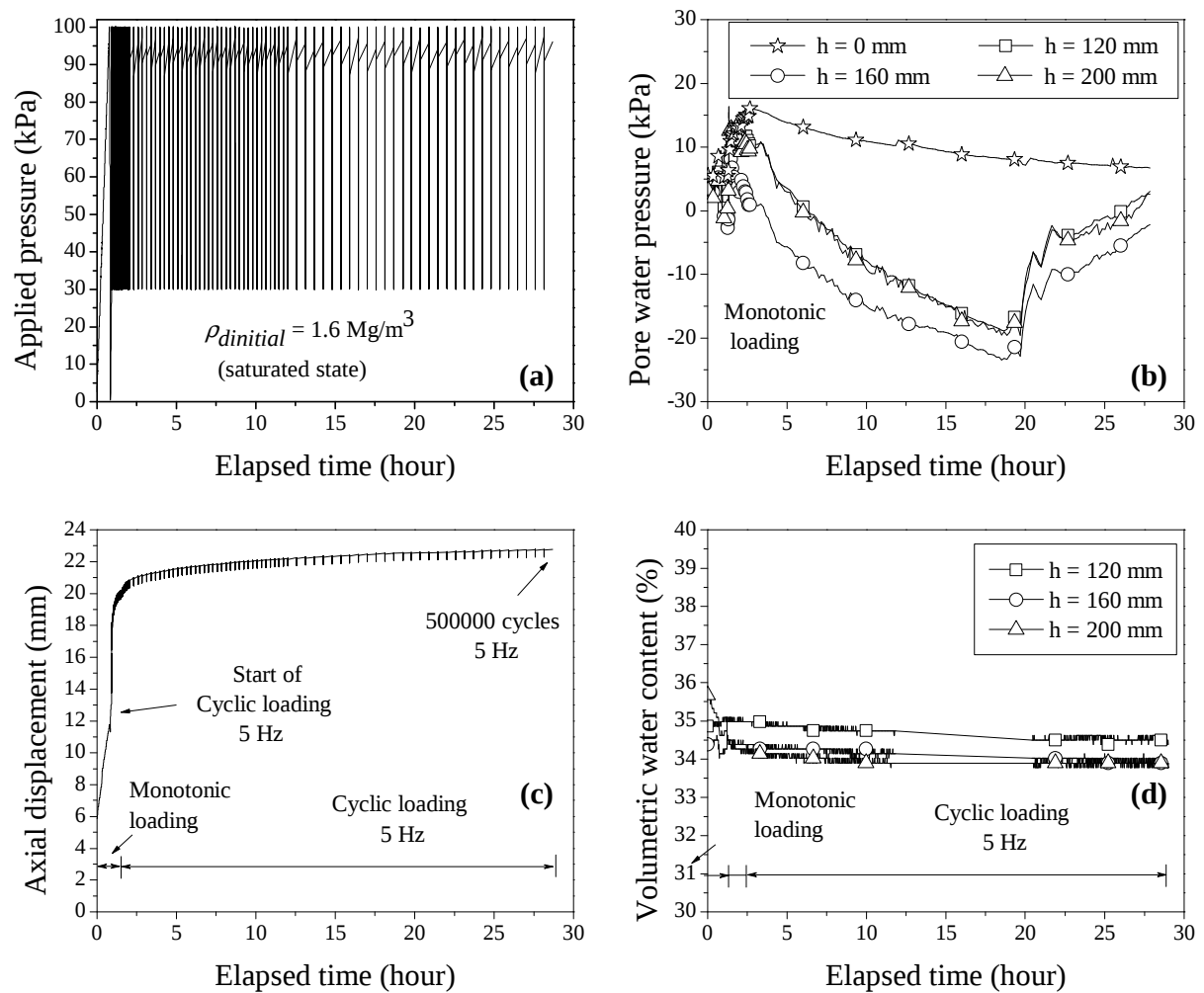


Figure III.19 : Figure III.20 : Comportement de l'échantillon $\rho_{d-initial}=1,6\text{Mg/m}^3$: a) contrainte appliquée ; b) pression interstitielle ; c) déplacement du piston ; d) teneur en eau volumique (Duong 2013)

Pour ce qui est du phénomène de liquéfaction, la Figure III.21 met en évidence le mécanisme à l'intérieur de l'échantillon. On observe la pression interstitielle qui suit la tendance imposée par la contrainte appliquée par le piston et celle-ci atteint des valeurs élevées. Cet enregistrement permet de calculer la contrainte effective dans le sol et montre que, pendant la phase de déchargement, on a une pression négative dans le sol.

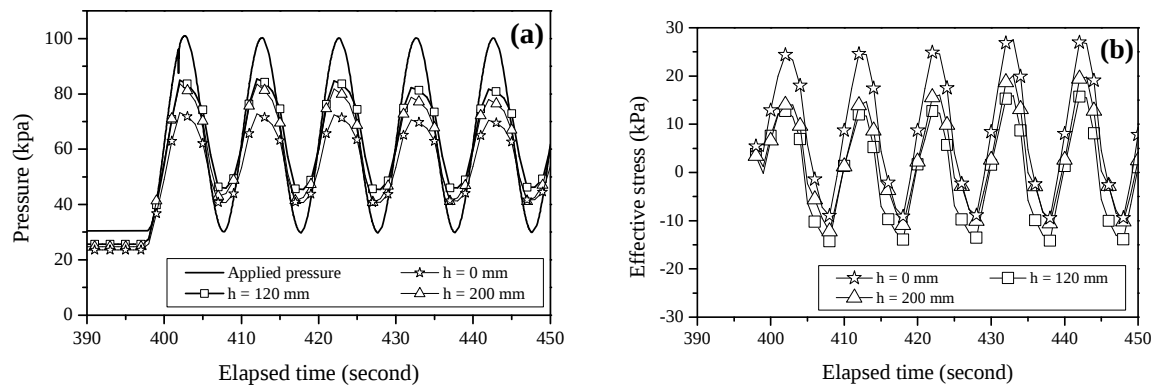


Figure III.21 : Comparaison entre la contrainte appliquée et la pression interstitielle (a) ; variation de la contrainte effective (b) (Essai E1 – Duong 2013)

A l'inverse de ce que l'on a pu observer lors des essais E1 et E2, les photographies prises lors de l'essai E3 ne montrent pas de remontée de fines au sein du massif de ballast. Cela confirme donc l'influence de la liquéfaction du sol dans le mécanisme de remontée boueuse.



a) Après saturation

b) Après le chargement
monotone

c) après chargement cyclique
(Après 30h)

Figure III.22 : Interface ballast / sol saturé à différentes étapes de chargement ($\rho_{d\text{-initiale}}=1,6 \text{ Mg/m}^3$ – Duong 2013)

4. Conclusion

Le fait d'avoir utilisé, lors de ces essais, la même procédure de chargement à deux teneurs en eau différentes a mis en évidence l'effet de l'eau dans le mécanisme de remontée boueuse. En effet, les essais à l'état non saturé montrent que le chargement cyclique n'a pas d'impact sur le tassement du ballast et ce quelle que soit la densité du sol support. A l'inverse, lorsque le sol est à l'état saturé, l'effet

de l'eau et l'impact de la densité du sol support est clairement mis en évidence. La Figure III.23 montre le déplacement axial permanent du piston en fonction du nombre de chargement. Les courbes des échantillons E1 et E2 sont similaires et les tassements cumulés ont une forme exponentielle, tandis que pour l'échantillon E3, l'accumulation des tassements est presque linéaire.

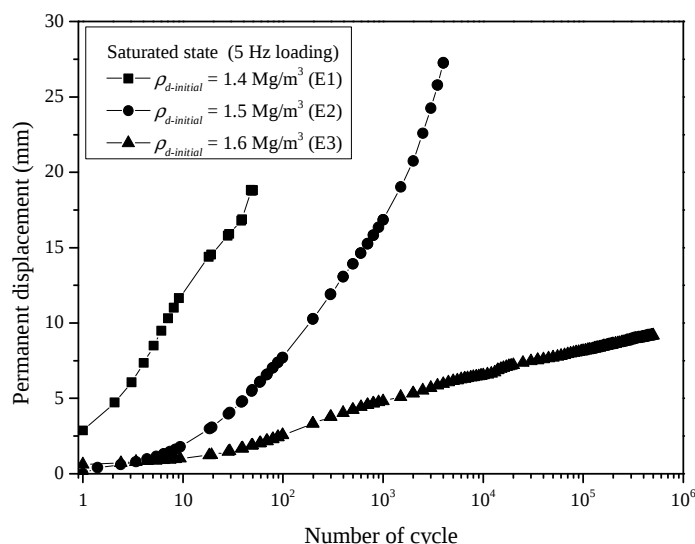


Figure III.23 : Influence des cycles sur le déplacement du massif de sol – comparaison entre les trois essais (Duong 2013)

Les échantillons E1, E2 et E3 ont respectivement été compactés à 79, 84 et 90% de l'OPM. Pour pouvoir interpréter l'influence de ces valeurs de compactage sur ce qui est prescrit à la SNCF, il est nécessaire de transposer ces valeurs de l'OPM à l'Optimum Proctor Normal (OPN). Ainsi, la norme ASTM (ASTM C-1479-07a) indique que pour un sol fin, la valeur à l'OPN est 10% inférieure à celle de l'OPM. En prenant en compte cette conversion, On obtient pour nos échantillons des valeurs d'OPN de 71.1, 75.6 et 81%. Ces valeurs peuvent être comparées avec celles prescrites par le SETRA (1992) pour le compactage des remblais à savoir 95% de l'OPN (objectif q4). Ainsi, bien que nos valeurs soient bien inférieures à celles prescrites par les règles de l'art des terrassements français, on met en évidence l'effet positif du compactage entre l'échantillon E2 et E3 (cinq points d'écart) : dans un cas on a une remontée de fines et dans l'autre on a une amorce de création de couche intermédiaire. Ces travaux montrent bien l'importance, lors de l'édification des lignes, d'avoir un sol support possédant une bonne portance pour éviter l'apparition des remontées boueuses suite au développement des surpressions interstitielles.

C. Synthèse et conclusion

Ce chapitre a permis de mettre en lumière le processus de création de la couche intermédiaire au cours du temps et de l'histoire de la voie ferrée. Les travaux menés par Trinh (2011) ont montré le processus de création de la couche intermédiaire à savoir l'interpénétration des matériaux de ballast et du sol support. Ceci a été confirmée par l'analyse minéralogique des éléments du sol et de la couche intermédiaire, montraient la présence de minéraux de sol dans la couche intermédiaire ainsi que la présence de résidus de ballast. Cependant, la granulométrie de la couche intermédiaire met en évidence une part importante de granulats dont le diamètre est compris entre celui du sol support et le ballast, qui provenaient de la dégradation du ballast. Le tamisage et l'analyse chimique ont mis en évidence l'hétérogénéité des matériaux de la couche intermédiaire. En effet, la diversité du ballast historiquement mis en œuvre et les opérations de maintenance du nivellement, comprenant le soufflage de gravier sous la traverse et des opérations de bourrage, ont produit des résidus contribuant à la création de la couche intermédiaire. Actuellement, les opérations de maintenance mécanisées et les sollicitations induites par les circulations plus importantes qu'au début du XX^{ème} siècle contribuent également à la création de cette couche malgré l'utilisation de ballast normé. Parderno (2010) a montré que les circulations et les opérations de maintenance avaient un rôle important dans la dégradation du ballast. Les opérations de bourrage érodent le ballast lors de la plongée des bourroirs produisant ainsi une quantité importante de fines, et lorsque les bourroirs entrent en vibration pour serrer le ballast, celui-ci peut être fracturé. L'étude réalisée montre bien comment une opération de bourrage peut être agressive pour le ballast et par conséquent la durée de vie du renouvellement. En effet, plus on bourre, plus on casse le ballast, et plus on crée des fines et moins il est facile de maintenir la géométrie de la voie, car le ballast fonctionne moins en friction.

Les travaux menés par Duong (2013) sont la suite logique des travaux initiés par Trinh (2011) et ont permis de mettre en avant le processus de formation de la couche intermédiaire. On a notamment pointé l'importance de la densité du sol support dans la formation de la couche intermédiaire. Ses résultats étayent ce qu'on peut constater sur le réseau français, et conforté par l'étude bibliographique présentée dans le premier chapitre, à savoir la prépondérance de la nature du sol support. En effet, en fonction de sa nature (plasticité des fines, perméabilité, etc.) l'eau contenue a un impact plus ou moins important sur le comportement global de la voie ferrée. Une faible perméabilité du sol, comme on peut la rencontrer dans les argiles et les marnes va engendrer des surpressions interstitielles au passage des circulations et par conséquent une liquéfaction du sol et donc la migration de fines au sein du massif de ballast. A l'inverse, si le sol est plus perméable, ce qui est le cas des sols sablo-limoneux, ceux-ci ont la capacité de dissiper les surpressions induites par le passage des circulations, favorisant

le drainage de la couche intermédiaire et donc la création de la couche intermédiaire. On a également mis en lumière l'importance de la densité initiale du sol sur la création de la couche intermédiaire. Ce constat peut être mis en relation avec les travaux réalisés lors de la création de voie ferrée à savoir l'importance de la densité de l'arase terrassement vis-à-vis de la traficabilité du terrain. Un sol mou ne peut accepter la circulation d'engin lourd à ce titre, les travaux d'amélioration historiques consistaient à densifier le sol en y imprégnant des pavés pour augmenter la traficabilité de la chaussée. L'objectif final étant de diminuer les déformations du sol sous des chargements et donc la pérennisation des travaux.

Si l'on transpose ces résultats à ce que l'on peut rencontrer sur le RFN, cela conforte ce qui a été mis en évidence par Duong. Dans un premier temps, La qualité du sol support est essentielle à prendre en compte lorsque l'on procède à des travaux de modernisation. Si la structure en place a une faible densité, assimilable à une faible portance, et qu'elle matelasse au passage des engins, il n'est pas possible de construire une nouvelle structure sans purger le matériau en place. Dans ce cas, il est nécessaire de mettre en œuvre une sous-couche classique. Cette technique n'engendrera pas à proprement parlé la création de couche intermédiaire, mais la densité importante de la couche intermédiaire (100% de l'OPM) évitera la création de surpression interstitielle dans le massif de sol, et donc une liquéfaction du sol qui est le moteur des remontées boueuses et la dégradation de la structure d'assise. L'autre point mis en lumière par ces travaux est la gestion de l'eau au niveau de la plateforme, qui est essentielle pour éviter la dégradation de la voie. Le constat fait sur le réseau national est que lorsque la voie est établie en remblai les désordres liés à la plateforme sont moins nombreux, car la couche intermédiaire est naturellement drainée du fait que les structures soient hors sol. On peut constater malgré cela des problèmes de nivellement sur la voie qui, lorsqu'ils ont pour origine les structures d'assise, sont la conséquence d'un corps de remblai qui tasse avec le temps, mais également de travaux d'abaissement de plateforme pour des questions de mise au gabarit. Dans ces deux cas, l'eau est emprisonnée dans les structures et ne peut être évacuée naturellement. Pour les plateformes implantées en déblais, mis à part sur des sols sableux, on constate l'importance de drainage longitudinal dans le maintien des propriétés de la couche intermédiaire. Ainsi, lorsque le drainage est mal calé où qu'il a disparu au cours du temps (colmatage), on constate la dégradation de la couche intermédiaire qui se traduit bien souvent par une perte de la géométrie de la voie. Cela nécessite une intervention sur la structure en y apposant un géotextile de séparation pour éviter la remontée de fines ou en recréant une sous couche.

Ainsi, ces travaux montrent clairement l'effet important de l'eau dans le comportement mécanique de la couche intermédiaire, mais également dans sa capacité à drainer l'eau contenue. Cette approche

système (sol/ballast) nécessite d'être conforté par une analyse du comportement hydromécanique de la couche intermédiaire, qui sera présentée dans le prochain chapitre.

IV. LE COMPORTEMENT HYDRO-MECANIQUE DE LA COUCHE INTERMEDIAIRE

Les sollicitations induites par les circulations entraînent pour la couche intermédiaire une accumulation de déformations permanentes, pouvant mener à des défauts de géométrie de la voie. Comme énoncé précédemment, la couche intermédiaire remplit une triple fonction. La première est de permettre le drainage d'eau en surface mais également celles infiltrées. La seconde est d'assurer la stabilité de la voie et enfin de jouer le rôle de séparation entre le sol support et le ballast. Afin de mieux appréhender ces deux premiers rôles, il est nécessaire d'en étudier le comportement hydraulique et mécanique de la couche intermédiaire. Ce chapitre s'attache à décrire le comportement hydraulique et mécanique du sol de cette couche. Des critères d'endommagement de la couche intermédiaire seront proposés à la fin.

A. Etude du comportement hydraulique

La couche intermédiaire joue un rôle essentiel dans le drainage des eaux sur l'infrastructure ferroviaire. Cette fonction est assurée en drainant, vers un système de drainage, d'une part les eaux de pluie, par ruissellement, et les eaux infiltrées dans la couche intermédiaire. La nature et la constitution de la couche intermédiaire jouent un rôle important dans son comportement hydraulique. En effet, sa densité et sa teneur en fines évoluent dans le temps et dépend du type de sol support et de l'état hydrique de la plateforme. Cette évolution influence non seulement son comportement mécanique, mais aussi sa capacité de drainage. Pour appréhender le comportement hydraulique de cette couche, il est nécessaire d'en déterminer sa conductivité hydraulique. Généralement, celle-ci est influencée par la granulométrie, les propriétés physiques des particules, la distribution des particules, la texture, la densité (Murray *et al.*, 2000). Pour les sols grossiers, elle dépend fortement de leurs teneurs en fines ainsi que les propriétés de ces fines et leurs distributions dans les macro-pores (Côté & Konrad, 2003).

1. Le rôle de l'eau dans le comportement mécanique des sols non saturés

Le rôle de l'eau dans le comportement mécanique des sols non saturés a été étudié par Delage et Cui (1996) en analysant d'une part le comportement hydraulique des sols non saturés puis d'autre part son comportement mécanique. Les sols grossiers non saturés exercent sur l'eau une attraction appelée la capillarité. Ce phénomène se produit à l'interface entre l'air et l'eau, où les molécules d'eau situées à

la surface sont attirées vers la masse d'eau. La surface de l'eau est soumise à une force perpendiculaire à la surface libre qui engendre des tensions de surface et l'apparition d'un ménisque aqueux. La différence de pression entre l'air et l'eau est donnée par la loi de Jurin (Équation IV-1).

$$u_a - u_w = \frac{2\sigma_s \cos \theta}{r}$$

Équation IV-1

avec : u_a et u_w qui sont respectivement la pression d'air et d'eau ; σ_s la tension de surface eau/air ; θ l'angle de raccordement entre le ménisque et le solide ; r qui est le diamètre du tube capillaire.

Dans le cas des sols grossiers, ce sont les gros pores qui se désaturent en premier situant les ménisques au niveau des plus petits pores du squelette granulaire. En revanche, dans ces micropores il est nécessaire, pour l'étude du comportement de ces sols fins, de prendre en compte l'interaction physico-chimique entre l'eau et les minéraux argileux, phénomène nommé la succion définie par la loi de Kelvin (Équation IV-2). Cette interaction se manifeste par l'émergence de liaison hydrogène O-OH forte, issue de la superposition de deux feuillets de kaolinite, leur conférant une grande stabilité. Cette énergie de liaison est d'autant plus forte que les molécules d'eau adsorbée sont proches de la surface du minéral.

$$u_a - u_w = \frac{RT}{gM} \ln(h)$$

Équation IV-2

avec : u_a et u_w qui sont respectivement la pression d'air et d'eau ; R la constante molaire des gaz ; T la température thermodynamique ; g l'accélération due à la pesanteur ; M la masse molaire de l'eau ; h est l'humidité relative.

Ce sont les limites d'Atterberg qui permettent, au niveau macroscopique, de déterminer l'interaction eau-argile. En dessous de la limite de retrait, le sol est sec et non saturé, dans ce cas l'eau interstitielle est très solidement liée par l'action de la succion évitant ainsi que le matériau ne se trouve à l'état pulvérulent. L'état pâteux obtenu à l'état plastique est conféré par un état plus libre de l'eau adsorbée. Lorsque le sol est à l'état liquide, l'eau est à l'état libre. C'est l'indice de plasticité qui détermine la quantité d'eau nécessaire pour passer un sol de l'état solide à liquide, en saturant progressivement par mouillage le sol. Ainsi, un sol plus plastique adsorbera une plus grande quantité d'eau pour atteindre l'état liquide. Cependant, la désaturation de ce matériau sera beaucoup plus longue qu'un sol moins plastique. Ce comportement se traduit en termes de comportement d'une couche intermédiaire par une capacité plus importante à retenir l'eau et donc à contribuer à la dégradation de cette structure

occasionnant notamment des remontées de fines. Ce constat peut également être mis en lien avec le phénomène d'hydratation séchage des sols argileux qui modifie la structure des micropores de ces sols en développant des microfissurations puis des fissurations, propices à l'imbibition des sols. Ainsi, les sols plastiques, généralement gonflants, présentent de grandes variations volumiques en fonction de leur teneur en eau les rendant inaptes en fondation. Donc, pour assurer la pérennité de la couche intermédiaire, il est nécessaire de vérifier son degré de plasticité.

L'étude mécanique des sols fins non saturés a mis en évidence l'impact de la succion sur le comportement des sols. Ainsi le comportement des échantillons à la rupture, montre que lorsqu'il y a une augmentation de la succion celle-ci s'accompagne d'une augmentation de la cohésion apparente avec une modification de l'angle de frottement en fonction de l'état du sol. De façon générale, on observe une augmentation de l'angle de frottement pour les sols plastiques et denses, et une diminution pour ceux peu plastiques et lâches. On peut donc dire que l'augmentation de la succion renforce les propriétés mécaniques du matériau. En termes de compression, cela se traduit par une diminution de la déformation du matériau, rendant celui-ci plus rigide. Cette notion est importante, car comme pour les sols saturés, les sols non saturés gardent en mémoire leur histoire de chargement et donc la plus grande contrainte subie. Dans notre cas d'étude, elle correspond au compactage induit par les circulations de train, et les modifications qui s'en accompagnent (augmentation de charge et de vitesse), successives sur la ligne. Ainsi l'augmentation de la succion augmente « artificiellement » la contrainte de compactage et par conséquent occasionne une diminution du coefficient de compression C_c , limitant ainsi les tassements.

Ainsi au travers de cette présentation, on comprend bien en quoi l'étude du comportement de la couche intermédiaire à l'état non saturé est important pour mieux appréhender son fonctionnement global.

2. Conductivité hydraulique de la couche intermédiaire

Trinh (2011) a étudié le comportement hydraulique de la couche intermédiaire. Ce travail, réalisé en laboratoire à l'aide d'une colonne d'infiltration (Figure IV.1) a concerné aussi bien le sol de la couche intermédiaire dans son ensemble que la partie des particules fines ($< 2 \text{ mm}$).

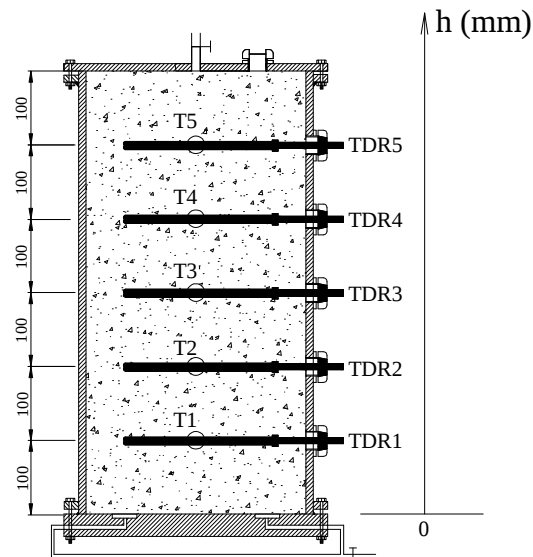


Figure IV.1 : Numéros et positions des capteurs dans la grande colonne d'infiltration (Trinh, 2011)

Il a réalisé trois essais à l'état non saturé (HGN 1, 2 et 3), en respectant un même mode opératoire, avec les suivis de la teneur en eau volumique par sonde TDR à cinq niveaux différents (TDR 1 à 5) et de la succion par tensiomètres, également à cinq niveaux différents (T1 à T5).

a. Comportement hydraulique de la couche intermédiaire

Détermination de la courbe de rétention

La détermination de la conductivité hydraulique nécessite la détermination de la courbe de rétention d'eau. Cela se fait à l'aide des mesures simultanées de la succion et de la teneur en eau volumique sur la colonne d'infiltration.

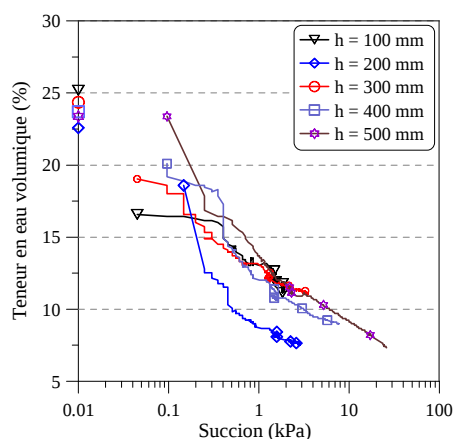


Figure IV.2 : Essai HGN1 – Courbe de rétention d'eau (Trinh, 2011)

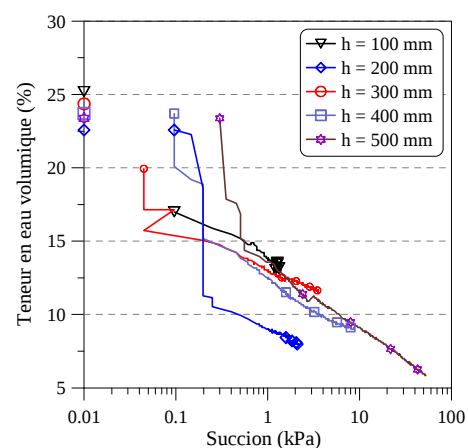


Figure IV.3 : Essai HGN2 – Courbe de rétention d'eau (Trinh, 2011)

Les résultats obtenus à partir des essais HGN1, 2 et 3 (Figure IV.2, Figure IV.3, Figure IV.4) montrent des mesures similaires pour des suctions supérieures à 0,3 kPa. Cependant, on peut noter les valeurs irrégulières pour le capteur situé au niveau $h=200$ mm, probablement à cause de l'hétérogénéité de l'échantillon. En effet, de gros éléments pourraient exister à proximité des capteurs, ce qui peut engendrer des écarts dans les mesures.

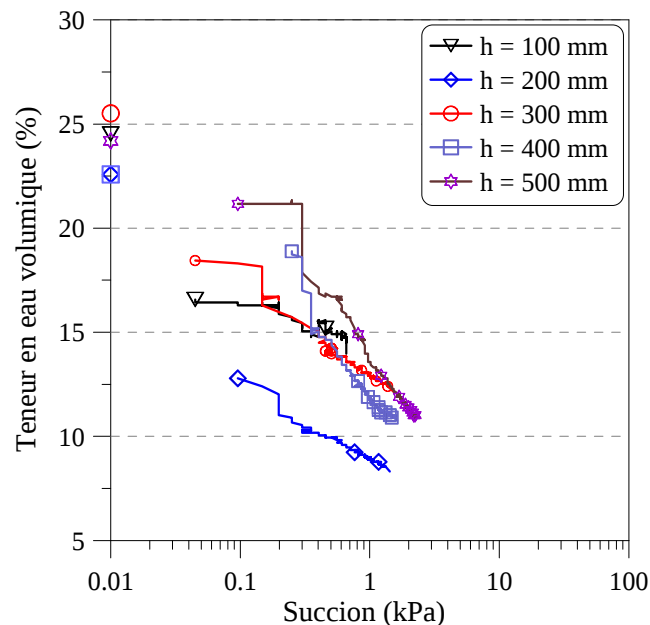


Figure IV.4 : Essai HGN3 – Courbe de rétention d'eau (Trinh, 2011)

En considérant la teneur en eau à l'état saturé $\theta_s = 25,0$ %, les modèles de van Genuchten (1980) et de Brooks-Corey (1965) sont donc calés sur les points expérimentaux des essais HGN1, HGN2 et HGN3, correspondant à des suctions supérieures à 0,3 kPa. La Figure IV.5 présente la comparaison entre les modèles et les résultats expérimentaux. On voit un bon accord pour des valeurs de succion supérieures à 0,3 kPa. Pour les suctions inférieures à 0,3 kPa, une dispersion expérimentale est observée, qui peut être expliquée par la précision des capteurs dans cette faible gamme de suctions.

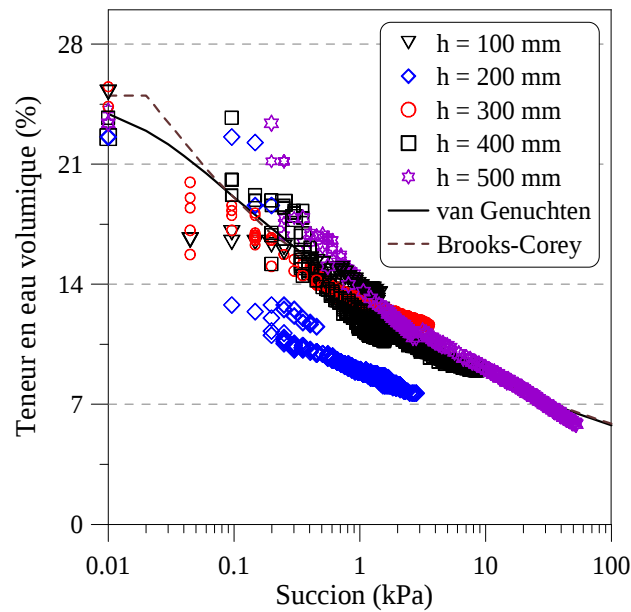


Figure IV.5 : Comparaison entre les résultats expérimentaux et les modèles de van Genuchten et de Brooks-Corey (Trinh, 2011)

Les paramètres des modèles trouvés sont présentés dans le Tableau IV.1.

Tableau IV.1 : Paramètres des modèles de van Genuchten (1980) et Brooks-Corey (1964)

Modèle	Formule	Paramètre
van Genuchten	$\theta = \theta_r + \frac{(\theta_s - \theta_r)}{[1 + (\alpha h)^n]^m}$	- Teneur en eau volumique saturé : $\theta_s = 25,0\%$ - Teneur en eau volumique résiduelle : $\theta_r = 0\%$ - Constants : $\alpha = 4$; $n = 1,17$; $m = 0,15$
Brooks-Corey	$\theta = \theta_s \quad \text{si } s < s_a$ $\theta = \theta_s \left(\frac{s_a}{s} \right)^\lambda \quad \text{si } s \geq s_a$	- Teneur en eau volumique saturé : $\theta_s = 25,0\%$ - Pression d'entrée d'air : $s_a = 0,02 \text{ kPa}$ - Constant : $\lambda = 0,17$

Ainsi, à partir des mesures simultanées de succion et de teneur en eau volumique à différents niveaux de la colonne d'infiltration pendant les phases de séchage, il est possible de déterminer la conductivité hydraulique à l'état non saturé selon la méthode des profils instantanés (Daniel, 1982). La conductivité hydraulique du sol non saturé est calculée à trois sections différentes ($h = 400$; 450 et 500 mm) et à différents temps. La Figure IV.6 présente la relation entre la conductivité hydraulique du sol à la densité $\rho_d = 2,01 \text{ Mg/m}^3$ en fonction de la succion. Le résultat montre que la conductivité hydraulique diminue lorsque la succion augmente. De plus, les résultats obtenus par deux essais, HGN1 et HGN2, sont similaires, indiquant une bonne répétabilité des mesures.

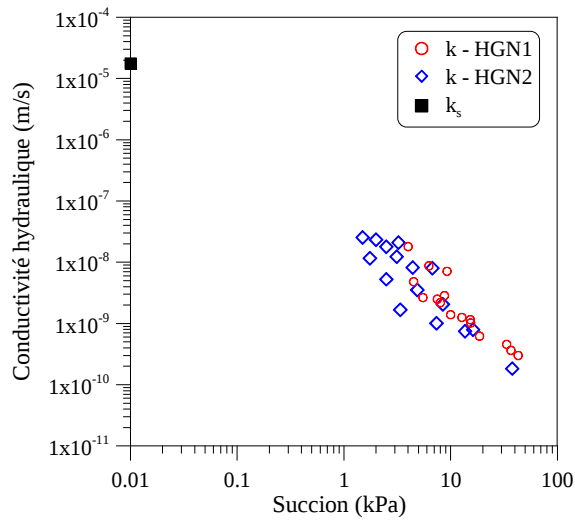


Figure IV.6 : Comparaison de la conductivité hydraulique entre deux essais, HGN1 et HGN2 (Trinh, 2011)

D'après Côté & Konrad (2003) et Ekblad & Isacsson (2007), le modèle de Brooks-Corey (Équation IV-3) et celui de van Genuchten (Équation IV-4) sont les plus utilisés pour déterminer la perméabilité des sols grossiers.

$$k = k_s \left(\frac{S_a}{S} \right)^{2+3\lambda}$$

Équation IV-3

$$k = k_s \cdot \Theta^2 \cdot [1 - (1 - \Theta^{1/m})^m]$$

$$\text{avec } \Theta = \frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r}$$

Équation IV-4

où : λ, m sont les paramètres des modèles,

S_a est la pression d'entrée d'air,

θ_r, θ_s sont respectivement les teneurs en eau volumiques résiduelle et à l'état saturé.

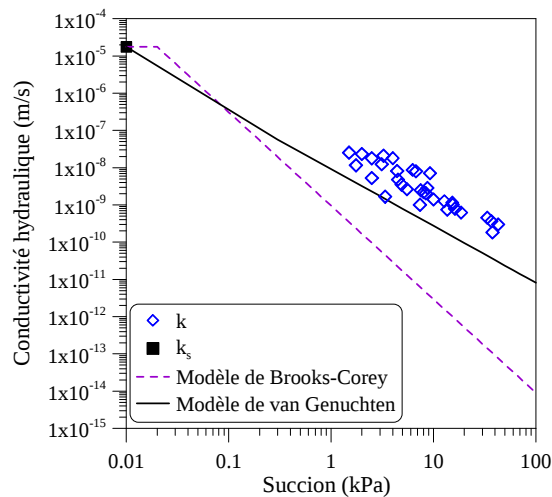


Figure IV.7 : Comparaison entre les valeurs expérimentales de conductivité hydraulique et les simulations des modèles (Trinh, 2011)

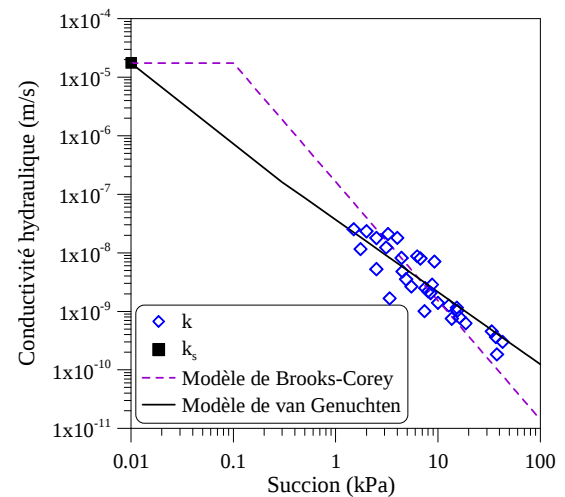


Figure IV.8 : Modèles de Brooks-Corey et de van Genuchten après les corrections des paramètres (Trinh, 2011)

La Figure IV.7 présente les modèles de Brooks-Corey et de van Genuchten en utilisant les mêmes paramètres déduits de la courbe de rétention d'eau (Tableau IV.1). On observe que la simulation du modèle de van Genuchten est plus proche des valeurs expérimentales en comparaison avec le modèle de Brooks-Corey. Pourtant, les valeurs de deux modèles sont toujours plus petites que celles mesurées.

L'adaptation des paramètres (Tableau IV.2) des modèles par rapport à ceux déduits de la courbe de rétention d'eau permet d'obtenir le résultat présenté sur la Figure IV.8.

Tableau IV.2 : Correction des paramètres des modèles de Brooks-Corey et de van Genuchten

Modèle	Courbe de rétention d'eau	Conductivité hydraulique
Brooks-Corey	$s_a = 0,02 \text{ kPa}$ $\lambda = 0,17$	$s_a = 0,1 \text{ kPa}$ $\lambda = 0,01$
van Genuchten	$\theta_s = 0,25$ $\theta_r = 0$ $m = 0,15$	$\theta_s = 0,25$ $\theta_r = 0$ $m = 0,2$

Le Tableau IV.2 montre que, pour ajuster ces modèles, les deux paramètres du modèle de Brooks-Corey ont été changés tandis que pour le modèle de van Genuchten, seul le paramètre m est modifié.

Ainsi, le modèle de van Genuchten permet de mieux simuler la conductivité hydraulique de la couche intermédiaire à l'état non saturé.

b. Effet de la densité

Afin d'étudier la variation de la conductivité hydraulique du sol intermédiaire, due à la déformation induite par le chargement ferroviaire, le comportement hydraulique du sol intermédiaire prélevé sur le site de Sénissiat a été étudié à différentes densités.

La densification de l'échantillon contenu dans le moule servant à l'essai Hydraulique sur le Grand moule à l'état Saturé (HGS1) a été réalisée à l'aide de la presse triaxiale de 500 kN en cinq paliers. La conductivité hydraulique à l'état saturé a été mesurée à chaque palier. Afin de calculer précisément la densité de l'échantillon, celui-ci a été sorti après le premier palier de chargement pour vérifier sa hauteur.

L'évolution de la masse volumique sèche de l'éprouvette en fonction de la contrainte appliquée est présentée sur la Figure IV.9. Cette évolution est calculée à partir du déplacement du piston (Figure III-28).

La Figure IV.10 présente la conductivité hydraulique en fonction de la densité et de la porosité obtenue à partir de l'essai HGS1. On note que la conductivité hydraulique diminue lorsque la densité augmente et que la variation de la conductivité hydraulique entre deux paliers est importante quand la densité est faible, et relativement petite lorsque celle-ci est grande.

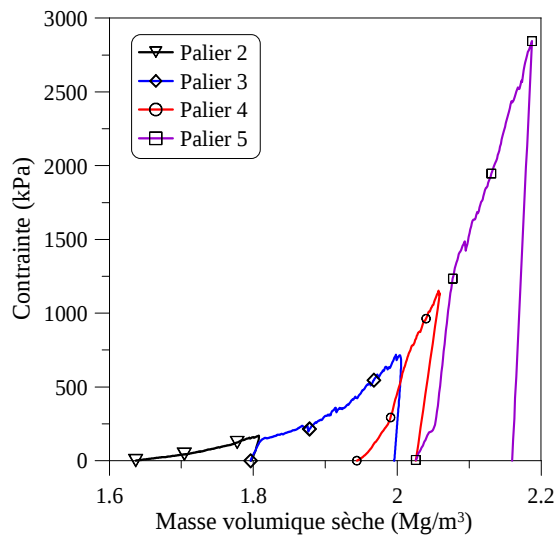


Figure IV.9 : Essai HGS1 – Masse volumique sèche en fonction de la force appliquée (Trinh, 2011)

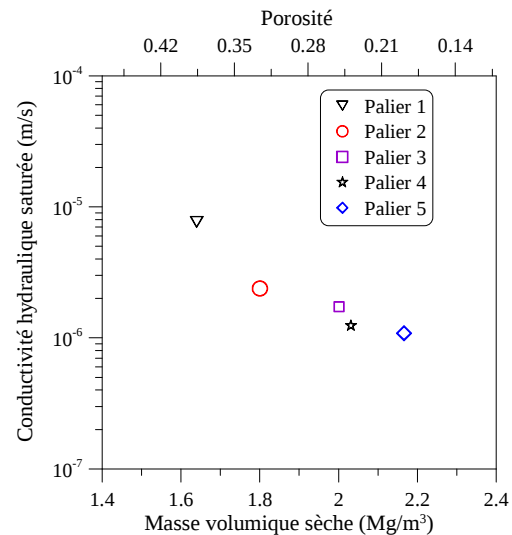


Figure IV.10 : Essai HGS1 – Conductivité hydraulique saturée en fonction de la densité (Trinh, 2011)

La Figure IV.11 présente les résultats des autres essais réalisés (HGN1 sur la colonne d'infiltration et ET1, ET2 sur le moule de compression). On observe que les résultats obtenus sur ces différents échantillons sont significativement différents. La dispersion entre les essais peut être liée à la répartition des fines entre les gros éléments, à l'effet de paroi et à la méthode de compactage. En effet, si la répartition des grains n'est pas régulière et les gros cailloux sont mis au bord du moule, la perméabilité sera plus grande.

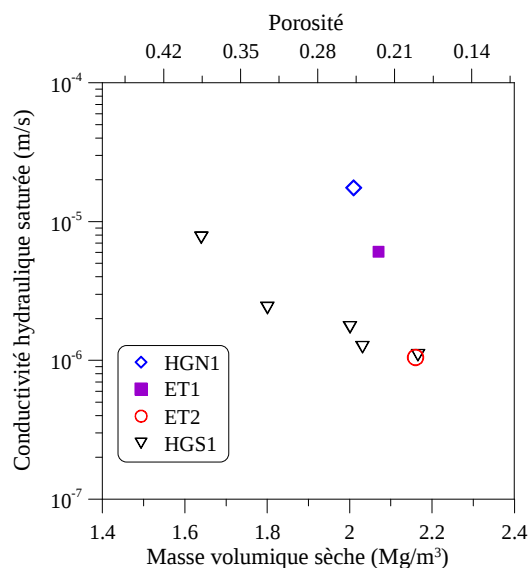


Figure IV.11 : Conductivité hydraulique du sol saturé en fonction de la masse volumique sèche (Trinh, 2011)

Ainsi, ces essais ont mis en évidence la diminution de la perméabilité de la couche intermédiaire avec l'augmentation de la densité.

3. Influence des particules fines sur la conductivité hydraulique

Afin de vérifier l'influence des fines ($d < 0,08$ mm) sur la conductivité hydraulique du sol, quatre essais ont été effectués pour étudier la conductivité hydraulique à l'état saturé, sur le sol intermédiaire écrêté à 2 mm, avec ou sans ajout des particules fines de sol support. L'essai HPS1 a été réalisé sur le sol sans ajout ; deux autres essais, HPS2, HPS3, ont été réalisés sur un mélange du sol écrêté à 2 mm et à 10% du poids total de sol support. L'essai HPS4 a été réalisé avec des particules du sol intermédiaire de granulométrie comprise entre 0,08 mm et 2 mm et avec ajout des fines de granulométrie inférieure à 0,08 mm du sol support situé hors surcharge ferroviaire, donc non contaminé par d'éventuelles attritions du ballast et autres usures de rail.

La densité sèche de l'essai HPS2 est de $1,81 \text{ Mg/m}^3$, la même que les essais HPN1 et HPS1. Cette valeur transposée à une couche intermédiaire non écrêtée correspond à une densité sèche de $2,22 \text{ Mg/m}^3$. En revanche, l'essai HPS3 a été réalisé avec une densité sèche de $1,95 \text{ Mg/m}^3$ correspondant à la densité in situ de la couche intermédiaire ($\rho_d = 2,39 \text{ Mg/m}^3$). La densité sèche pour l'essai HPS4 est de $1,81 \text{ Mg/m}^3$, qui correspond à une densité de la couche intermédiaire en place de $2,22 \text{ Mg/m}^3$.

Les paramètres des échantillons pour ces essais sont présentés dans le Tableau IV.3.

Tableau IV.3 : Paramètres des échantillons pour les essais HPS1, HPS2, HPS3 et HPS4

Essai	Sol écrêté à 2 mm	ρ_d Mg/m^3	ρ_s Mg/m^3	Porosité n
HPS1	SI	1,81	2,67	0,32
HPS2	SI+10% de sol support	1,81	2,63	0,31
HPS3	SI+10% de sol support	1,95	2,63	0,26
HPS4	SI (0,08mm - 2mm) + sol en piste (<0,08mm)	1,81	2,62	0,31

La Figure IV.12 présente l'ensemble des résultats des essais HPN1 (non saturé), HPS1, HPS2, HPS3 et HPS4. On remarque que les deux essais réalisés avec le sol intermédiaire inférieur à 2 mm donnent des valeurs similaires. A une même densité, le sol intermédiaire écrêté à 2 mm et ajouté de 10% de sol support (HPS2) montre une valeur de conductivité hydraulique plus faible que le sol intermédiaire écrêté à 2 mm. L'essai HPS3 qui a une masse volumique sèche de 1,95 Mg/m³ correspondant à la densité de la couche intermédiaire du site de Sénissiat présente également une conductivité hydraulique plus petite que les essais HPN1 et HPS1. On peut conclure que l'ajout de fines engendre une diminution de la conductivité hydraulique de la couche intermédiaire.

La conductivité hydraulique mesurée lors de l'essai HPS4 est de $5,70 \cdot 10^{-9}$ m/s qui est nettement inférieure à la valeur de l'essai HPS1 ($k_s = 9,59 \cdot 10^{-8}$ m/s). L'explication est que les fines du sol intermédiaire ont été colmatées par la dégradation du ballast et les produits d'usure tandis que les fines du sol en piste n'ont pas été colmatées. Cela peut mettre en évidence l'influence de la nature chimique et minérale des fines sur la conductivité. Notons que la granulométrie des fines ($d < 0,08$ mm) du sol en piste et celle du sol intermédiaire sont très proches (Figure II-19). On conclut ainsi que la nature minéralogique et la pollution influencent la conductivité hydraulique de la couche intermédiaire.

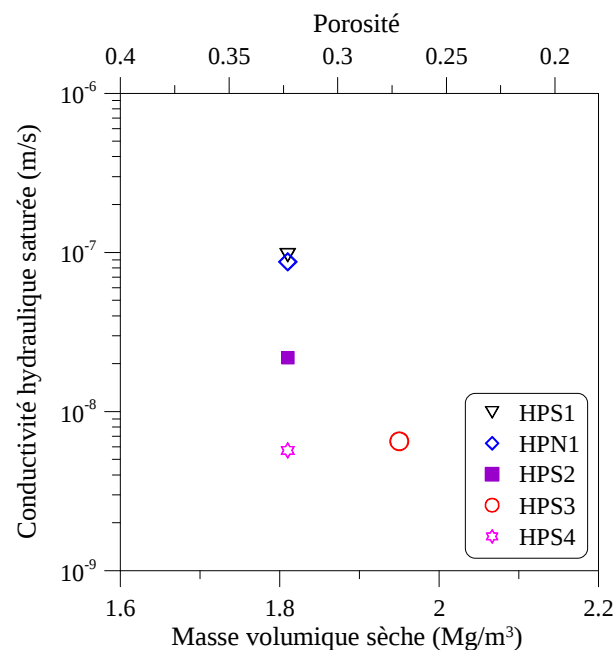


Figure IV.12 : Conductivité hydraulique du sol saturé en fonction de la masse volumique des sols (Trinh, 2011)

Cette partie a mis en évidence l'effet de la densité et des fines sur le comportement hydraulique de la couche intermédiaire. Cependant, pour comprendre le comportement global de cette couche, il est nécessaire d'appréhender son comportement mécanique.

B. Etude du comportement mécanique

L'objectif de cette partie est de présenter à travers les résultats des essais triaxiaux (Figure IV.13), de Trinh (2011), le comportement mécanique de la couche intermédiaire prélevée sur le site de Sénissiat. On a fait évoluer deux paramètres qui semblent primordiaux : la teneur en eau et la teneur en fine de l'échantillon. En effet, de par son positionnement dans la structure ferroviaire, la couche intermédiaire peut être sujette à des variations d'état hydrique influençant son comportement mécanique. A ce titre, on a considéré trois valeurs différentes de teneur en eau : 4% (considérée comme étant celle à l'OPM), 6%, et 12% (correspondant à l'état saturé). De plus, on a fait évoluer la courbe granulométrique en jouant sur l'effet de la teneur en fine du matériau. En effet, celle-ci peut avoir une influence importante sur les propriétés mécaniques du sol. Pour mettre en lumière cet impact, on a soit soustrait soit ajouté des fines du sol support au sol naturel.

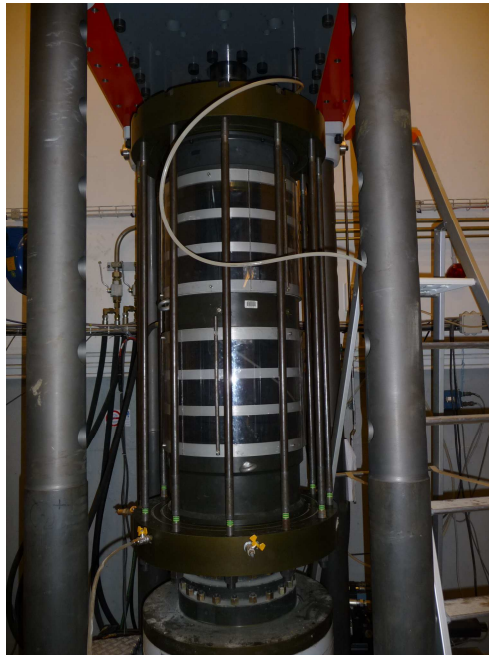


Figure IV.13 : Vue de la cellule triaxiale assemblée pour un essai

1. Les essais triaxiaux cycliques

On a suivi la procédure de chargement proposée par Gidel *et al.* (2001) dans l'essai triaxial cyclique. L'essai consiste à appliquer à une même éprouvette plusieurs niveaux de chargement successifs croissants. Ceci permet de réduire le nombre d'essais à réaliser, mais également la dispersion expérimentale. Les niveaux de contrainte appliqués sont définis en se basant sur les résultats des essais monotones et sur la distribution des contraintes dans la couche intermédiaire de la plateforme ferroviaire. Celle-ci dépend de la charge liée au passage des trains, du type de traverses (dimension et

pois), de l'espacement entre les traverses et de l'épaisseur des couches sus-jacentes. La charge à l'essieu des trains circulant sur le réseau ferré national varie de 17 t à 22,5 t (correspondants à la charge d'un TGV et d'un train FRET).

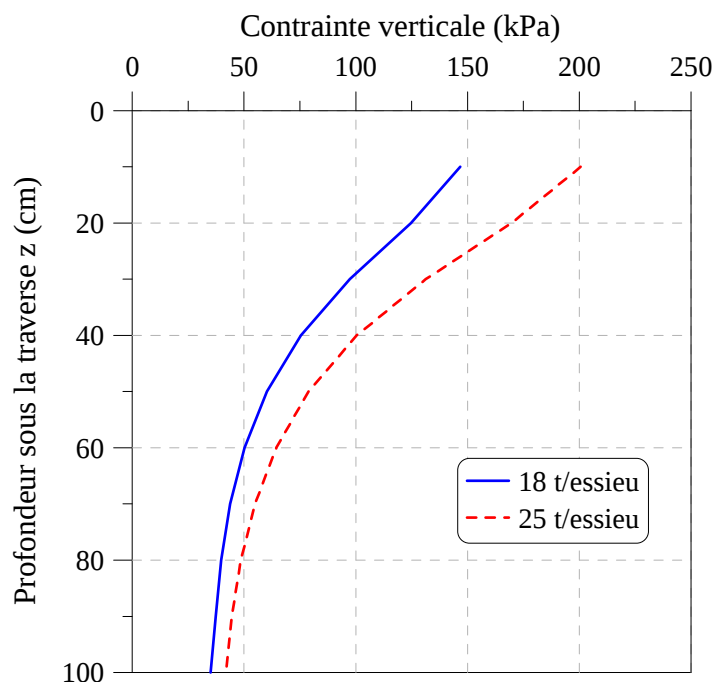


Figure IV.14 : Contrainte verticale calculée par la méthode Boussinesq en fonction de la profondeur sous la traverse (Trinh, 2011)

Dans le cadre de ses travaux, Trinh a réalisé cinq essais triaxiaux cycliques. Les trois premiers EC 1 à EC 3 ont pour but de vérifier l'effet de l'eau sur le comportement de la couche intermédiaire, alors que les deux autres, EC 4 et EC 5, permettent de vérifier l'effet des fines sur le comportement du matériau. Une synthèse des paramètres des essais est présentée au Tableau IV.4.

Tableau IV.4 : Synthèse des paramètres des essais cycliques

Essai	Matériau	σ_3 (kPa)	ρ_d (Mg/m ³)	f (Hz)	$\Delta q/\Delta p$	w (%) imposée	w (%) après l'essai
EC1	SI	30	2,01	5	3	4,0	3,9
EC2	SI	30	2,01	5	3	6,0	6,1
EC3	SI	30	2,01	5	3	12,0	-
EC4	SI+5%SS	30	2,01	5	3	6,0	5,7
EC5	SI+10%SS	30	2,01	5	3	6,0	6,1

a. Influence de la teneur en eau

L'influence de la teneur en eau sur le comportement de la couche intermédiaire a été étudiée en comparant les essais EC1, EC2 et EC3 réalisés à trois teneurs en eau différentes $w = 4\%$ (EC1), 6% (EC2) et 12% (EC3) (soit respectivement $S_r = 32, 48$ et 100%). Ce comportement est caractérisé par une partie réversible et une autre partie irréversible.

Étude du comportement réversible

La norme NF EN 13286-7 (AFNOR, 2004) définit les essais permettant d'étudier le comportement réversible du matériau granulaire utilisé dans les couches de chaussées. Les résultats d'essais obtenus peuvent être utilisés pour déterminer les valeurs du module d'élasticité du matériau ou des paramètres de modèles élastiques non linéaires qui peuvent être une donnée d'entrée pour le dimensionnement des chaussées.

Dans notre cas, le module d'Young ayant été préalablement déterminé et l'objectif principal étant d'étudier l'influence de la teneur en eau sur le comportement du sol de la couche intermédiaire, il n'est pas nécessaire de conditionner l'échantillon conformément à la norme ci-dessus. L'évolution du module d'Young déterminée par les trois essais EC1, EC2 et EC3 est présentée sur la Figure IV.15 (pour les trois premiers paliers (a) et pour le dernier palier (b)). On observe que pour les trois premiers paliers, le module de Young est constant, d'environ 175 MPa , indépendant de la charge appliquée (Figure IV.15a). Quant au dernier palier, différents enseignements peuvent en être déduits. Tout d'abord, à $w = 4\%$ (EC1), le module continue à croître avec le nombre de cycles. Concernant l'EC2, le module est constant et n'a que faiblement évolué lors du dernier palier pour atteindre une valeur de 175 MPa . Quant à l'EC3, celui-ci a atteint la rupture après un faible nombre de cycles. Ces graphiques montrent bien qu'à grand nombre de cycles, le module de Young dépend de l'état de l'éprouvette et notamment de la teneur en eau.

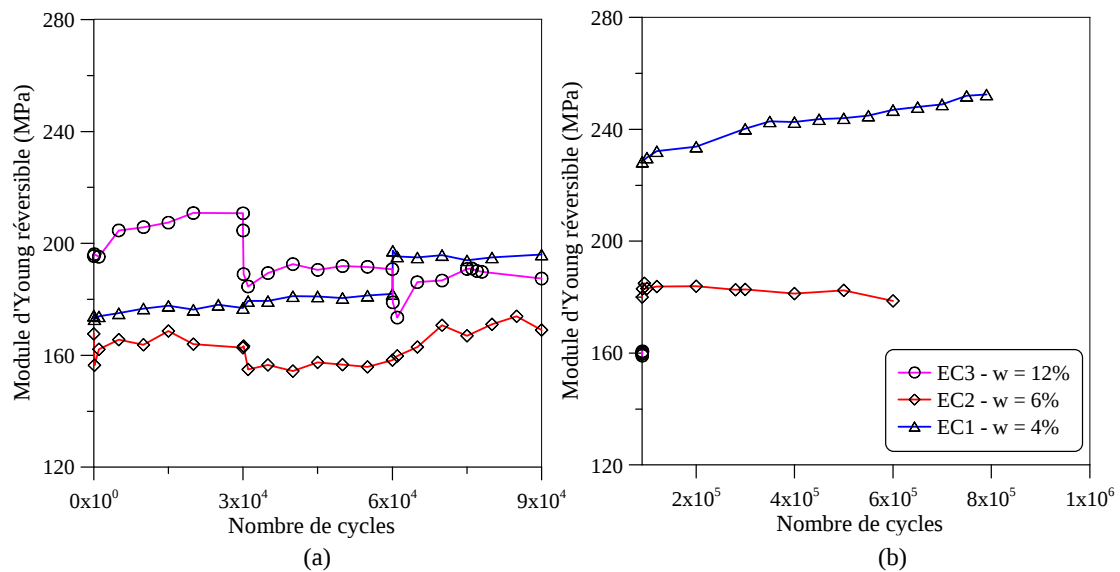


Figure IV.15 : Essais EC1, EC2, EC3 – Module de Young en fonction du nombre de cycles pour :
(a) 1^{er} palier, 2^e palier et 3^e palier, (b) 4^e palier (Trinh, 2011)

La Figure IV.16 présente le module d'Young à la fin de chaque palier en fonction des déviateurs appliqués. Nous constatons qu'avec l'augmentation du niveau de chargement, le module d'Young augmente pour l'essai EC1 et EC2 ($w = 4\%$ et $w = 6\%$), tandis qu'il diminue pour l'essai EC3 ($w = 12\%$). En conclusion, la teneur en eau influence le comportement réversible de la couche intermédiaire.

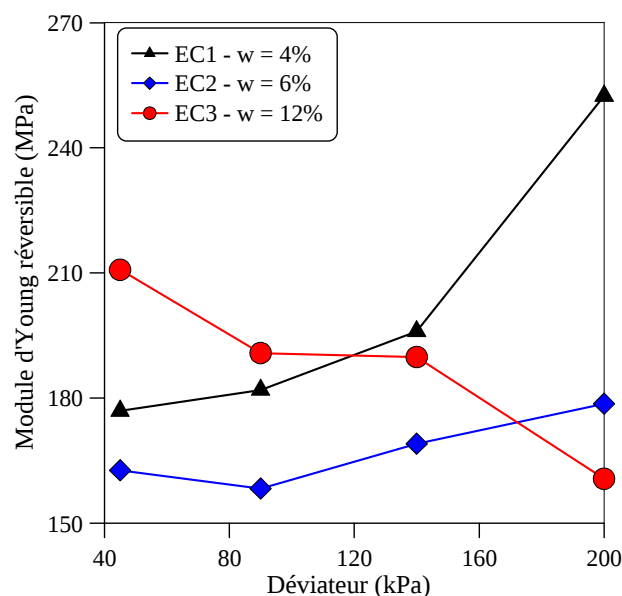


Figure IV.16 : Essais EC1, EC2, EC3 – Module d'Young réversible à la fin des paliers en fonction du déviateur (Trinh, 2011)

Étude des déformations permanentes

La Figure IV.17a présente les déformations permanentes axiales pour les trois essais EC1, EC2 et EC3 en fonction du nombre de cycles. Un zoom sur les trois premiers paliers est présenté sur la Figure IV.17b. Ces résultats mettent en évidence l'influence importante de la teneur en eau sur les déformations permanentes axiales. Les déformations augmentent lorsque le déviateur augmente.

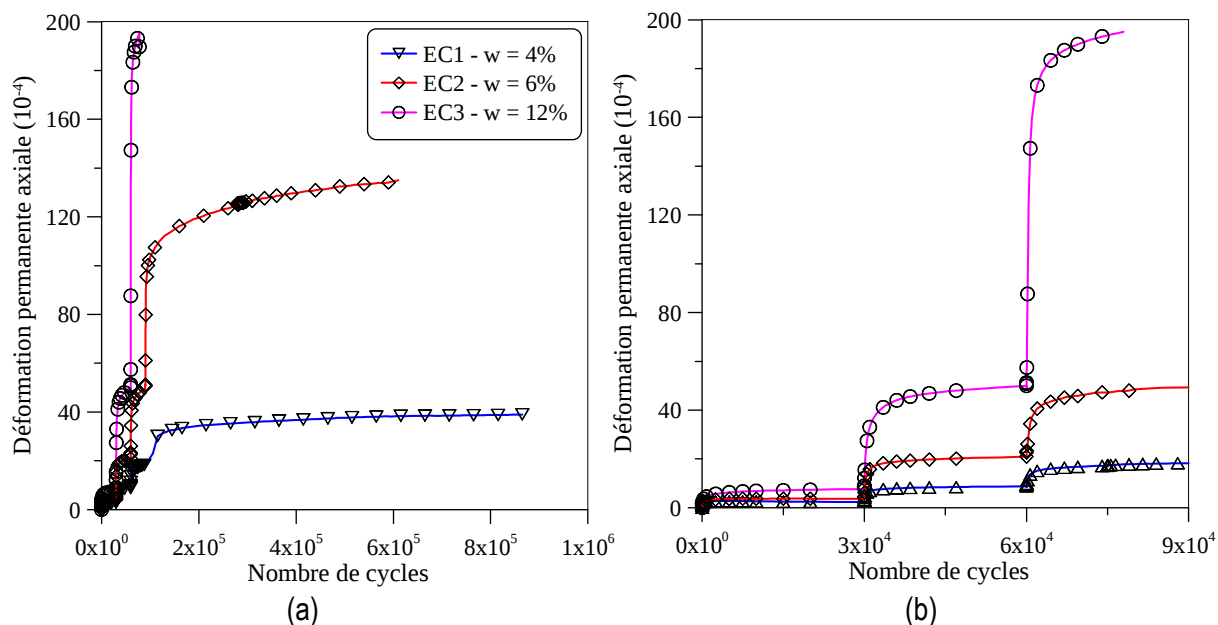


Figure IV.17 : Essais EC1, EC2, EC3 – Déformation permanente axiale en fonction du nombre de cycles :

(a) essais complets, (b) trois premiers paliers (Trinh, 2011)

Afin d'analyser l'influence du niveau de chargement, la Figure IV.18 présente les déformations permanentes axiales des trois essais EC1, EC2 et EC3 lors du premier palier (Figure IV.18a), du deuxième palier (Figure IV.18b), du troisième palier (Figure IV.18c) et du quatrième palier (Figure IV.18d). Pour le premier palier, $\Delta q_{max} = 45$ kPa, l'essai EC1 montre une augmentation rapide de la déformation permanente lors des premiers cycles avec une stabilisation des déformations après 1 000 cycles $\varepsilon_a^p = 2,5 \cdot 10^{-4}$. Quant à l'essai EC2, la déformation permanente axiale augmente rapidement jusqu'à 5000 cycles, puis se stabilise à $\varepsilon_a^p = 3,5 \cdot 10^{-4}$. Par contre, à l'état saturé, la stabilisation de la déformation permanente axiale de l'éprouvette n'a pas été observée, et ce, même après 30 000 cycles. La valeur obtenue à la fin du palier ($N = 30\,000$) est de $\varepsilon_a^p = 7,5 \cdot 10^{-4}$. Les mêmes comportements sont observés pour les deuxième ($\Delta q_{max} = 90$ kPa) et troisième paliers ($\Delta q_{max} = 140$ kPa).

Quant au dernier palier ($\Delta q_{max} = 200$ kPa), une rupture a été observée dès les premiers cycles pour l'essai EC3 (Figure IV.18d). Pour les deux autres essais, la stabilisation des déformations permanentes axiales n'a pas été atteinte même après un grand nombre de cycles (EC1 = 900 000 & EC2 = 600 000)

En conclusion, l'état hydrique de la couche intermédiaire influence également la déformation permanente de façon importante. Ceci est d'autant plus marqué que le sol est proche de la saturation.

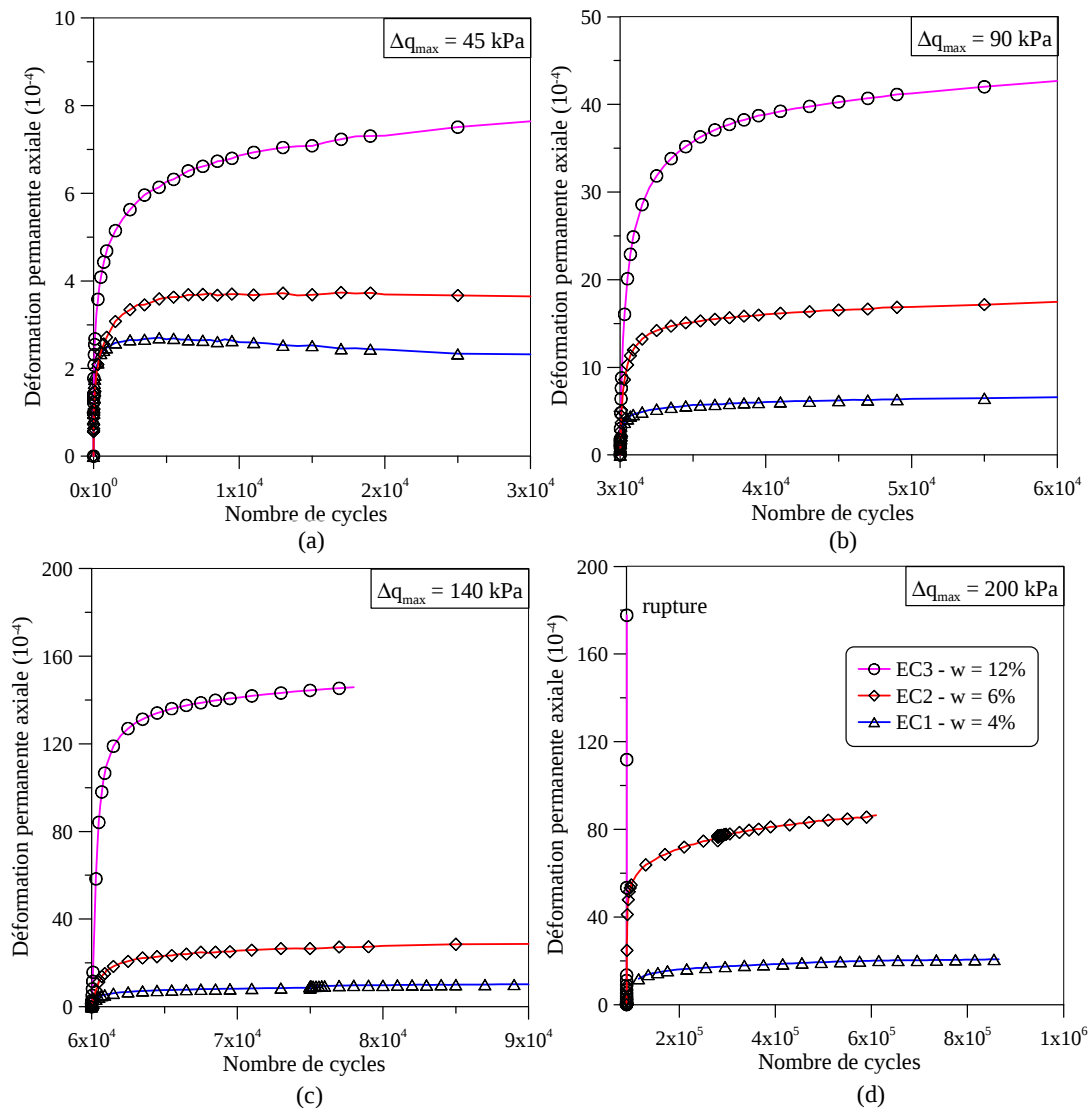


Figure IV.18 : Essais EC1, EC2, EC3 – Déformation permanente axiale en fonction du nombre de cycles :

(a) 1^{er} palier, (b) 2^e palier, (c) 3^e palier, (d) 4^e palier (Trinh, 2011)

La Figure IV.19 présente les déformations permanentes axiales à la fin de chaque palier en fonction du degré de saturation (Figure IV.19a) et du déviateur (Figure IV.19b). On peut apprécier clairement l'impact de la teneur en eau et du chargement sur les déformations axiales. Deux relations peuvent être tirées de ces graphiques : la Figure IV.19a met en évidence la relation linéaire entre les déformations et

le degré de saturation, et la Figure IV.19b révèle une relation exponentielle entre les déformations et le déviateur, et ce, quelle que soit la teneur en eau.

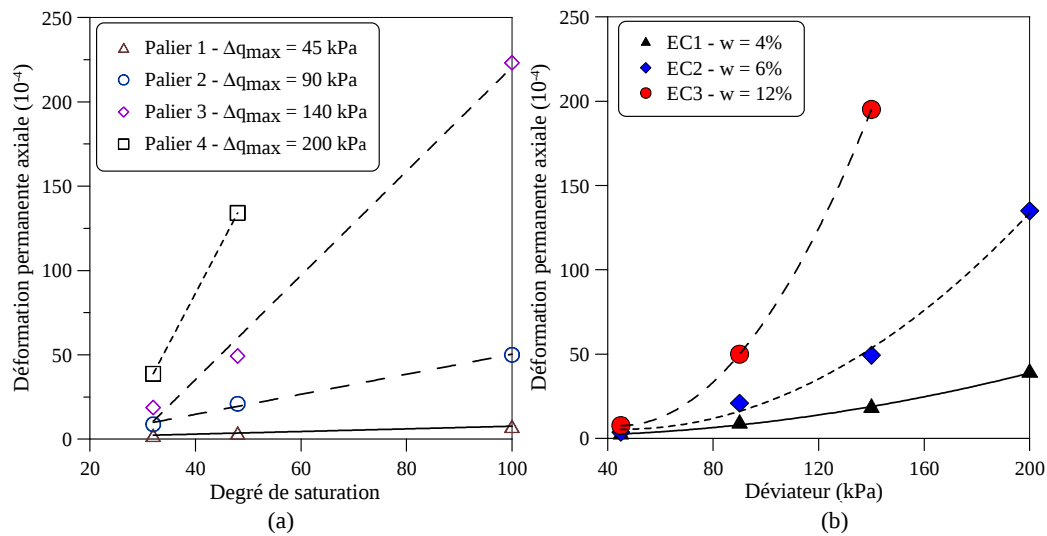


Figure IV.19 : Essais EC1, EC2, EC3 – Déformations permanentes axiales cumulées à la fin des paliers en fonction :
(a) du degré de saturation et (b) du déviateur (Trinh, 2011)

La Figure IV.20a présente les déformations permanentes volumiques pour les essais EC1, EC2 et EC3. Comme pour la déformation permanente axiale, nous observons une déformation volumique importante dès les premiers cycles du dernier palier de l'essai saturé (EC3) suite à la rupture de l'éprouvette.

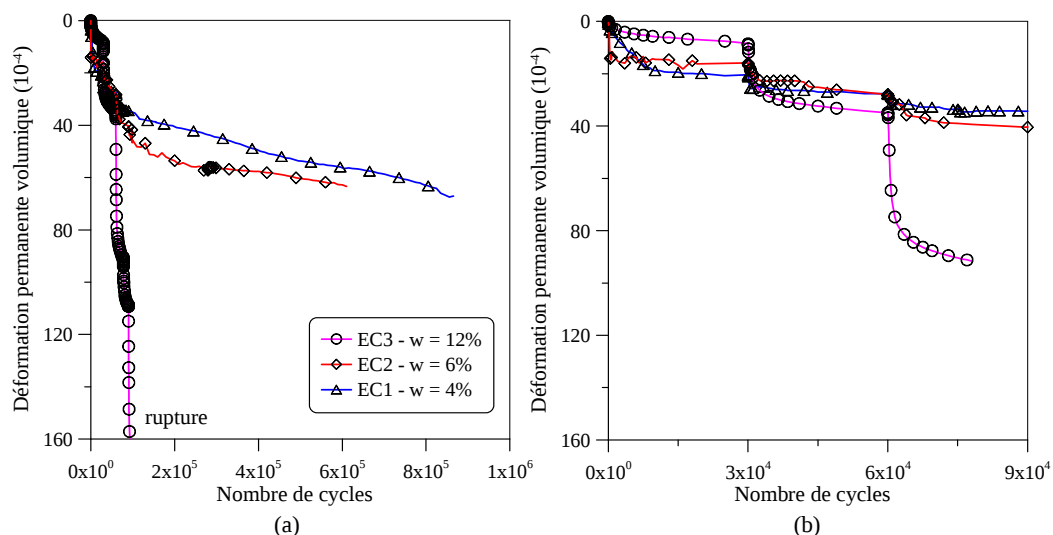


Figure IV.20 : Essais EC1, EC2, EC3 – Déformation permanente volumique en fonction du nombre de cycles :
(a) essais complets, (b) trois premiers paliers (Trinh, 2011)

Un zoom sur les trois premiers (Figure IV.20b) confirme les hypothèses faites ci-dessus à savoir que l'augmentation de la teneur en eau provoque une augmentation rapide de la déformation permanente volumique. Cet accroissement n'est observé qu'après l'écroutissage de l'éprouvette EC1 qui est obtenu à la fin du premier palier.

b. Influence de la teneur en fines

Afin de vérifier l'influence de la teneur en fines sur le comportement mécanique de la couche intermédiaire, les comportements réversible - irréversibles sont étudiés sur des éprouvettes à différentes teneurs en fines : EC2 - SI, EC4 – SI+5%SS et EC5 - SI+10%SS (Tableau IV.4). Pour mémoire, la teneur en fines ($<0.08\text{mm}$) de référence du sol intermédiaire est de 16 %. Les pourcentages de fines obtenus dans les échantillons EC4 et EC5 sont respectivement de 20 et 24 %.

Étude du comportement réversible

La Figure IV.21a présente l'évolution du module d'Young en fonction du nombre de cycles lors des essais EC2, EC4 et EC5 pour les trois premiers paliers. Nous constatons que le module de Young réversible est quasi stable (170 MPa) pour les essais EC2 et EC4 après un faible nombre de cycles (10 000), alors que le comportement de l'échantillon EC5 est évolutif en fonction des contraintes appliquées aux différents paliers. Une stabilisation à 220 MPa est observée pour le premier palier ; le début du second palier est marqué par une allure logarithmique ; le troisième palier est marqué par une réduction du module d'Young par rapport au second palier.

Les résultats pour le quatrième et dernier palier sont présentés sur la Figure IV.21b. La stabilisation a été également observée après un grand nombre de cycles pour les essais EC2 et EC4 tandis qu'il continue à augmenter pour l'essai EC5 jusqu'à la fin de l'essai.

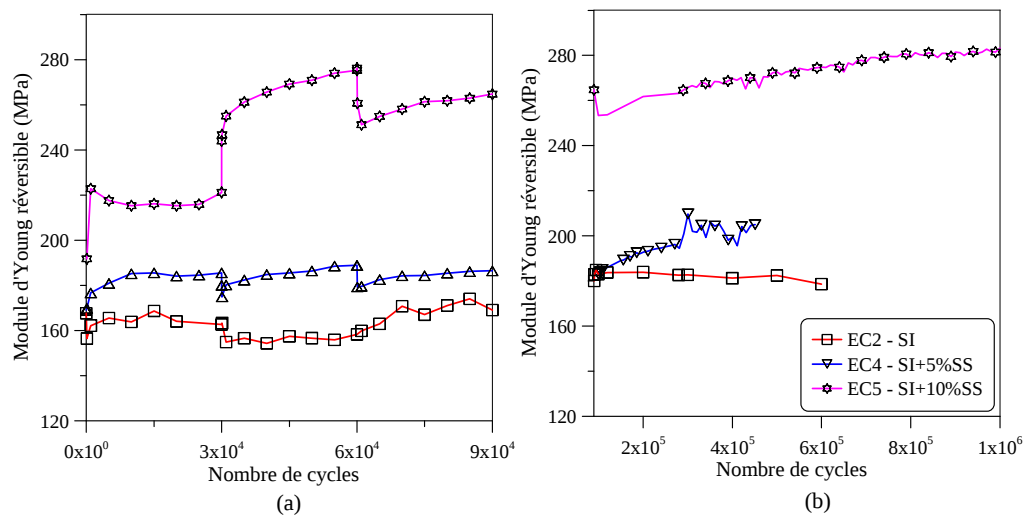


Figure IV.21 : Essais EC2 ; 4 & 5 – Module d'Young en fonction du nombre de cycles :
(a) trois premiers paliers, (b) 4^e palier (Trinh, 2011)

La Figure IV.22 est une synthèse des modules d'Young obtenus à la fin de chaque palier en fonction des niveaux de chargement. Cette figure reprend les essais EC2, EC4 et EC5 réalisés à une même teneur en eau de 6 %. Concernant les essais à 16 % et 20 % de fines, On peut observer que du premier palier ($\Delta q_{max} = 45$ kPa) au dernier palier ($\Delta q_{max} = 200$ kPa), la valeur augmente de 165 MPa à 180 MPa pour l'essai EC2, et de 185 MPa à 205 MPa pour l'essai EC4. L'impact du niveau de chargement est plus visible pour l'essai EC5 avec 24 % de fines. Le module de Young pour cet essai croît de 220 MPa au premier palier ($\Delta q_{max} = 45$ kPa) à 280 MPa au dernier palier ($\Delta q_{max} = 200$ kPa).

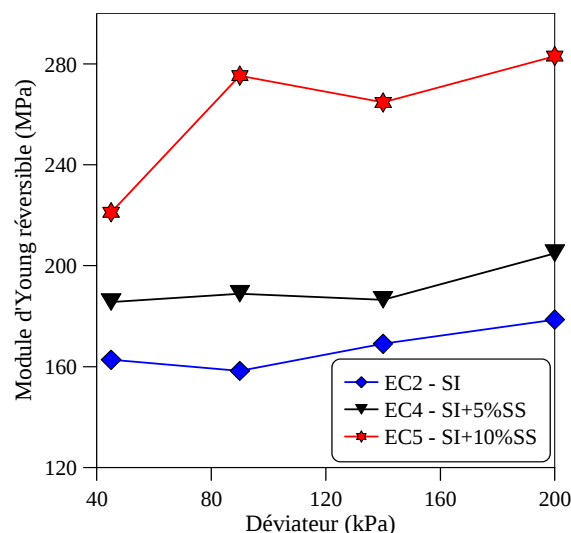


Figure IV.22 : Essais EC2, EC4 et EC5 – Module de Young à la fin des paliers en fonction du déviateur (Trinh, 2011)

On peut donc conclure que le module d'Young augmente lorsque la teneur en fines croît, mais que le niveau de chargement n'influence que peu le comportement réversible du sol contenant 16 % ou 20 % de fines.

Étude des déformations permanentes

La Figure IV.23a présente la déformation permanente axiale en fonction du nombre des cycles pour les essais EC2, EC4 et EC5 à la teneur en eau $w = 6\%$. On note l'arrêt de l'essai EC4, à la fin du troisième palier, à la suite d'un problème d'asservissement. L'essai EC5 a été prolongé jusqu'à 1 000 000 cycles. Un zoom sur les trois premiers paliers est présenté sur la Figure IV.23b. À la fin du troisième palier, les déformations permanentes axiales des essais EC2, EC4 et EC5 sont respectivement de $\varepsilon_{ap} = 50 \times 10^{-4}$, 40×10^{-4} et 20×10^{-4} . À la lumière de ces essais, on note que comme pour l'analyse du module d'Young, la variation de fines (16/20 %) n'a que peu d'impact sur le comportement global du sol. Par ailleurs, le sol contenant plus de fines présente une déformation permanente axiale plus faible.

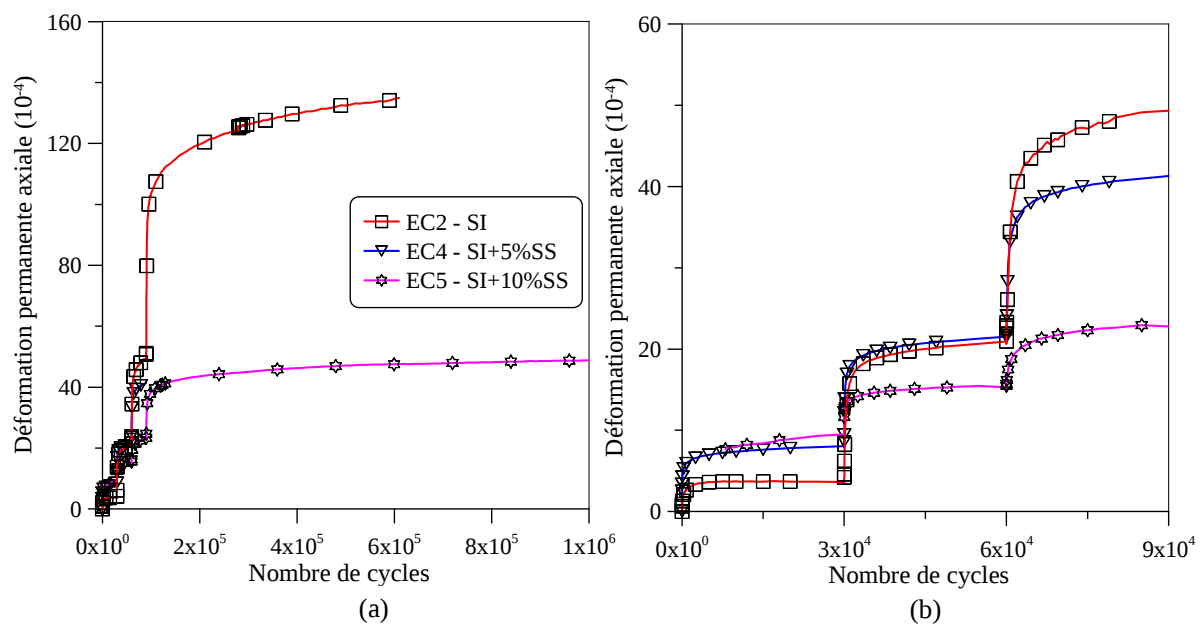


Figure IV.23 : Essais EC2, EC4 et EC5 – Déformation permanente axiale en fonction du nombre de cycles :

(a) essais complets, (b) trois premiers paliers (Trinh, 2011)

Afin d'étudier l'évolution de la déformation permanente axiale pour les essais EC2, EC4 et EC5 sous des niveaux de chargement différents, on présente sur la Figure IV.24 les déformations permanentes axiales en fonction du nombre de cycles pour quatre paliers différents. On observe que la déformation permanente axiale est d'autant plus importante que le niveau de chargement est élevé.

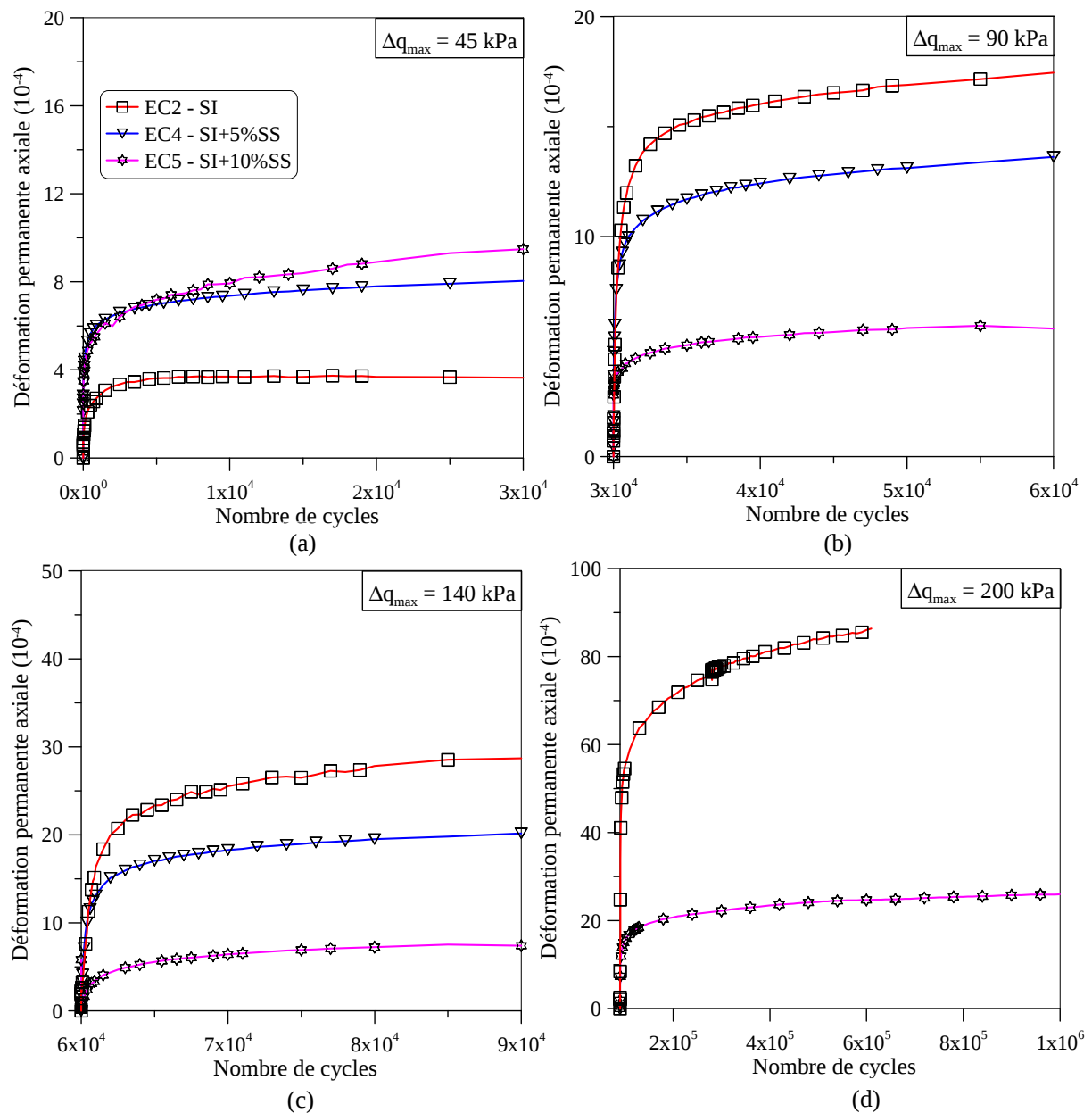


Figure IV.24 : Essais EC2, EC4 et EC5 – Déformation permanente axiale en fonction du nombre de cycles :

(a) 1^{er} palier (b) 2^e palier (c) 3^e palier (d) 4^e palier (Trinh, 2011)

Pour le premier palier, l'importance de la déformation permanente axiale est corrélée à la teneur en fines de l'éprouvette. Au cours des premiers cycles, les augmentations rapides des déformations permanentes axiales pour les essais EC4, EC5 ont été observées. Lors des cycles suivants, le taux d'augmentation diminue jusqu'à $\varepsilon_a^p = 7,5 \times 10^{-4}$ pour l'essai EC4 et à $\varepsilon_a^p = 9,5 \times 10^{-4}$ pour l'essai EC5.

Contrairement au premier palier, les résultats obtenus pour les paliers deux (Figure IV.24b) et trois (Figure IV.24c) ont montré que la déformation permanente axiale est plus importante pour les sols contenant moins de fines. A la fin de ces paliers, celle-ci a continué d'augmenter légèrement pour les

essais EC2 et EC4 tandis qu'elle est quasiment stabilisée pour l'essai contenant le plus de fines (EC5). Le dernier palier a montré l'influence importante de la teneur en fines sur la déformation permanente axiale - à la fin de l'essai, la déformation permanente de l'essai EC2 (SI) est quatre fois plus grandes que celle de l'essai EC5 (SI+10%SS).

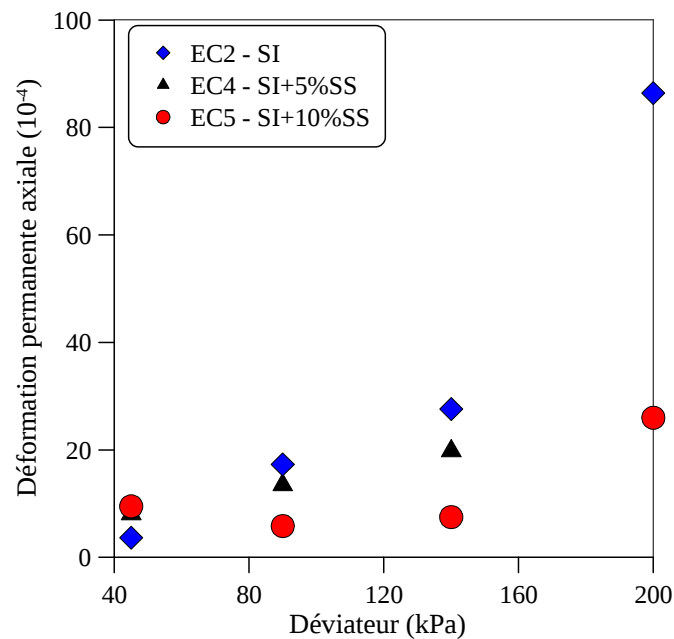


Figure IV.25 : Essais EC2 ; 4 & 5 – Déformations permanentes axiales cumulées de chaque palier en fonction du déviateur (Trinh, 2011)

La Figure IV.25 présente les déformations permanentes axiales cumulées en fonction du déviateur pour les essais EC2, EC4 et EC5. On remarque que l'influence de la contrainte appliquée sur la déformation permanente axiale diminue lorsque la teneur en fines augmente. Les déformations permanentes axiales cumulées pour les trois premiers sont semblables à celles mesurées lors de l'essai EC5 (SI+10%SS).

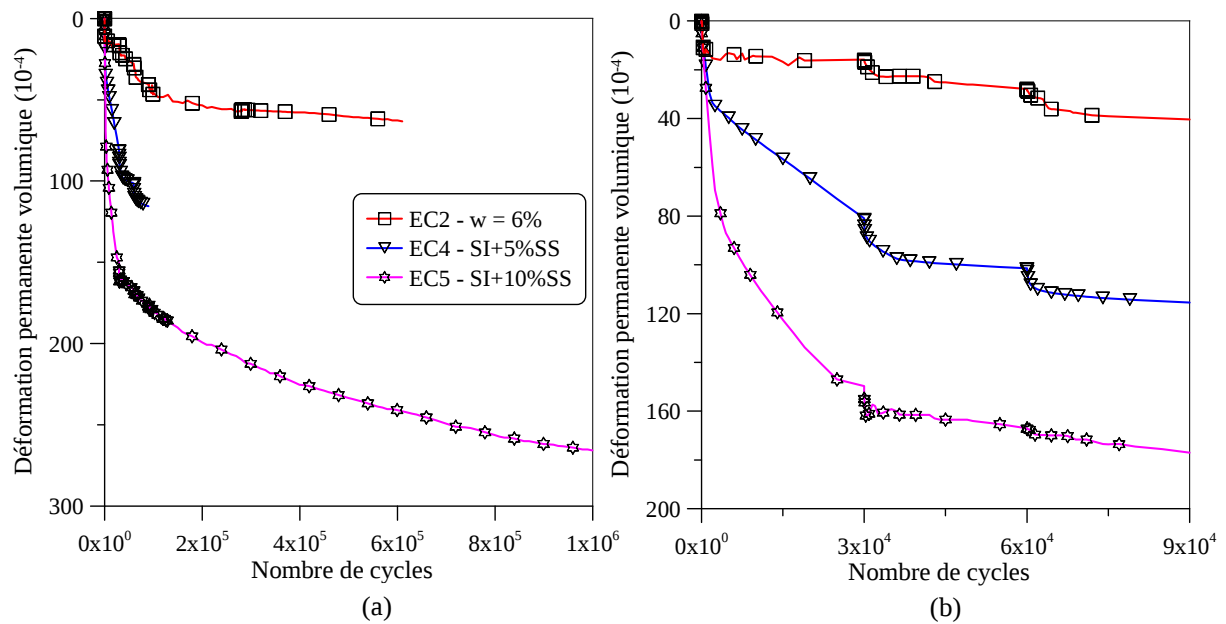


Figure IV.26 : Essais EC2 ; 4 & 5 – Déformation permanente volumique en fonction du nombre de cycles :

(a) essais complets, (b) trois premiers paliers (Trinh, 2011)

La Figure IV.26 présente la déformation permanente volumique en fonction du nombre de cycles pour les essais EC2, EC4 et EC5. Une petite fuite de la cellule a été identifiée lors de l'essai EC5. On observe donc une déformation permanente volumique de cet essai beaucoup plus importante que pour les deux autres essais. Concernant l'allure générale des courbes, nous pouvons noter que la déformation permanente volumique dépend du pourcentage de fines dans l'échantillon.

c. Influence combinée de l'effet de l'eau et des fines sur la couche intermédiaire

Les premiers essais réalisés par Trinh (2011) ont montré que la teneur en eau influence le comportement réversible de la couche intermédiaire, c'est-à-dire qu'un sol saturé se déformera plus pour une même sollicitation qu'un échantillon non saturé. Pour ce qui est de l'influence de la teneur en fine, on a fait augmenter la part de fines de 5 et 10%. La conclusion que l'on peut en faire est que le module d'Young augmente lorsque la part de fines croît, et que le niveau de chargement n'influence que peu le comportement réversible du sol contenant 16 % ou 20 % de fines. Cependant, ces essais ne permettent pas de vérifier l'effet d'une diminution de la proportion de fines dans la couche intermédiaire. Duong (2013) a complété cela, et les résultats ont montré que pour les premiers paliers déviatoriques, le module réversible augmente jusqu'à ce que l'on applique un déviateur de 90 kPa, où l'on observe (pour une teneur en fine diminuée de -10%) une chute de ce module (Figure IV.27). Ceci pourrait être

expliqué par d'éventuelle cassure de grains. Si l'on regarde l'ensemble des courbes, il apparaît clairement que la distribution granulométrique du sol, et surtout la fraction de fines, influence le comportement du sol. Ainsi, ces essais montrent que les effets de la teneur en eau et de la part de fines sont liés. C'est ce que tendent à montrer les essais en condition non saturée du fait de la succion, un sol avec une forte teneur en fines présente un module réversible élevé. A l'inverse, quand le sol est à l'état saturé, les fines jouent le rôle d'une couche savon provoquant une diminution de ce module. Cette analyse pointe donc l'importance des conditions hydrique de la couche intermédiaire et donc celle des systèmes de drainage jalonnant la voie ferrée.

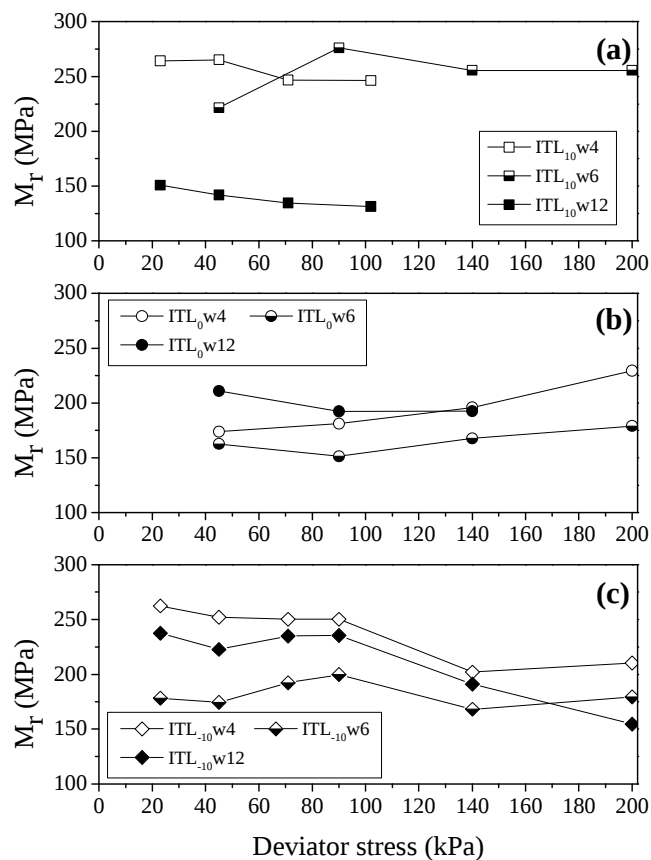


Figure IV.27 : Analyse du module réversible en fonction du pourcentage de fines (Duong, 2013)

C. Analyse du comportement à la dégradation de la couche intermédiaire

Les résultats expérimentaux trouvés dans la littérature ont montré que le niveau de chargement, le nombre de cycles, l'état de sol (teneur en eau et densité sèche) et le type de sol sont les facteurs principaux qui influencent la déformation permanente du sol sous des charges cycliques (Li & Selig, 1996; Gidel *et al.*, 2001). A partir des résultats expérimentaux obtenus, plusieurs modèles empiriques

ont été proposés pour estimer la déformation permanente axiale. Ceux-ci sont généralement des relations exprimant l'évolution de la déformation permanente en fonction du nombre de cycles (Barksdale, 1972; Hornych *et al.*, 1993; Paute *et al.*, 1994; Wolff & Visser, 1994; AFNOR, 1995) ou en fonction du niveau de chargement (Shenton, 1974; Pappin, 1979; Lekarp & Dawson, 1998). Gidel *et al.* (2001) a proposé un modèle permettant de prévoir la déformation permanente axiale des graves non traitées (GNT). Pour se faire, il prend en compte le nombre de cycles et le niveau de chargement en se basant sur les résultats triaxiaux cycliques obtenus suivant la procédure de chargement par paliers. Ce modèle s'écrit sous la forme :

$$\varepsilon_a^p = g(\Delta p_{\max}, \Delta q_{\max}) \cdot f(N)$$

Équation IV-5

La séparation de l'effet du nombre de cycles et du niveau de chargement permet de déterminer facilement les paramètres du modèle. Concernant l'effet du nombre de cycles, correspondant à la fonction $f(N)$, le modèle proposé par Hornych *et al.* (1993) a été adopté. Celui-ci a été vérifié et validé par de nombreux résultats expérimentaux pour les GNT utilisées dans les fondations de chaussées routières. De plus, ce modèle a été repris dans la norme française (AFNOR, 1995).

$$f(N) = \varepsilon_a^{p*} = \varepsilon_a^p(N) - \varepsilon_a^p(100) = A \left(1 - \left(\frac{N}{100} \right)^{-B} \right) \quad \text{pour } N > 100 \text{ cycles}$$

Équation IV-6

Où : ε_a^{p*} est la déformation permanente axiale après les 100 premiers cycles ;

A, B sont les paramètres du modèle.

Cette relation suppose que $\varepsilon_a^p(N)$ tend vers une limite finie pour N infini. Elle ne peut donc s'appliquer que pour des niveaux de chargement où il y a effectivement stabilisation des déformations permanentes. De plus, les cent premiers cycles, qui correspondent à un réarrangement du matériau, sont généralement éliminés (Gidel *et al.*, 2001).

La fonction $g(\Delta p_{\max}, \Delta q_{\max})$ correspondant à l'effet du niveau de chargement, Gidel *et al.* (2001) ont montré que la déformation permanente axiale augmente lorsque la contrainte moyenne (p) augmente et qu'elle dépend fortement du chemin de chargement $\Delta q_{\max}/\Delta p_{\max}$. L'expression suivante a été donc proposée pour cette fonction :

$$g(\Delta p_{\max}, \Delta q_{\max}) = \varepsilon_a^{p0} \left(\frac{l_{\max}}{p_a} \right)^n \frac{1}{\left(m + \frac{s}{\Delta p_{\max}} - \frac{\Delta q_{\max}}{\Delta p_{\max}} \right)}$$

Équation IV-7

où : ε_a^{p0} , m , n , s sont des paramètres ; $l_{\max} = \sqrt{\Delta p_{\max}^2 + \Delta q_{\max}^2}$ et $p_a = 100$ kPa

Pour déterminer la fonction g , les déformations permanentes axiales obtenues à la fin des paliers sont supposées être identiques à celles qui seraient obtenues sur une éprouvette vierge.

L'influence de la teneur en eau sur le comportement mécanique des matériaux grossiers sous chargement cyclique a été observée par plusieurs auteurs (Selig & Water, 1994; Gidel *et al.*, 2002; Ekblad & Isacsson, 2007; Werkmeister, 2003). Les résultats obtenus dans ce travail pour le sol de la couche intermédiaire ont également montré l'influence importante de la teneur en eau. Pourtant, lorsqu'on analyse les formules précédemment citées, l'effet de la teneur en eau n'a pas été pris en compte dans les modèles de déformations permanentes. Dans cette étude, on propose un modèle des déformations permanentes axiales qui prend en compte le nombre de cycles, le niveau de chargement et la teneur en eau du sol en se basant sur le modèle de Gidel *et al.* (2001).

Le modèle proposé s'écrit sous la forme :

$$\varepsilon_a^p = t(S_r, \Delta q_{\max}) \cdot f(N) \quad (IV-1)$$

Où : $f(N)$ est la déformation permanente axiale en fonction du nombre de cycles qui est calculée par l'Eq. (V-4) ; $t(S_r, \Delta q_{\max})$ est la déformation permanente axiale en fonction du niveau de chargement et l'état hydrique du sol.

La Figure IV.29 montre que les relations entre les déformations permanentes axiales à la fin des paliers et le degré de saturation sont linéaires. Pour chaque teneur en eau, les relations entre les déformations permanentes axiales à la fin des paliers et le déviateur peuvent être calées par une fonction exponentielle. En se basant sur ces résultats, la fonction $t(S_r, \Delta q_{\max})$ est proposée sous la forme suivante :

$$t(S_r, \Delta q_{\max}) = \varepsilon_a^{p0} (S_r + a) \left(\frac{\Delta q_{\max}}{p_a} \right)^\alpha \quad (IV-2)$$

Où : ε_a^{p0} , a , α sont des paramètres et $p_a = 100$ kPa.

1. Modélisation des déformations de la couche intermédiaire

Les résultats obtenus pour l'essai EC1 ($w = 4\%$) et EC2 ($w = 6\%$) ont été utilisés pour déterminer les paramètres du modèle proposé. Afin d'évaluer la pertinence du modèle, les paramètres trouvés ont été utilisés pour simuler les résultats pour l'essai EC3 ($w = 12\%$). La détermination des paramètres du modèle est réalisée en deux étapes qui sont décrites ci-dessous :

- **Etape 1** consiste à caler l'Équation IV-8 sur les déformations permanentes axiales à la fin des paliers des essais EC1 et EC2 pour déterminer les paramètres ε_a^{p0} , a , α ; le résultat est présenté sur la Figure IV.28 ; on trouve que le modèle proposé est bien calé sur les points expérimentaux avec les valeurs des paramètres : $\varepsilon_a^{p0} = 99,42 \cdot 10^{-4}$; $a = -0,25$ et $\alpha = 2,54$;

$$t(S_r, \Delta q_{\max}) = \varepsilon_a^{p0} (S_r + a) \left(\frac{\Delta q_{\max}}{p_a} \right)^\alpha$$

Équation IV-8

- **Etape 2** cale l'Équation IV-9 par la méthode des moindres carrée sur les résultats obtenus des essais EC1 et EC2 pour déterminer les paramètres A, B du modèle en utilisant les paramètres déterminés pour la fonction t ; les calages sont présentés sur la Figure IV.29a et un zoom sur les trois premiers paliers est présenté sur la Figure IV.29b.

$$\varepsilon_a^p = t(S_r, \Delta q_{\max}) \cdot f(N)$$

Équation IV-9

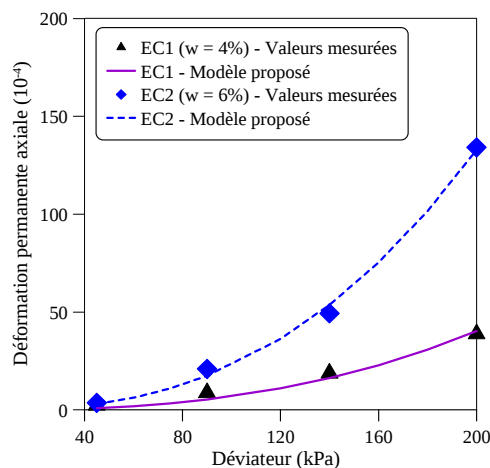


Figure IV.28 : Calage du modèle proposé sur les déformations permanentes axiales mesurées à la fin de chaque palier pour les essais EC1 et EC2 (Trinh, 2011)

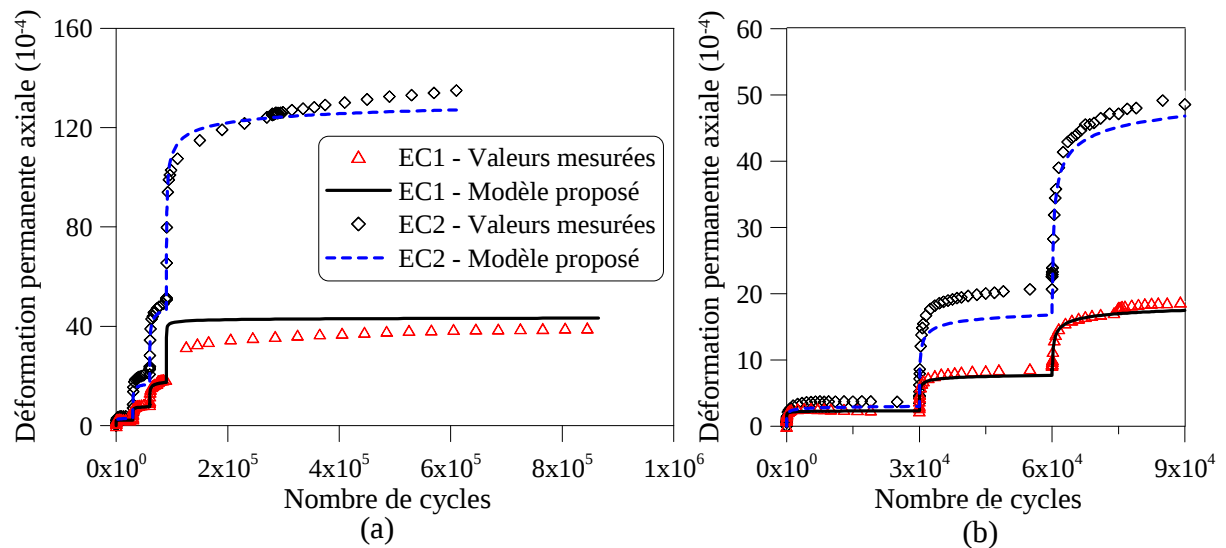


Figure IV.29 : Calage du modèle proposé sur les résultats des essais EC1 et EC2 :
essais complets, (b) trois premiers paliers (Trinh, 2011)

On voit que le modèle simule bien les trois premiers paliers de l'essai EC1. Pour le dernier palier, un écart a été observé au début du palier, mais les valeurs du modèle sont proches des points expérimentaux à la fin de l'essai. Par contre, des différences entre le modèle et le résultat de l'essai EC2 ont été observées à la fin des paliers 2, 3 et 4. Cependant, les déformations permanentes axiales ne sont pas stabilisées à la fin de ces paliers (Figure IV.18) tandis que celles de l'essai EC1 étaient presque stabilisées à la fin des paliers. Comme évoqué précédemment, le modèle est plus pertinent si les déformations permanentes axiales tendent vers une stabilisation à la fin des paliers. Les paramètres trouvés sont présentés dans le Tableau IV.5.

Tableau IV.5 : Paramètres du modèle proposé pour le sol de la couche intermédiaire

Equation	Paramètre	Valeur
$t(S_r, \Delta q_{\max}) = \varepsilon_1^{p0} (S_r + a) \left(\frac{\Delta q_{\max}}{p_a} \right)^\alpha$	ε_a^{p0}	$99,42 \times 10^{-4}$
	a	-0,25
	α	2,54
$\varepsilon_1^p = t(S_r, \Delta q_{\max}) \cdot f(N)$	A	0,67
	B	0,24

Les paramètres obtenus dans le Tableau IV.5 sont utilisés pour simuler l'essai EC3 (éprouvette saturée). La Figure IV.30 présente la comparaison entre les résultats expérimentaux et la simulation.

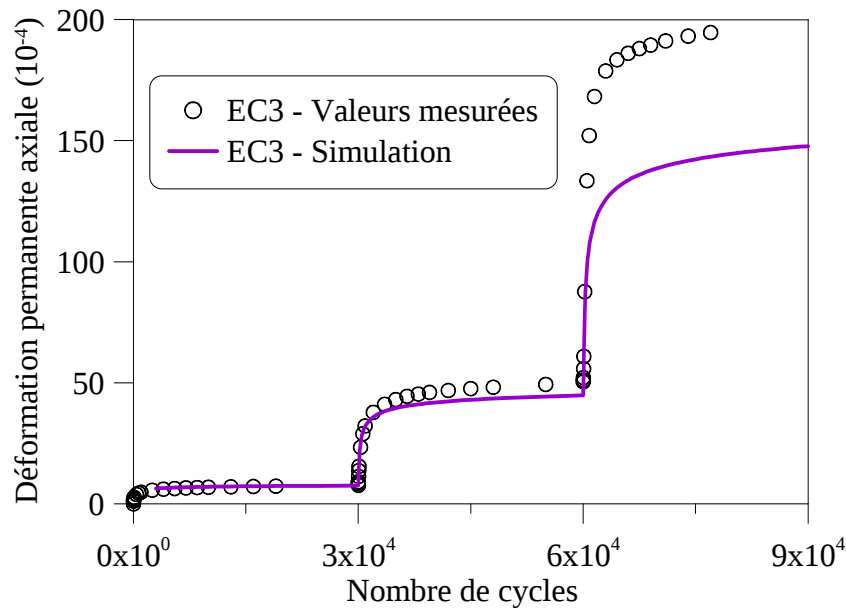


Figure IV.30 : Validation du modèle proposé – simulation de l'essai EC3 (Trinh, 2011)

On observe que le modèle proposé utilisant les paramètres déterminés à partir des résultats des essais EC1 ($w = 4\%$) et EC2 ($w = 6\%$) permet de bien reproduire les deux premiers paliers de l'essai EC3 ($w = 12\%$). Une différence significative apparaît lors du troisième palier, ce qui est expliqué par la déformation permanente axiale importante et non stabilisée. De plus, une rupture a été observée dès les premiers cycles du quatrième palier (Figure IV.18 d). C'est la raison pour laquelle on ne voit pas ce palier.

2. Critères de l'état limite

Les résultats obtenus lors des essais triaxiaux cycliques ont montré l'influence significative du niveau de chargement, de la teneur en eau, de la teneur en fines et du nombre de cycles sur la déformation permanente de la couche intermédiaire. Afin de vérifier le niveau d'influence de chaque paramètre sur le comportement à long terme de la couche intermédiaire, on utilise les critères de l'état limite appliqué pour les GNT dans la norme NF EN 13286-7 (2004). D'après cette norme, le comportement à long terme des matériaux granulaires peut être divisé en trois domaines A, B et C définis par les critères suivants :

Domaine A : $\varepsilon_{a5000}^p - \varepsilon_{a3000}^p < 0,45 \cdot 10^{-4}$: domaine où la déformation permanente se stabilise.

Domaine B : $0,45 \cdot 10^{-4} < \varepsilon_{a5000}^p - \varepsilon_{a3000}^p < 4 \cdot 10^{-4}$: rupture à très grand nombre de cycles.

Domaine C : $\varepsilon_{a5000}^p - \varepsilon_{a3000}^p > 4 \cdot 10^{-4}$: rupture après un petit nombre de cycles.

Où : ε_{a5000}^p est la déformation permanente axiale cumulée après 5000 cycles ;

ε_{a3000}^p est la déformation permanente axiale cumulée après 3000 cycles.

Afin de vérifier l'effet de la teneur en eau, les différences entre les déformations permanentes axiales après 5 000 cycles et après 3 000 cycles pour les essais EC1, EC2 et EC3 sont présentées dans le Tableau IV.6.

Tableau IV.6 : Différences entre les déformations permanentes axiales après 5000 cycles et après 3000 cycles pour les essais EC1, EC2 et EC3

Niveau de chargement		$\varepsilon_{a5000}^p - \varepsilon_{a3000}^p$ (10^{-4})		
palier	Δq_{max} (kPa)	EC1 ($w = 4\%$)	EC2 ($w = 6\%$)	EC3 ($w = 12\%$)
1	45	0,02	0,17	0,45
2	90	0,35	0,66	2,79
3	140	0,57	1,68	5,55
4	200	0,96	3,96	rupture

La Figure IV.31 présente les déformations permanentes axiales à 3 000 cycles et à 5 000 cycles pour chaque palier en fonction des déviateurs pour les essais EC1, EC2 et EC3. On observe qu'au premier palier où le déviateur est faible, le comportement des éprouvettes se situe dans le domaine A quel que soit l'état hydrique. A partir du troisième palier, les éprouvettes à des teneurs en eau inférieures à 6% se trouvent dans le domaine B, alors que l'éprouvette à l'état saturé se trouve dans le domaine C.

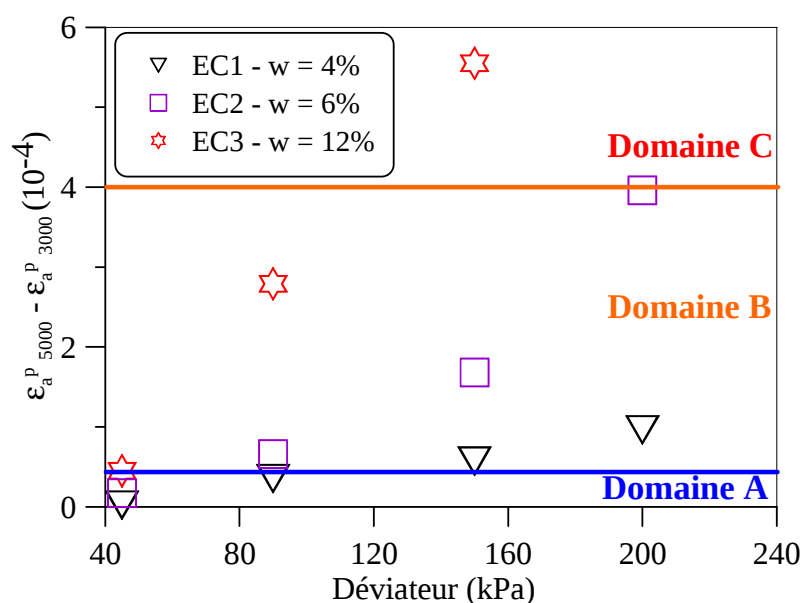


Figure IV.31 : Déformations permanentes axiales de 3000 cycles à 5000 cycles des paliers en fonction du déviateur pour les essais EC1, EC2 et EC3 (Trinh, 2011)

Pour voir l'effet de la teneur en fines, les différences entre les déformations permanentes axiales après 5 000 cycles et après 3 000 cycles pour les essais EC2, EC4 et EC5 sont comparées dans le Tableau IV.7.

Tableau IV.7 : Différences entre les déformations permanentes axiales après 5000 cycles et après 3000 cycles des paliers pour les essais EC2, EC4 et EC5

Niveau de chargement		$\varepsilon_{a5000}^p - \varepsilon_{a3000}^p$ (10 ⁻⁴)		
Palier	Δq_{max} (kPa)	EC2 (SI)	EC4 (SI+5%SS)	EC5 (SI+10%SS)
1	45	0,17	0,30	0,76
2	90	0,66	0,56	0,26
3	140	1,68	1,12	0,57
4	200	3,96	-	1,09

La Figure IV.32 présente les déformations permanentes axiales à 3 000 cycles et à 5 000 cycles de tous les paliers en fonction du déviateur pour les essais EC2, EC4 et EC5. On observe que le comportement des éprouvettes correspondant aux essais EC4 et EC5 se situe à la limite entre le domaine A et le domaine B pour tous les niveaux de contraintes compris entre 45 kPa et 200 kPa. Par

contre, au dernier palier de l'essai EC2, le comportement du sol est très proche de la limite entre le domaine B et le domaine C.

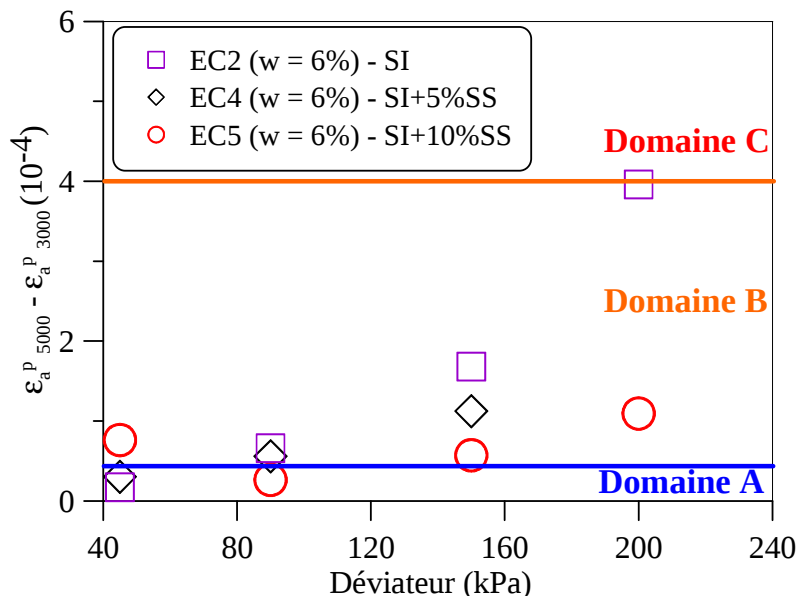


Figure IV.32 : Déformations permanentes axiales de 3000 cycles à 5000 cycles des paliers en fonction du déviateur pour les essais EC2, EC4 et EC5 (Trinh, 2011)

La Figure IV.32 montre l'influence de la teneur en fines sur la sensibilité de la déformation permanente axiale à la contrainte appliquée. La déformation permanente axiale de 3 000 cycles à 5 000 cycles de l'essai EC2 augmente rapidement lorsque le déviateur augmente. Pourtant, cette augmentation diminue nettement avec l'augmentation de la teneur en fines. Ce phénomène peut être lié à la teneur en eau et à la densité des fines dans le sol grossier. D'après Côté & Konrad (2003), le sol grossier se compose de gros grains ($d > 0,08$ mm) qui sont considérés comme le squelette du sol, et des fines ($d < 0,08$ mm) qui sont enserrés dans les pores du squelette. La porosité du squelette diminue lorsque la teneur en fines augmente jusqu'à une teneur en fines critique. Au-delà de cette dernière, on considère que les grains ne sont plus connectés dans la matrice de fines. Les sols ont donc un comportement assimilable à celui de la fraction des fines (AFNOR, 1992a). D'après Flon & Poulin (1987), le pourcentage critique de fines ($d < 0,08$ mm) est de 10% pour les matériaux de granulométrie 0/20 mm utilisés en fondation routière. D'après la norme NF P11-300, le sol intermédiaire est classé C1. Pour ce type de sol, un seuil de pourcentage de fines inférieures à 0,08mm est de 35%.

Dans notre cas, les échantillons ayant des teneurs en fines différentes ont été préparés avec la même teneur en eau de 6% et à la même densité sèche $\rho_d = 2,01$ Mg/m³. Les teneurs en fines ($d <$

0,08 mm) des éprouvettes des essais EC2, EC4 et EC5 sont respectivement de 16, 20 et 24%. Celles-ci sont inférieures au seuil de 35% définis par la norme NF P11-300 (AFNOR, 1992a).

A la lumière de ces résultats, on peut tirer les conclusions suivantes : les fines ne gouvernent pas le comportement mécanique global de la couche intermédiaire, mais elles présentent une influence non négligeable. De plus, on suppose que les grains supérieurs à 0,08 mm sont les particules solides. L'eau va donc se concentrer principalement dans les particules de sol inférieures à 0,08 mm.

Le Tableau IV.8 présente les teneurs en eau et les densités sèches de la partie inférieure à 0,08 mm des éprouvettes EC2, EC4 et EC5 correspondant à une teneur en eau globale de 6% et à une densité sèche globale de 2,01 Mg/m³.

Tableau IV.8 : Paramètres des échantillons et des parties inférieures à 0,08 mm

Essai	Echantillon global				Partie inférieure à 0,08 mm	
	Sol	w (%)	ρ_d (Mg/m ³)	F (d < 0,08 mm) (%)	ρ_{df} (Mg/m ³)	w _f
EC2	SI	6	2,01	16	0,87	37,5
EC4	SI+5%SS	6	2,01	20	1,01	30,0
EC5	SI+10%SS	6	2,01	24	1,12	25,0

La Figure IV.33 présente l'évolution de la teneur en eau et de la masse volumique sèche en fonction de la teneur en eau des parties inférieures à 0,08 mm pour les essais EC2, EC4 et EC5. On observe qu'avec la même teneur en eau et densité globale des éprouvettes, l'augmentation de la teneur en fines engendre une diminution de la teneur en eau (Figure IV.33a) et une augmentation de la densité sèche (Figure IV.33b) de la partie inférieure à 0,08 mm. On peut également noter que la teneur en eau influence significativement la déformation permanente axiale de la couche intermédiaire. La déformation permanente axiale est d'autant plus grande que le sol est humide. La densité des fines joue également un rôle important sur le comportement de la couche intermédiaire. Une densité plus grande implique une cohésion dans le cas du sol non saturé. Cela réduit la déformation permanente de la couche intermédiaire. Par contre, une teneur en fines importante engendre une réduction de la rigidité globale et augmente le risque de remontée boueuse dans le cas du sol saturé.

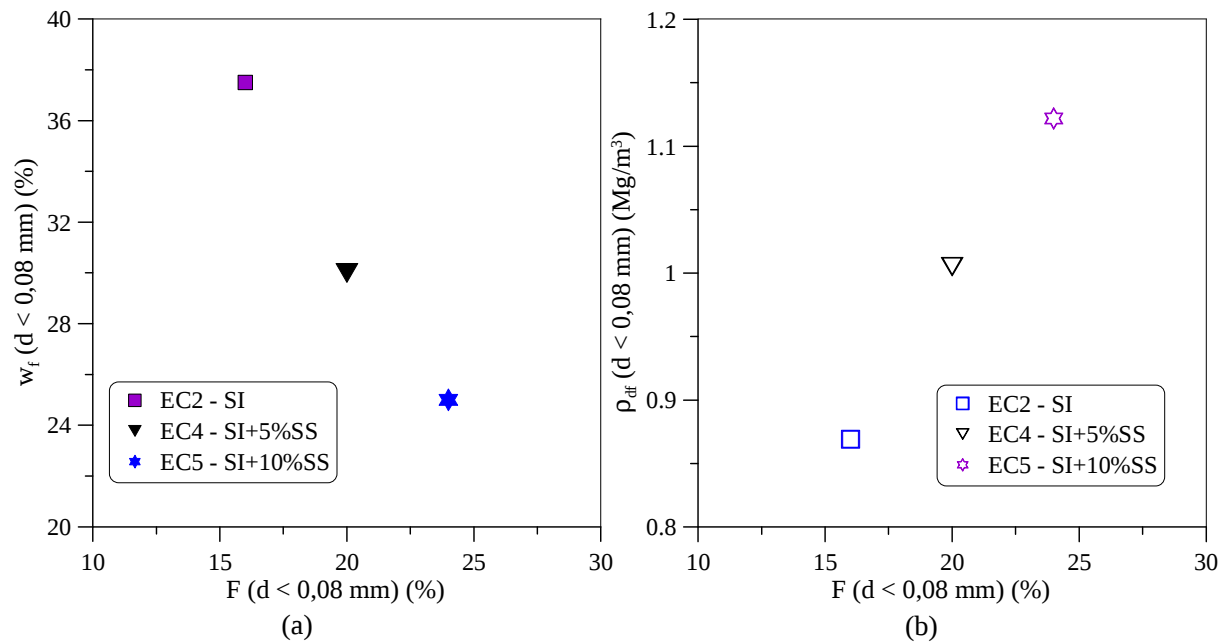


Figure IV.33 : Parties inférieures à 0,08 mm pour les essais EC2, EC4 et EC5 : (a) évolution de la teneur en eau (a) et évolution de la masse volumique sèche (b) en fonction de la teneur en fines (Trinh, 2011)

D. Analyse in situ du comportement de la couche intermédiaire

Dans le cadre de ses travaux, Trinh (2011) a instrumenté la plateforme d'un déblai non drainé dans le but d'appréhender le comportement in situ des matériaux de la couche intermédiaire. Le déblai de Moulin Blanc situé au Pk 230+400 de la ligne classique 262 000 de Douai à Blanc – Misseron a été choisi et instrumenté de capteurs de succion, de température, d'une station météorologique et des accéléromètres. Les objectifs de cette instrumentation étaient :

- de comprendre le comportement hydrique de la couche intermédiaire sous les conditions météorologiques non simulées ;
- de vérifier la condition de gel/dégel de la plate-forme ferroviaire ancienne ;
- de vérifier la fréquence de sollicitation appliquée par la circulation ferroviaire et la comparer à celle utilisée lors des essais triaxiaux cycliques en laboratoire.
- Dans le cadre de cette étude, on analysera uniquement le premier point pour démontrer en quoi le comportement des sols non saturés est important dans l'étude du comportement hydromécanique des plateformes ferroviaires.
- Trois secteurs ont été instrumentés dans le déblai de Moulin Blanc (Figure IV.34 & Figure IV.35). Le premier et le second, respectivement noté A et B sont situés sous la voie 1 et sont situés à une distance de 20m l'une de l'autre. L'objectif de ces deux zones était de valider les

mesures obtenues et confirmer la répétabilité des mesures. La troisième note C est située en piste, pour étudier le comportement hydraulique du sol intermédiaire non protégé par du ballast.

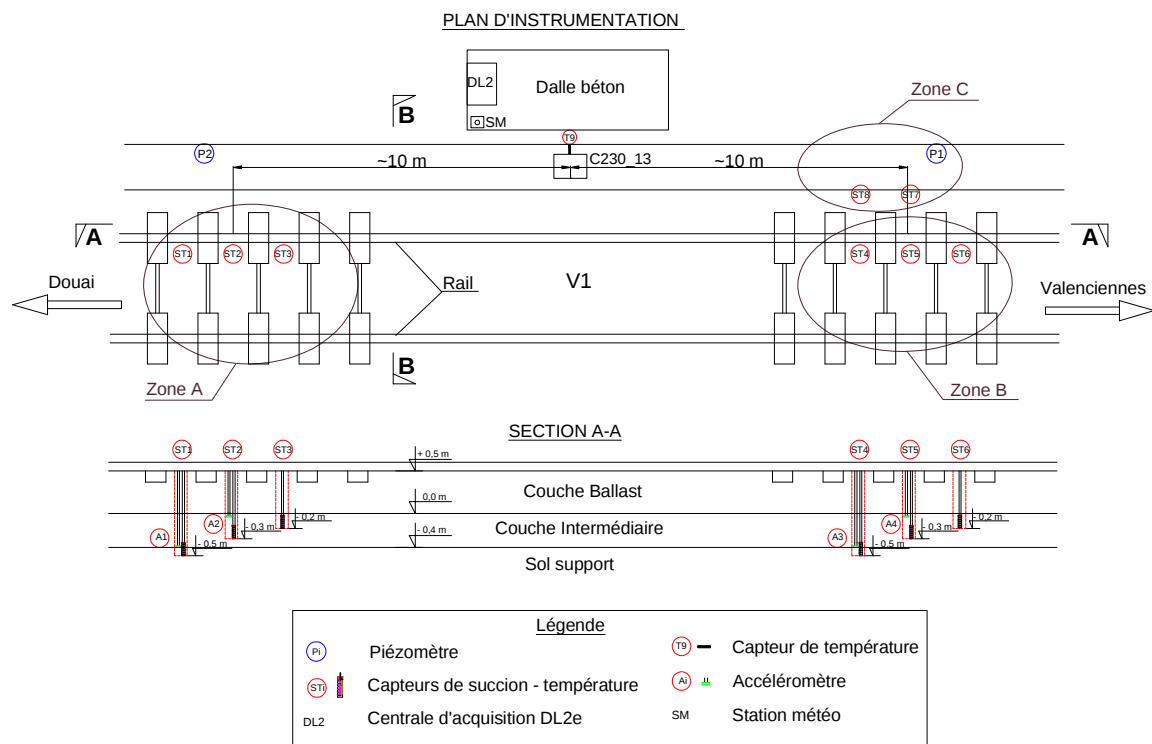


Figure IV.34: Plan d'implantation des capteurs : Déblai de Moulin Blanc (Trinh, 2011)

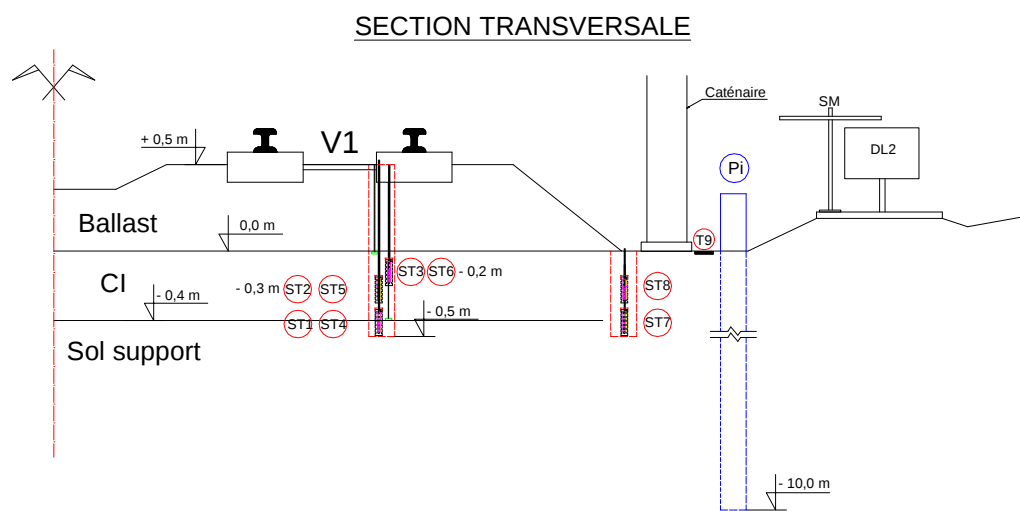


Figure IV.35: Coupe transversale d'implantation des capteurs (Trinh, 2011)

Afin d'obtenir un profil hydrique de la couche intermédiaire en fonction de l'évolution climatique, trois capteurs ont été instrumentés à trois profondeurs différentes sous le ballast (-0,2 ; -0,3 et -0,5m), tandis qu'au niveau de la piste seulement deux capteurs ont été positionnés à -0,3 et -0,5m. Notons que ces capteurs de succion (SIS-UMS) étaient couplés à des capteurs de température afin d'analyser la variation de température au cours de l'année.

La campagne de mesure a été réalisée entre août 2009 et août 2010 ce qui permet d'analyser le comportement de la couche intermédiaire sur une année intégrant ainsi l'ensemble des saisons. La Figure IV.36 présente les évolutions des températures du sol, de l'air et à la surface du sol.

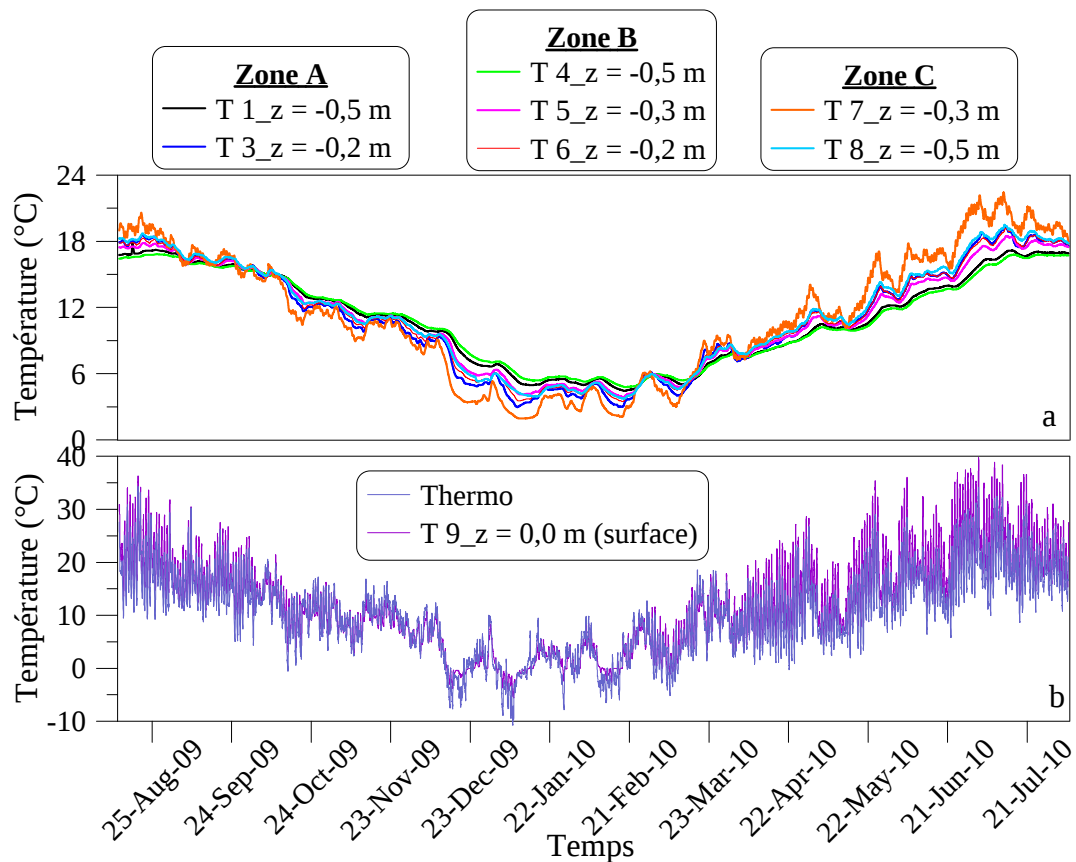


Figure IV.36 : Evolution des températures dans le sol (a) et ambiance (b) (Trinh, 2011)

On observe que la variation des températures est saisonnière : les températures sont plus élevées en été (mois de juillet et août) et elles diminuent progressivement vers l'hiver. Cependant, malgré des températures aériennes négatives durant l'hiver, jamais les capteurs situés dans la couche intermédiaire, n'ont atteint des températures négatives. Cette information est importante, car elle met en évidence que l'eau contenue dans la couche intermédiaire ne changera pas d'état et par conséquent de volume. Ainsi le sol ne gonflera pas sous l'effet du gel et ne se fracturera pas, ce qui a termes peut provoquer des points d'infiltration préférentiels, dégradant plus rapidement la couche.

Pour ce qui est de l'évolution de la succion, le constat est similaire à l'évolution de température. Suite à des problèmes d'acquisition, les résultats présentés si dessous ne montrent que trois enregistrements : du 14 oct. 09 au 11 jan. 10 (période 1) ; du 19 avril. 10 au 10 mai. 10 (période 2) et du 10 mai. 10 au 05 août 10 (période 3)

La Figure IV.37 présente l'évolution de la succion aux différentes profondeurs de mesures lors de la période 1, en fonction des précipitations. On remarque que les valeurs sont faibles (inférieures à 2 kPa), cependant, le sol n'est jamais saturé. Les suctions des couches sous ballast ne changent pas, même lors des périodes pluvieuses, alors que les capteurs localisés en piste subissent eu l'effet des précipitations.

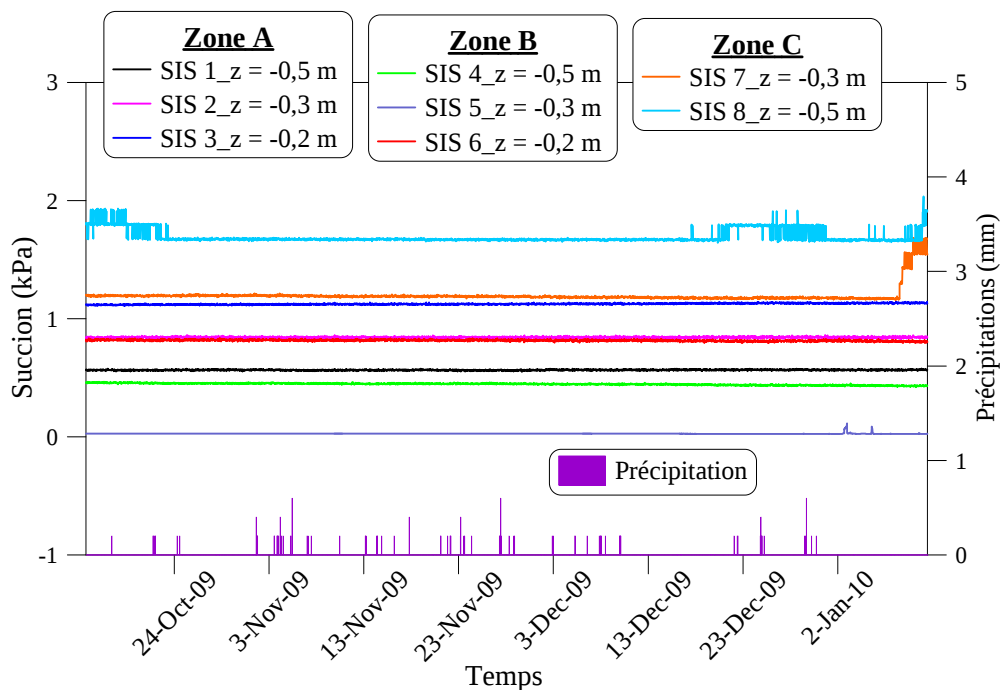


Figure IV.37 : Evolution de succion pendant la période 1 (Trinh, 2011)

La Figure IV.38 présente les mesures de succion obtenues pendant la période 2. Les suctions aux profondeurs de -0,5 m (zone A, B) et de -0,3 m (zone B) sont toujours égales à 0 kPa, ce qui pourrait être la cause d'une mesure défectueuse ou d'une saturation du sol due à un remontée de nappe. Cette hypothèse n'est probablement pas à retenir, car les valeurs mesurées en piste n'indiquent pas une saturation du sol. Les valeurs sont de 3,8 kPa aux profondeurs de -0,3 m (zone A) et de -0,2 m (zone B). Cette valeur monte à 5 kPa à la profondeur de -0,2 m (zone A). Comme pour la température, la variation de succion n'est pas sensible aux précipitations tombées durant cette période de mesure. A contrario en piste, la succion à la profondeur de -0,3 m (zone C) augmentait progressivement de 5 kPa à 8 kPa à partir du 23 avril 2010 jusqu'au 2 mai 2010 avant de diminuer rapidement à 5 kPa suite à divers événements de pluie. La variation de succion à la profondeur de -0,5 m en piste est plus faible que celle à la profondeur de -0,3 m, du fait de la couverture de matériau supplémentaire.

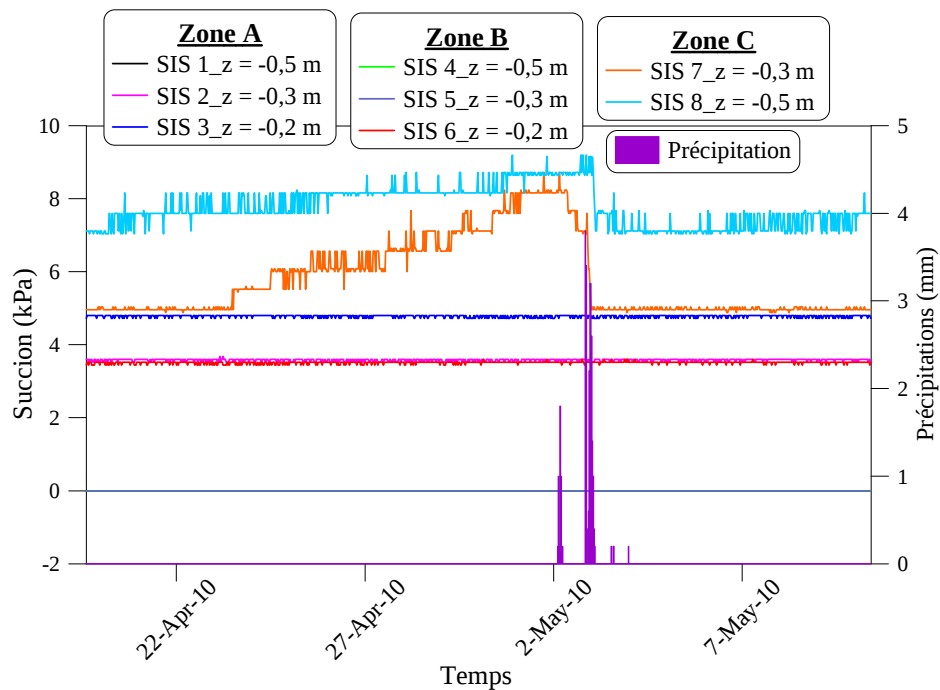


Figure IV.38 : Evolution de succion pendant la période 4 (Trinh, 2011)

La Figure IV.39 montre les mesures de succion obtenues pendant la période 5. On note que les succions des couches sous ballast (zone A, B) sont toujours constantes tandis que les succions en piste (zone C) évoluent en fonction des conditions météorologiques.

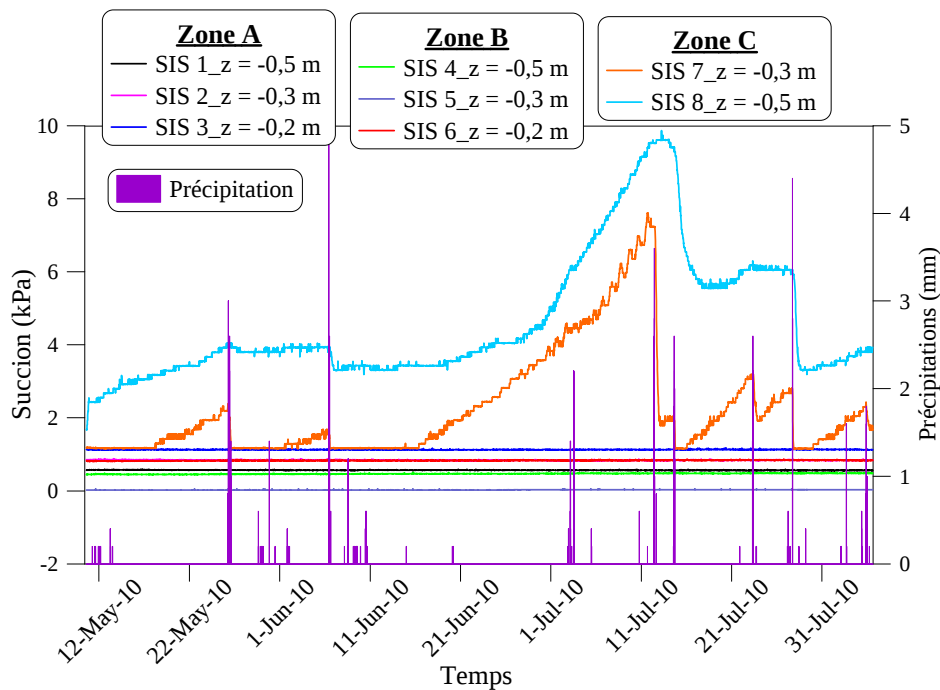


Figure IV.39 : Evolution de succion pendant la période 5 (Trinh, 2011)

A la vue de ses résultats, nous pouvons donc conclure que le ballast joue le rôle de chape, régulant l'état hydrique et la température de la couche intermédiaire. La succion dans la couche intermédiaire est comprise entre 0,5 et 5 kPa, en fonction de la profondeur de la mesure. Cela met en évidence que le sol n'est pas saturé et que par conséquent sa structure n'est pas impactée par des modifications volumiques de teneur en eau. D'un point de vue pratique, ces résultats montrent que le sol de Moulin Blanc est normalement consolidé vis-à-vis des circulations empruntant actuellement la ligne (22,5 t/essieux), ce qui signifie que le trafic n'engendre pas de modification de l'état de la couche intermédiaire. Si celui-ci venait à évoluer cela occasionnerait une diminution de la succion et par conséquent une augmentation des défauts de géométrie de la voie due aux tassements de la couche intermédiaire.

E. Discussion

Ce chapitre étudie le comportement hydromécanique de la couche intermédiaire. Il est essentiel, lorsqu'on aborde l'étude de ce matériau de ne pas dissocier les deux aspects, hydraulique et mécanique, car la structure d'assise ferroviaire joue le rôle de drainage et d'assise de la voie.

Les travaux sur le comportement hydraulique, mené par Trinh (2011) ont montré que la perméabilité du sol prélevé sur le site de Sénissiat est faible ($2,2 \times 10^{-7}$ m/s pour une densité de $2,39 \text{ Mg/m}^3$) au regard des seuils admis en génie civil. De plus, ces travaux ont mis en évidence l'effet de la densité du sol sur la perméabilité : plus la densité est grande, plus la perméabilité est faible. Enfin, on a montré que c'est la fraction des fines qui pilote le comportement hydraulique du milieu, la fraction grossière n'ayant qu'un rôle mécanique. Ces deux dernières observations sont importantes à mettre en relation avec les problèmes qu'on rencontre sur le RFN. En effet, lorsqu'on a une dégradation de la couche intermédiaire par l'apparition de remontée boueuse, on constate un affaiblissement mécanique de la couche qui conduit, par une augmentation de la perméabilité, à une stagnation d'eau dans la structure et à une remontée de fines par le phénomène de surpression. De plus, la nature de ces fines (plasticité) joue un rôle prépondérant dans la dégradation du nivellement de la voie. Des fines plastiques, à faible pouvoir drainant, vont augmenter le phénomène de surpression interstitielle et remonter facilement dans le ballast. Lorsqu'il sera colmaté par ces particules, celles-ci auront un rôle de lubrifiant et ne permettront plus au ballast de travailler en friction. A l'inverse, des fines moins plastique et plus perméables (sable) engendreront des surpressions plus faibles et auront par conséquent une migration dans le ballast plus lente. Cependant, la conséquence de cette présence sera négligeable.

Des essais triaxiaux cycliques à grand nombre de cycles ont été réalisés pour étudier le comportement mécanique, permettant de mettre en évidence l'influence de la teneur en eau sur la

déformation permanente de la couche intermédiaire, avec un impact plus important à l'état saturé. Quant à l'influence de la teneur en fines sur le comportement mécanique, elle a été étudiée sur des échantillons de même densité et de même teneur en eau globale. On a noté que l'éprouvette contenant le plus de fines a présenté une déformation permanente axiale la plus faible en raison de l'effet de la succion qui se développe dans l'échantillon. Ces essais ont également permis de développer une loi de comportement du matériau qui permet de reproduire le comportement de la couche intermédiaire en fonction du nombre de cycles et du niveau de chargement. Cependant ce modèle montre des limites lorsque les déformations ne sont pas stabilisées, ce qui peut être préjudiciable, car elles peuvent être la conséquence d'une dégradation brutale des propriétés mécanique de la couche intermédiaire. Enfin, on a analysé le comportement à long terme de la couche intermédiaire en faisant le parallèle avec ce qui est mené sur le GNT (AFNOR, 2004). Cette analyse est à mettre en relation avec l'étude menée par Duong (2013) sur le processus de création de la couche intermédiaire. En effet, si l'on met en parallèle les résultats (Figure IV.40) obtenus sur le matériau de Sénissiat et les travaux de Duong, on constate les déplacements suivent la même tendance que ceux repris dans la norme européenne. Ainsi, on peut, à la lecture de ces graphiques, estimer que la pérennité de la couche intermédiaire avec un seuil de 2×10^{-4} de déformation est assurée (seuil maximal du domaine A. Valeur confirmée dans le chapitre VI.A.1.). Au-delà, il est probable que la couche intermédiaire se dégrade et qu'il apparaisse un phénomène de remontée boueuse.

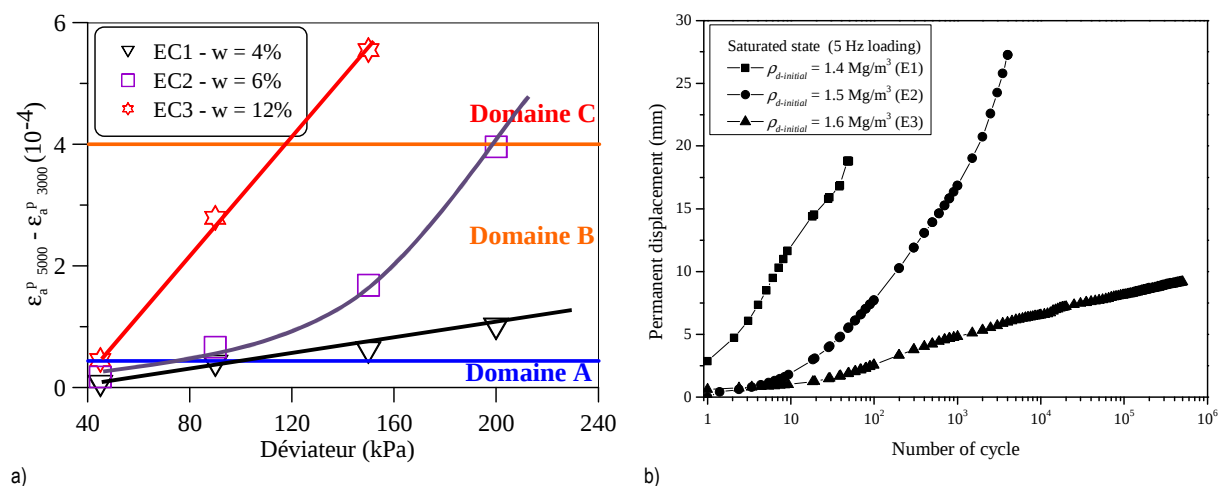


Figure IV.40 : Comparaison entre le comportement à long terme d'une GNT (a) et le mode de formation de la couche intermédiaire (b) (Trinh, 2011)

On a aussi mis en évidence les influences de l'eau et de la teneur en fine sur le comportement mécanique. Ceci est essentiel pour comprendre le comportement mécanique du matériau, et doit être

complété pour intégrer l'effet des sollicitations dans cette analyse. Ainsi, mener une réflexion sur l'influence du chemin de chargement peut s'avérer judicieuse pour mieux intégrer la réponse mécanique de la couche intermédiaire. Celle-ci doit être pensée en intégrant : l'influence du chemin de chargement, c'est-à-dire l'impact d'une sollicitation sinusoïdale vis-à-vis d'une modélisation du signal en M ; la réponse du matériau à des sollicitations à différentes amplitudes pour intégrer la notion d'augmentation de la charge, ou à différentes fréquences pour simuler l'augmentation de vitesse.

V. INFLUENCE DES CIRCULATIONS SUR LE COMPORTEMENT DE LA COUCHE INTERMEDIAIRE

Les chapitres précédents ont permis de mettre en lumière le mode de formation de la couche intermédiaire et son fonctionnement mécanique. Cependant, comme nous l'avons vu dans le chapitre II, la vitesse et les charges influencent le dimensionnement des structures d'assise. Bien qu'il soit techniquement simple, lors de travaux de modernisation, de refaire des structures neuves afin de respecter le dimensionnement prescrit dans le référentiel IN 0260 (SNCF, 1996b), ces travaux se révèlent consommateur en termes de matériaux, de temps, mais également coûteux. A ce jour, en amont des travaux de modernisation tels que les travaux de relèvement de vitesse, il n'est pas possible de déterminer le potentiel mécanique résiduel des couches intermédiaires en place. Afin de pallier ce problème, Lamas-Lopez (2016) étudie l'effet de l'augmentation de la vitesse et de la charge sur le comportement dynamique de la couche intermédiaire. Dans ce chapitre, on présentera une partie de ses résultats issus des essais réalisés sur le site de Vierzon, en relation avec le comportement de la couche intermédiaire face à des trafics réels, puis des résultats d'essais de laboratoire permettant de comprendre l'effet de l'amplification des sollicitations (charge ou vitesse) sur le comportement mécanique du matériau. Enfin, dans la dernière partie de ce chapitre, on abordera comment l'évolution du trafic est prise en compte par la SNCF dans les règles de dimensionnement des structures de voie.

A. La campagne expérimentale in situ

1. Sélection du site d'essai

Comme on le rappelait précédemment, le réseau ferré national comporte environ 30 000 km de ligne classique. Cependant, toutes ne permettent pas d'étudier, de manière exhaustive, le comportement de la couche intermédiaire soumise à des sollicitations ferroviaires, telles que la vitesse et la charge à l'essieu. Ainsi, dans le cadre de ses travaux, Lamas-Lopez a procédé à la sélection d'un site idoine permettant d'appréhender l'effet des circulations sur le comportement de la structure ferroviaire. Pour ce faire, les critères suivants ont été définis pour l'identification de ce site témoin :

- La vitesse de ligne : L'étude du comportement dynamique des structures d'assise implique que le tronçon sélectionné soit circulé par des trains à différentes vitesses. Selon les référentiels SNCF (IC0161, 2015), l'effet dynamique des circulations est pris en compte au-delà

de 160 km/h. Ainsi, pour intégrer cette composante, la voie sélectionnée doit être circulée à des vitesses comprises entre une dizaine de kilomètres heure, jusqu'à 200 km/h,

- La charge à l'essieu : tout comme la vitesse, ce paramètre est également important, car il permet de déterminer l'influence de la charge sur le comportement de la structure. Actuellement, la charge à l'essieu maximale du RFN est de 22,5 t/e. Cependant, les trains circulants sur le réseau ont des charges à l'essieu différentes. Par exemple, nous pouvons citer les 13 t/e pour les trains régionaux, 17,5 t/e pour les TGV, 22,5 t/e pour les trains FRET ou les motrices. Avoir une hétérogénéité de convoi permet donc d'appréhender l'effet de la charge sur le comportement de la couche intermédiaire pour des trains circulant à la même vitesse.

- Le groupe UIC : Cette notion prend en compte le trafic de la ligne ainsi son taux de fréquentation. Dans cette étude, et pour assurer la reproductibilité de celle-ci, il a été décidé de se limiter aux groupes UIC 3 à 5 afin d'avoir un trafic suffisant.

- Tracé de voie : Une voie en alignement est recherchée pour avoir une iso-répartition de la charge des mobiles, évitant ainsi toute amplification due aux courbes.

- Qualité de la voie : Le tronçon sélectionné ne doit pas présenter de défaut de voie et de géométrie. En effet, ces défauts provoquent, au passage des circulations, des efforts dynamiques plus importants qui induiraient des biais dans les mesures. Afin de pallier ce problème, les données de géométrie de la voie ont été analysées, et il a été décidé de ne considérer que les voies récemment renouvelées (moins de 10 ans) pour ne pas subir une dégradation de la voie due à son âge.

- A l'énumération de ces paramètres (Figure V.1), trois sites ont été identifiés sur le RFN : Strasbourg, Angoulême et Vierzon. Suite à la visite du site de Vierzon, celui-ci a été retenu du fait, notamment, de la possibilité de disposer de la voie durant 24h pour procéder à son instrumentation.

-

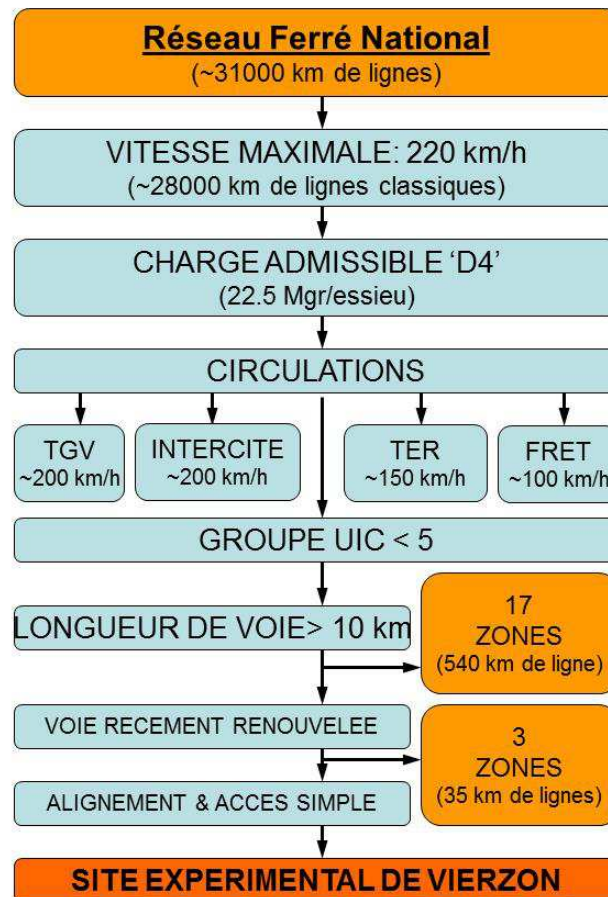


Figure V.1 : Logigramme de sélection du site expérimental (Lamas-Lopez, 2016)

2. Caractérisation du site de Vierzon et mise en œuvre des capteurs

Le site de Vierzon (Figure V.2) retenu est situé au point kilométrique 187+200 de la ligne Les Aubrais – Montauban. Cette ligne est une double voie électrifiée située dans un déblai de 2,5 m de profondeur ce qui, en plus de critères énoncés précédemment, permet de s'assurer de l'absence de matériaux anthropiques entre la couche intermédiaire et le sol support. L'armement est constitué de traverses bi-bloc B450 PI et d'un rail 60-E1 (60kg/m). Un dispositif de drainage est situé de part et d'autre des voies avec un fil d'eau calé d'environ 1.20 m sous la base de ballast.



Figure V.2 : Vue du site expérimental de Vierzon

La caractérisation du site tant d'un point de vue géométrique que géotechnique s'est réalisée en deux phases. La première a consisté en la réalisation d'une campagne de reconnaissance des structures ferroviaire (Lamas-Lopez, 2016) à l'aide de l'outil Panda® endoscope. Cette première étape a permis de déterminer les épaisseurs des matériaux en présence sur chaque des voies, permettant ainsi une implantation précise des capteurs dans la couche intermédiaire, la couche de transition et le sol support. Au total 5 profils, équidistants de 5m, et 6 sondages panda-endoscope ont été réalisés (Figure V.3).

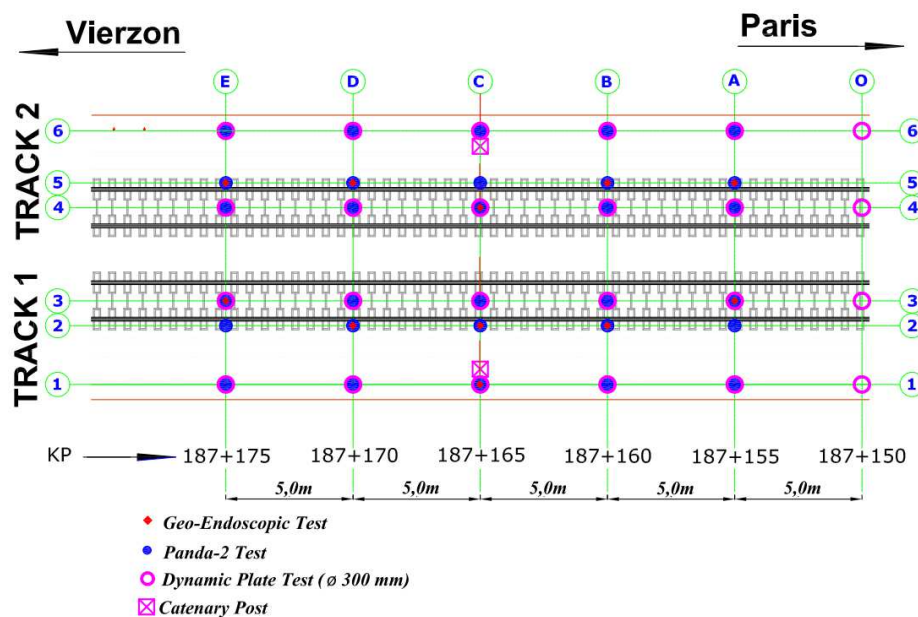


Figure V.3 : Implantation des sondages de reconnaissance du site expérimental de Vierzon (Lamas-Lopez, 2016)

Les informations ainsi obtenues ont permis de déterminer la structure nominale du site. Le premier constat, issu de ces investigations, est que la structure rencontrée en voie 1 ou 2 est similaire en termes d'épaisseur, mettant en évidence l'homogénéité des circulations sur les deux voies. Ainsi, la géométrie de la voie peut être définie : 45 cm de ballast sous traverse, 10 cm de ballast colmaté ; 36 cm de couche intermédiaire et 22 cm de couche de transition surmontant le sol support.

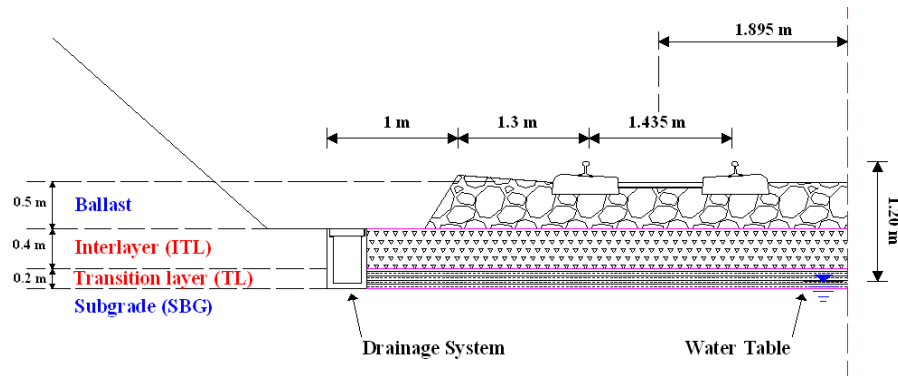


Figure V.4 : Profil en travers du site de Vierzon (Lamas-Lopez, 2015)

La seconde étape a été la caractérisation géologique, et géotechnique et hydraulique de la zone d'essai. La lecture de la carte géologique montre que la voie surmonte un sol sablo-limoneux, ce qui a été confirmé par les sondages géotechniques réalisés lors de l'instrumentation. Les échantillons de matériaux prélevés par carottage ont permis de réaliser la caractérisation des sols en termes de granulométrie et de plasticité (Figure V.5). Cette analyse a également permis de définir la granulométrie du matériau de remplissage des sondages afin que ses paramètres de nature s'apparentent à ceux du sol en place.

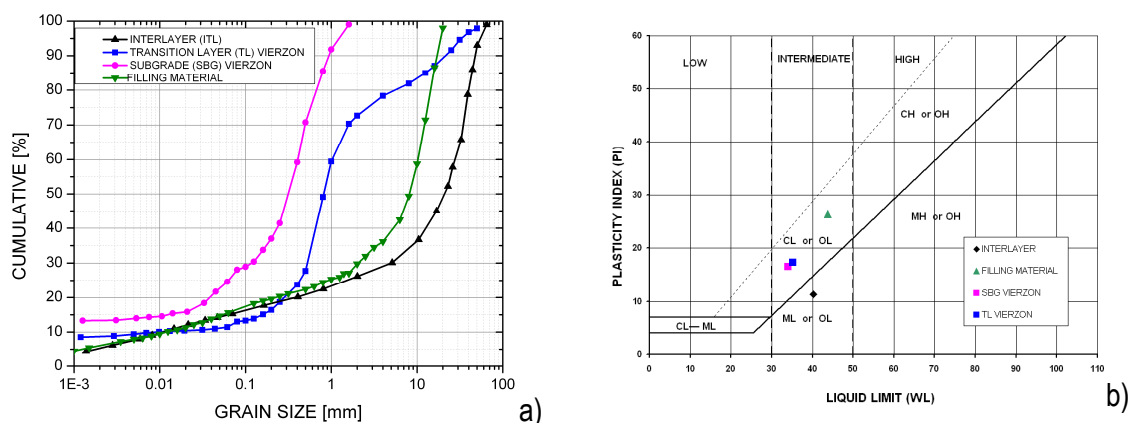


Figure V.5 : Courbe granulométrique (a) et limites d'Atterberg pour les différents sols prélevés sur le site de Vierzon (Lamas-Lopez, 2016)

La Figure V.5a montre la distribution granulométrique des sols prélevés lors des forages. Ce diagramme met en évidence la transition de distribution graduelle des gros éléments depuis la couche intermédiaire jusqu'au sol support. Ainsi, plus on s'approche du sol support, sablo-limoneux, plus le diamètre $D_{\max}$ est petit. De même, la courbe de la couche de transition met en évidence une discontinuité entre les diamètres 1 et 10 mm, confirmant ainsi le rôle de séparation rempli par le complexe sol support / couche de transition / couche intermédiaire. Cela confirme le processus de formation, mis en lumière par Trinh (2011), de la couche intermédiaire par interpénétration entre le ballast et le sol support. La plasticité similaire entre le sol support et la partie fine de la couche intermédiaire valide également ce processus de formation (Figure V.5b).

Concernant l'analyse hydraulique du site, celle-ci a révélé la présence d'un assainissement situé de part et d'autre de la voie (coté V1 & V2). La profondeur de celui a été mesurée à une soixantaine de centimètres sous la piste et des barbacanes ont été identifiées en fond de caniveau. Un piézomètre a été installé en piste lors de la campagne d'instrumentation. Celui-ci a mis en évidence la présence d'une nappe phréatique à soixante centimètres sous la piste soit 1,40m sous le plan de roulement.

Afin de déterminer l'influence des circulations sur le comportement hydromécanique de la couche intermédiaire, 42 capteurs ont été mis en œuvre sur ce site expérimental :

- 16 accéléromètres : qui permettant d'analyser l'accélération des particules et d'obtenir par double intégration la valeur de déplacement de celles-ci.
- 3 géophones : qui mesurent la vitesse des particules au passage des circulations. Tout comme les accéléromètres, l'intégration de cette mesure permet d'obtenir le déplacement des particules. Le choix de mettre en place des géophones a été motivé par le fait qu'ils permettent d'obtenir le déplacement en ne procédant qu'à une seule intégration, limitant ainsi la marge d'erreur. Cependant, ces capteurs restent mécaniquement fragiles, c'est pourquoi la SNCF utilise peu ce genre de capteurs.
- 5 capteurs de contrainte : pour étudier la contrainte appliquée à différente profondeur lors du passage des circulations. Cette information est intéressante, car elle permet d'appréhender l'effet dynamique induit par le passage des circulations. Certains auteurs (Bian et al., 2014 ; Xu et al., 2013 ; Chen et al., 2013) ont montré que l'amplification de la contrainte pouvait varier de 1,05 à 1,7 en fonction de la nature du sol support, la profondeur, la charge à l'essieu et la vitesse du train.
- 4 sondes de pression interstitielle : permettant d'analyser l'évolution de celle-ci lors du passage des circulations. En effet, comme l'a montré Duong (2013), l'eau contenue dans le sol,

si elle ne peut se dissiper, va diminuer la contrainte effective pouvant amener à la liquéfaction du sol et donc à la remontée des particules fines à la surface.

- 12 jauges de déformation : ayant le triple rôle de mesurer la charge à l'essieu des trains circulant, la distance entre essieu (permettant de caractériser le train), mais également le démarrage de l'enregistrement de la centrale d'acquisition des capteurs.
- 2 capteurs LVTD : mesurant l'enfoncement de la traverse au passage des circulations et permettant de valider la double intégration appliquée aux accéléromètres.

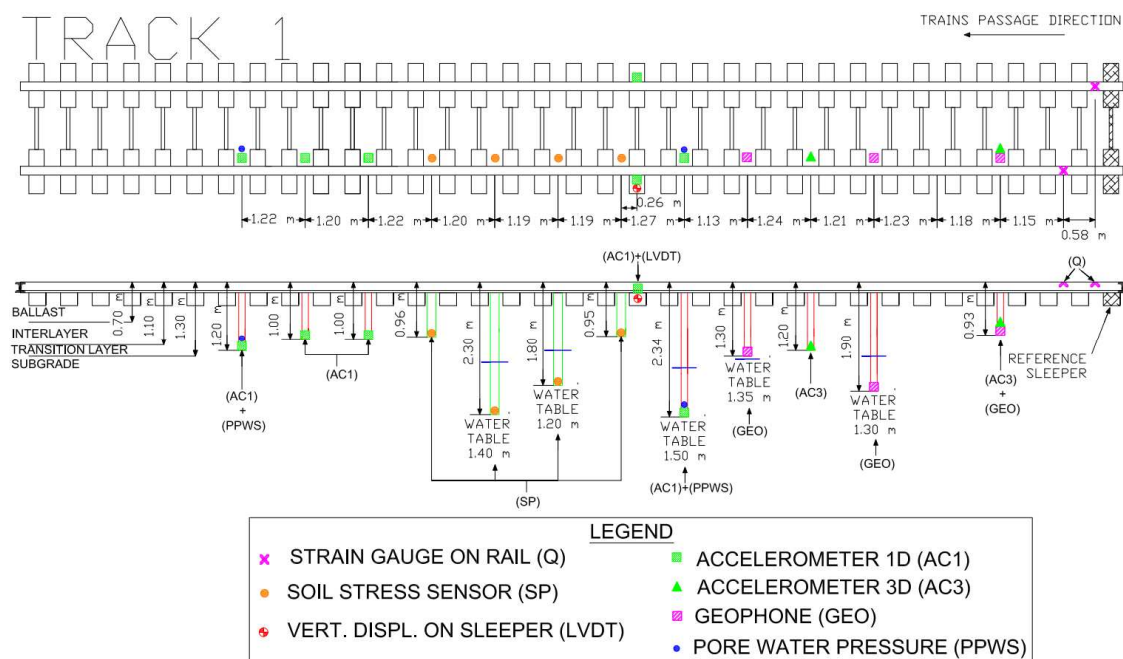


Figure V.6 : Implantation des capteurs sur le site de Vierzon en V1 (Lamas-Lopez, 2016)

Sur ces 42 capteurs, 24 ont été implantées sur la voie 1 (sens Orléans –Montauban - Figure V.6) sur un linéaire de 21 m. Cinq profondeurs ont été considérées permettant ainsi d'analyser la diffusion des efforts dans la profondeur : niveau de la traverse ($z = 0$ m) ; couche intermédiaire ($z = -0,90$ m) ; Couche de transition ($-1,20$ m) ; sol support 1 ($-1,80$ m) et sol support 2 ($-2,30$ m). Concernant la voie 2, seulement 9 capteurs ont été mis en œuvre afin d'étudier d'éventuelle propagation des ondes transversale. Le reste des capteurs (LVDT, jauges) sont disposés en surface.

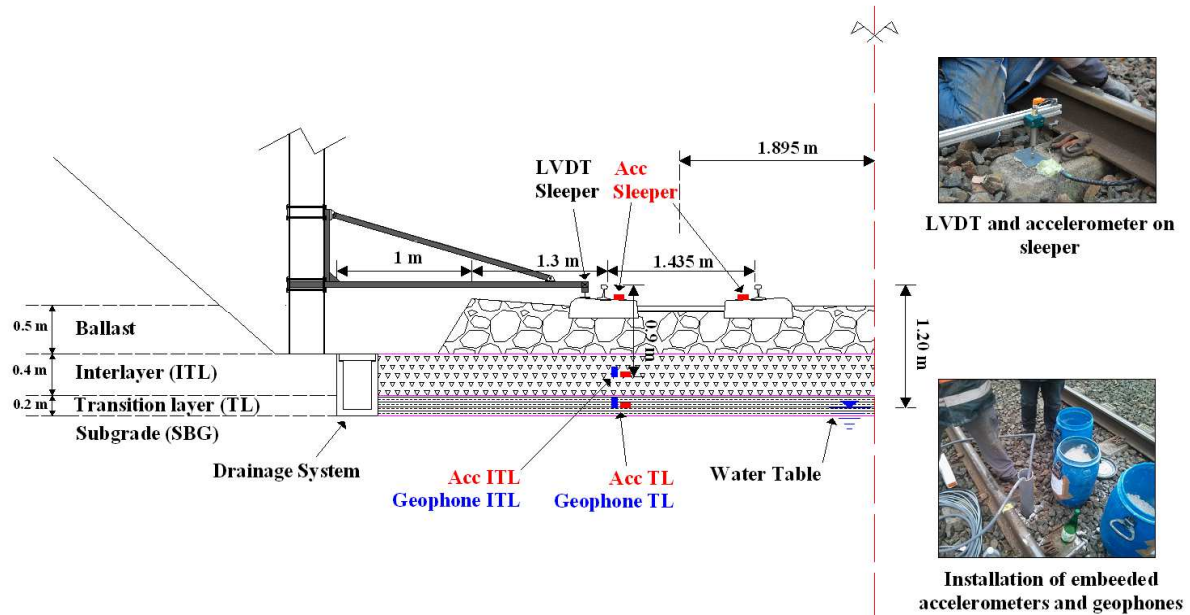


Figure V.7 : Profil en travers de l'implantation des capteurs en V1 (Lamas-Lopez 2015)

3. Influence des circulations sur le comportement de la couche intermédiaire

L'instrumentation mise en œuvre sur le site de Vierzon permet de réaliser une acquisition de l'ensemble des trains circulant sur ce tronçon, permettant d'analyser le comportement de la couche intermédiaire face à différents types de sollicitations telles que la charge à l'essieu et la vitesse. La Figure V.8 présente l'ensemble des circulations ayant emprunté le site expérimental dans la période d'avril à août 2014. Au total, 8 135 trains ont circulé sur cet axe dont 1 790 Intercités (point rouges) qui sont constituées, en fonction de leur composition, de 32 essieux (motrice + 7 voitures) ou 60 essieux lorsque le train est allongé (motrice + 14 voitures). La vitesse de circulation de ces convois est majoritairement de 200 km/h, et est inférieure lorsque le train dépasse les 60 essieux. Concernant les autres convois, on peut identifier : les trains FRET, longs (> 100 essieux) et dont la vitesse maximale se situe aux environs des 140 km/h ; les trains régionaux de faible longueur (< 20 essieux) et dont la vitesse nominale est celle de la ligne, 200 km/h. Enfin, les points bleus masqués par les intercitys correspondent aux TGV roulant sur l'axe Orléans-Montauban.

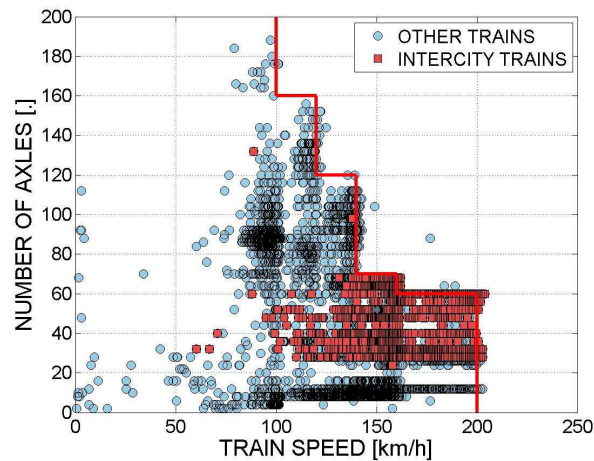


Figure V.8: Ensemble des trains ayant circulé sur le site expérimental de Vierzon d'avril à aout 2014.

Classification nombre d'essieu / vitesse du train (Lamas-Lopez, 2016)

Lors de la sélection du site d'instrumentation, nous avons identifié que la multitude des trains circulant sur la voie, pouvaient rendre l'analyse, pour un même train circulant à des vitesses différentes, compliquée. Afin de regarder l'effet de la vitesse sur le comportement dynamique de la structure d'assise, nous avons fait circuler un train d'essai de l'Agence d'Essai Ferroviaire sur la zone (Figure V.9).



Figure V.9 : Train d'essai de l'AEF sur le site de Vierzon

Ce type de train intercity composé d'une motrice et de 7 voitures passagers (Figure V.10) a été utilisé dans le but d'analyser la sollicitation dynamique des trains sur la couche intermédiaire.

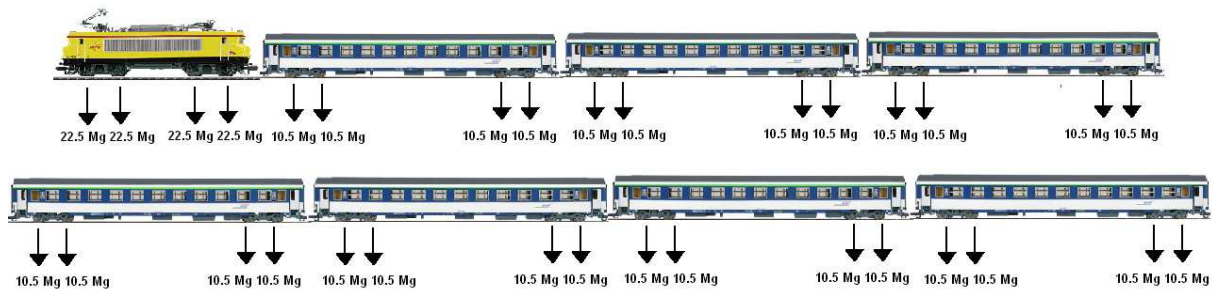


Figure V.10 : Détail du convoi AEF utilisé pour l'essai in situ (Lamas-Lopez, 2016)

La motrice est une BB 22399 (2 essieux par boggie) d'une masse totale de 90 tonnes, longue de 17,8 m ; elle est supportée par deux boggies distants de 9,8 m et dont les roues qui le compose sont espacées de 2,8 m. Les voitures corail sont longues de 26,4 m pour une masse totale de 42 tonnes. La distance des bogies est de 18,4 m et celle des essieux est de 2,8 m.

L'objectif de ces essais est d'étudier le comportement du sol soumis à une excitation différente. La vitesse de circulation du train s'échelonne de 60 à 200 km/h (60, 100, 140, 160, 180 et 200 km/h) afin d'étudier le comportement quasi statique et dynamique des circulations. L'effet des sollicitations est étudié en analysant le déplacement du matériau de la couche intermédiaire et sol support, ainsi que la contrainte appliquée dans les différents éléments de sol.

a. Effet de la vitesse sur la déformation du matériau

Le déplacement du matériau est étudié en analysant le comportement des accéléromètres présents dans le sol. Lamas-Lopez (Lamas-Lopez., 2016) a mis en évidence que les longueurs d'onde équivalentes à la distance entre essieux causent plus de 95% de sollicitations infligées au matériau. Dans le cadre de cette analyse, il a appliqué un filtre passe-bas de 25 Hz correspondant à l'excitation infligée par un essieu circulant à 200 km/h. Les longueurs d'onde supérieure causant principalement une dégradation au niveau de l'armement. Quant au filtre passe-haut, celui-ci est pris à 1,5 Hz pour éviter tout problème lié aux artéfacts de mesure.

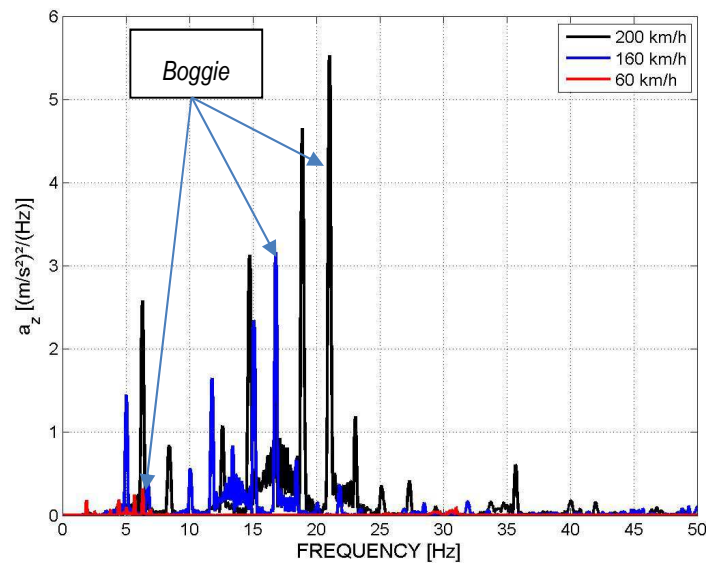


Figure V.11 : Spectre de densité de puissance du signal accélérométrique (non traité) dans la couche intermédiaire (-0,9m). Enregistrements du capteur à trois vitesses différentes (Lamas-Lopez, 2015)

La Figure V.11 présente le spectre de densité de puissance issu d'un accéléromètre présent dans la couche intermédiaire. Ce graphique met en évidence l'effet de la vitesse sur les gammes d'excitation de la structure d'assise.

A partir de l'analyse d'un signal d'accéléromètre, il est possible de tirer deux enseignements principaux. Le premier est que la charge à l'essieu influence l'amplitude d'accélération du signal. Ainsi, pour la motrice (22,5 t/e), l'amplitude de ce signal est d'environ 3 m/s², tandis qu'elle est de 1,5 m/s² pour les voitures corail (10,5 t/e). Un facteur deux est noté entre les accélérations dues à la motrice et celles des voitures passagers. Ce facteur est à mettre en relation avec la différence de masse de ces deux mobiles qui est là aussi près du double. Le second enseignement est l'atténuation du signal avec la profondeur. La Figure V.12 met clairement en avant l'énergie absorbée dans la couche intermédiaire et ce qui est transmis à la couche de transition. Ainsi, on remarque que l'intensité du signal, et par conséquent l'énergie de sollicitation, diminuent d'un facteur deux entre 0,90 m (ITL) et 1,20 m (TL). La dissipation d'énergie entre la couche de transition et le sol support est également de deux.

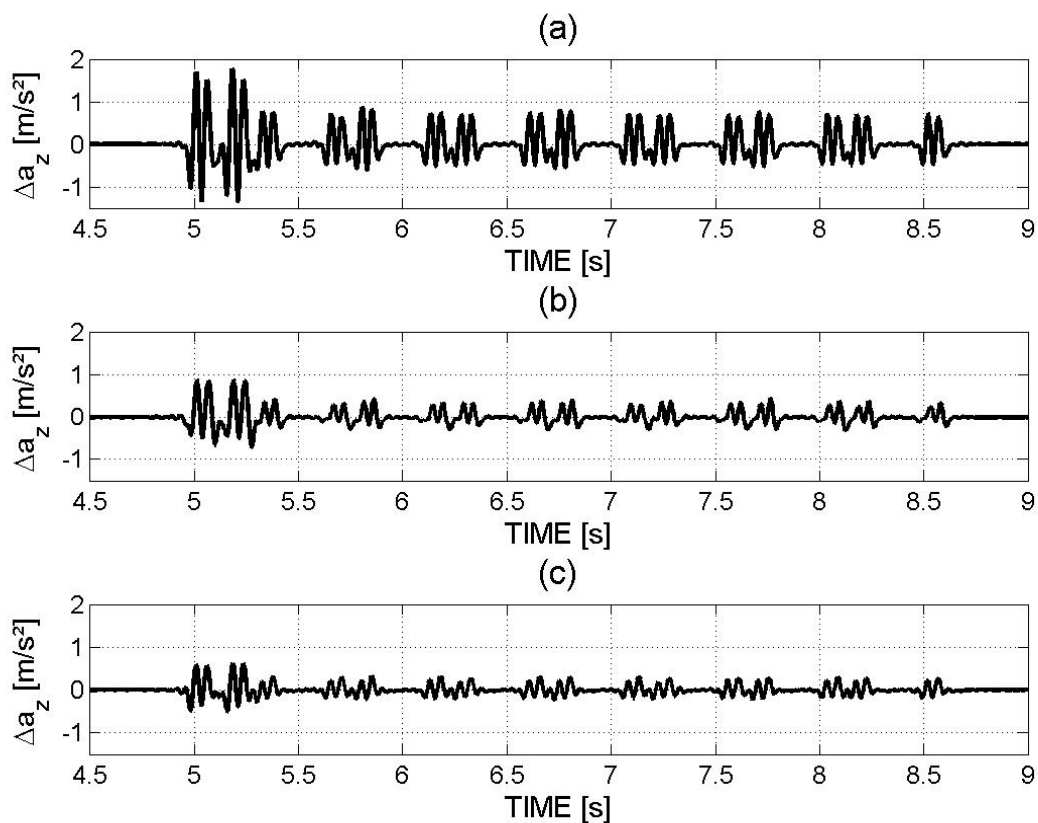


Figure V.12 : Accélération verticale au niveau de la couche intermédiaire (a), de la couche de transition (b) et du sol support (c) pour un Intercité circulant à 200 km/h (Lamas-Lopez, 2016)

La Figure V.13 présente l'influence de la vitesse sur les amplitudes d'accélération de la particule de sol. Ce graphique confirme, pour une même profondeur, l'influence de la vitesse sur l'amplitude d'accélération de la particule. De plus, on remarque que pour une sollicitation quasi statique (60 km/h), l'accélération est quasiment la même (0,1 m/s) et ce quel que soit la profondeur du capteur et la charge à l'essieu du mobile. Cependant, cette tendance n'est plus vérifiée dès lors que le train circule à une vitesse de 140 km/h, pour laquelle on observe une divergence des mesures en fonction de la profondeur. Cette vitesse de 140 km/h peut être considérée comme étant un seuil au-delà duquel, les amplitudes d'accélération augmentent de façon importante avec la vitesse pour les capteurs situés en surface. Ainsi à 200 km/h, la valeur d'accélération mesurée dans la couche intermédiaire est de 1,6 m/s² au passage de la motrice et de 0,7 m/s² pour les voitures voyageurs, valeur à mettre en parallèle à la valeur quasi statique proche de 0,1 m/s. Quant aux capteurs placés en profondeur (sol support), l'augmentation de l'amplitude d'accélération est moins prononcée, cependant elle reste sensible à la charge à l'essieu sollicitant.

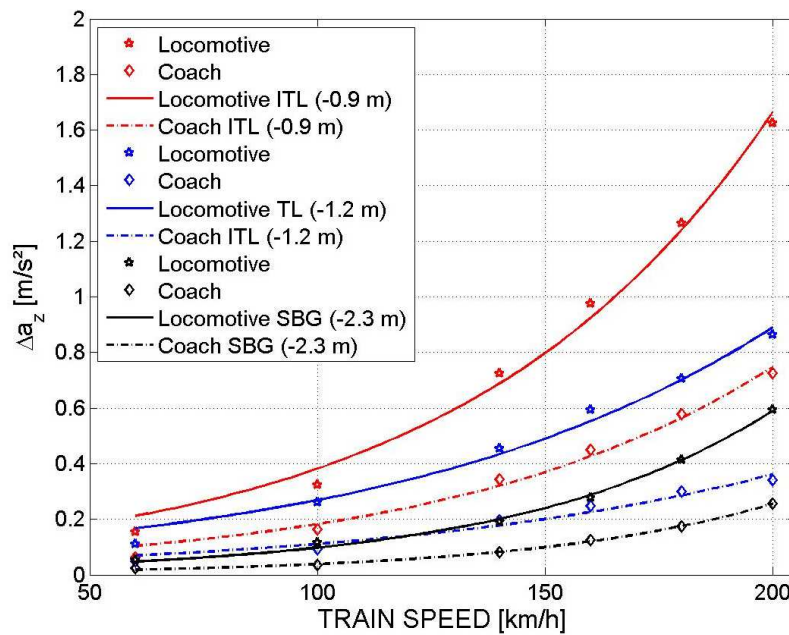


Figure V.13: Evolution du signal d'accélération maximale en fonction de la vitesse du train et de la profondeur du capteur (Lamas-Lopez, 2016)

L'analyse d'un signal d'accéléromètre permet d'appréhender l'accélération d'une particule de sol à une profondeur donnée. Si l'on double intègre cette valeur (Lamas-Lopez, 2016), on obtient le déplacement de cette même particule dans le massif de sol (Figure V.14).

Ainsi, on constate qu'à partir de 100 km/h, on obtient une amplification de l'accélération mettant en évidence la transition entre le comportement quasi statique obtenu à 60 km/h et les vitesses au-delà. L'effet de la masse sur le déplacement de la particule du sol est également mis en avant. Cependant, les charges légères sont faiblement transmises au niveau de la couche de transition, mettant ainsi en avant l'effet de la dissipation de la charge au niveau du sol support.

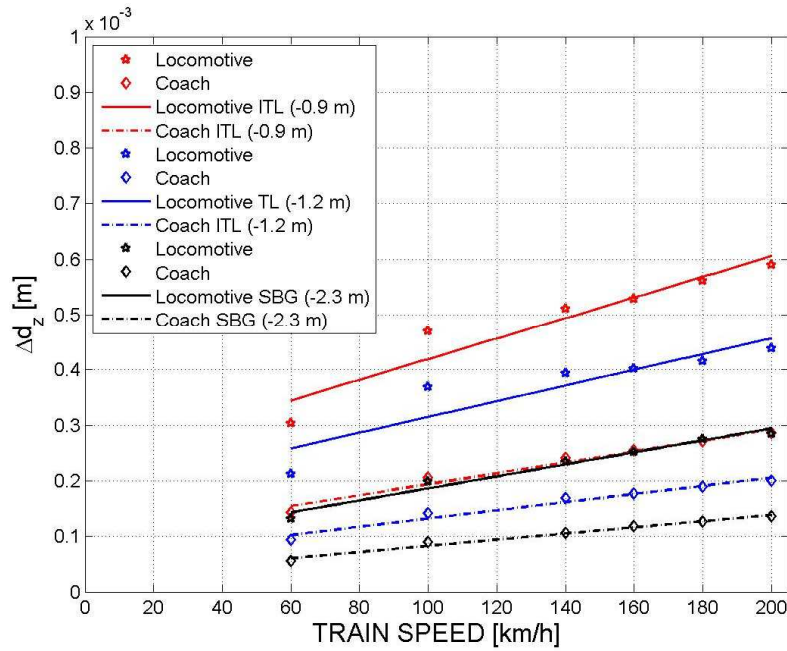


Figure V.14 : Evolution des déplacements verticaux en fonction de la masse à l'essieu, de la vitesse du train et de la profondeur du capteur (Lamas-Lopez, 2016)

Cette information est essentielle, car elle permet d'étudier la déformation d'une couche de sol face à une circulation. En effet, si l'on part du postulat que la sollicitation ferroviaire est homogène tout au long de la zone d'essai et que les capteurs mis en œuvre ont été positionnés de la même façon quel que soit le forage, il est alors possible de calculer la déformation de la couche en faisant translater les accéléromètres pour les superposer. La déformation est alors déduite par l'Équation V-1 :

$$\Delta \varepsilon_z = \frac{(u_2 - u_1) \times 100}{d}$$

Équation V-1

où u_i est le déplacement de l'accéléromètre à la position i et d est la distance entre ces deux capteurs. Quant au signal même de l'accéléromètre, celui-ci est translaté à l'aide de la formule suivante qui permet d'obtenir la même temporalité d'analyse de la sollicitation :

$$pos_{1-2} = dist_{1-2} \times f_s \times v_T$$

Équation V-2

avec $dist_{1-2}$ la distance entre les accéléromètres, f_s la fréquence d'acquisition, et v_T la vitesse du train.

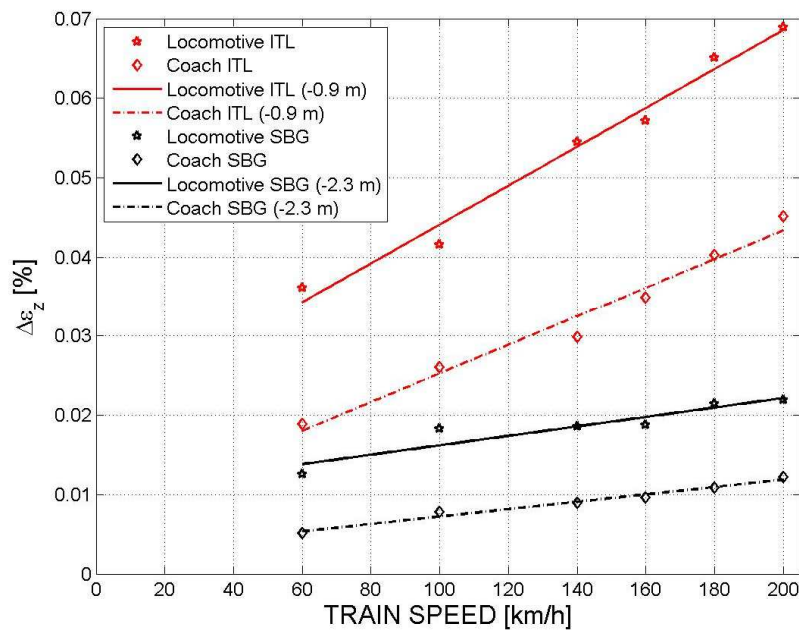


Figure V.15: Déformation maximale de la couche de sol en fonction de la masse du mobile et de la vitesse (Lamas-Lopez, 2016)

La Figure V.15 présente la déformation calculée dans la couche intermédiaire (-0,9 / 1,2 m) et dans le sol support (1,2 / 2,3m). Ce graphique montre une amplitude de déformation plus importante dans la couche intermédiaire (0,06%) que dans le sol support (0,02%). Cela montre bien la capacité de la structure d'assise à absorber les déformations afin de diminuer les sollicitations appliquées au sol support. Concernant l'effet de la vitesse et de la charge sur la déformation du sol, la Figure V.15 met en évidence l'effet de ces sollicitations sur le comportement du sol. Ainsi, à l'inverse de l'accélération, la charge quasi statique joue un rôle sur la déformation de la couche sous-jacente. Comme nous l'avons vu précédemment, l'augmentation de la vitesse a une influence plus importante sur la couche structurante (couche intermédiaire) qu'en profondeur. Cette figure met également en lumière le rôle de la couche de transition qui, de par sa constitution, joue également un rôle mécanique non négligeable et assure la stabilité de la voie. Enfin, la déformation est proportionnelle à la masse de l'essieu.

b. Effet de la vitesse sur la contrainte appliquée au sol

Dans le cadre des essais organisés avec le train d'essai, la réponse des capteurs de contrainte a également été étudiée pour connaître l'influence de la vitesse sur la contrainte appliquée au sein des différentes couches. La Figure V.16 présente l'évolution de la contrainte au passage des circulations, et ce en fonction de la profondeur du capteur. Comme pour la déformation du sol, on constate là aussi une

proportionnalité entre la charge à l'essieu et la contrainte appliquée à la couche. Ce diagramme met en évidence l'impact négligeable, en profondeur (2,30 m), de la vitesse. A l'inverse, on observe en surface une augmentation de la contrainte en fonction de la vitesse. Cela met en avant l'effet de la sollicitation dynamique des circulations sur le comportement du sol et donc sur l'augmentation de la contrainte appliquée à celui-ci.

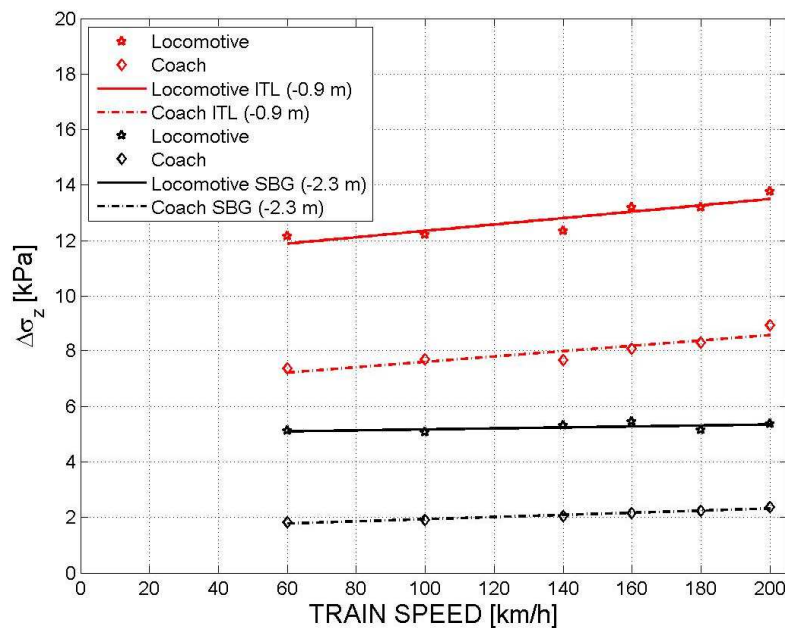


Figure V.16 : Contrainte maximale mesurée en fonction de la vitesse et de la masse du mobile (Lamas-Lopez, 2016)

La Figure V.17 normalise l'effet de l'amplification dynamique de la charge par rapport à la vitesse donnée par le ratio suivant : $\sigma_{zV/t} / \sigma_{z60}$. On constate que l'amplification dynamique est fonction de la masse du mobile et que celle-ci est identique, quelle que soit la position du capteur (couche intermédiaire ou sol support). Ainsi, pour une locomotive de 22,5 t/e, l'amplification dynamique entre une circulation à 60 km/h et 200 km/h est de 20%. Concernant l'amplification imposée par une voiture passager, celle-ci est de 10%.

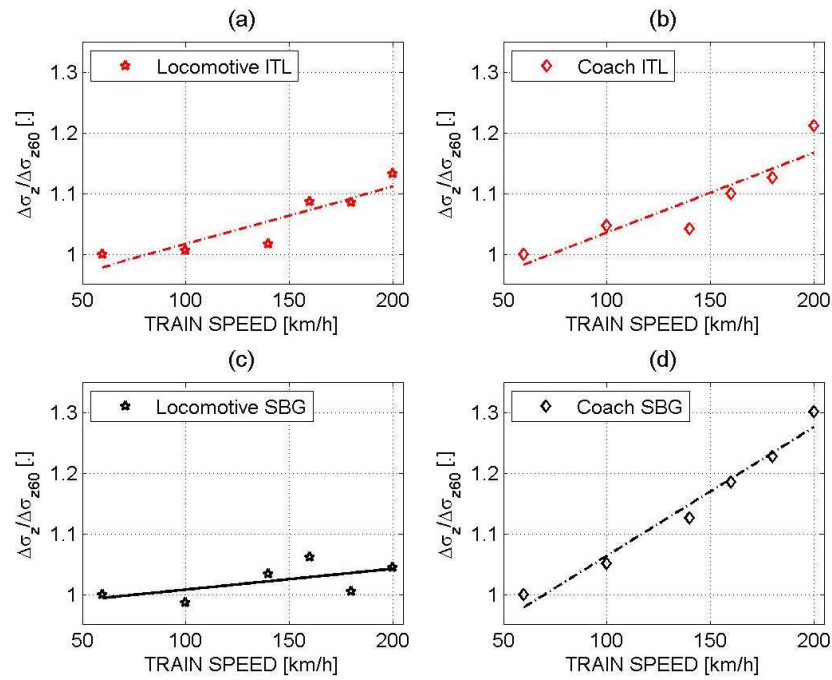


Figure V.17 : Amplification dynamique de la contrainte en fonction de la vitesse et de la masse du mobile (Lamas-Lopez, 2016)

c. Impact de la vitesse sur le module réversible du sol

L'analyse du comportement du sol en contrainte/déformation permet de définir le module réversible d'une couche à partir de l'analyse des boucles d'hystérésis induites par les circulations (Figure V.18).

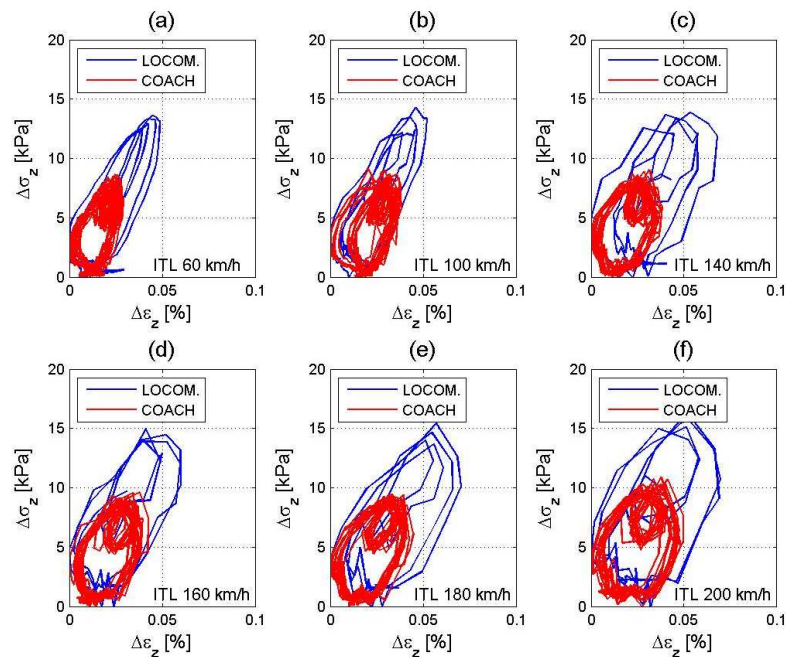


Figure V.18 : Comportement de la couche en contrainte déformation à différentes vitesses (Lamas-Lopez, 2016)

Ce module permet de caractériser le comportement mécanique du sol soumis à un chargement dynamique. Il définit, après relâchement de la contrainte appliquée, la déformation réversible ε_r (récupérée) et la déformation plastique ε_p qui s'accumule dans le matériau et dégrade sa résistance aux sollicitations. Le M_r est obtenu à l'aide de la relation suivante : $M_r = \sigma_q / \varepsilon_r$

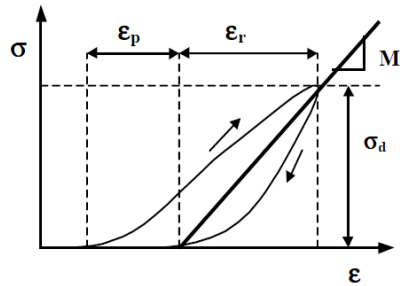


Figure V.19 : Définition du module réversible (M_r)

L'analyse du comportement cyclique du matériau permet également d'estimer le coefficient d'amortissement de celui-ci. Cette valeur indique la capacité du matériau à dissiper de l'énergie. Ce coefficient D_r peut être estimé par l'Équation V-3 :

$$D_r = \left(\frac{E_{\text{boucle}}}{4 \times \pi \times E_d} \right)$$

Équation V-3

L'énergie transférée au système E_{boucle} correspond à la surface de la boucle d'hystérésis tandis que E_d définit l'énergie dissipée dans le système ; elle est déterminée par la relation suivante (Équation V-4) :

$$E_d = \left(\frac{\max \Delta q \times \Delta \varepsilon_{\max \Delta a}}{2} \right)$$

Équation V-4

La Figure V.20 montre l'effet du train d'essai circulant à différentes vitesses sur le M_r et le coefficient d'amortissement du sol.

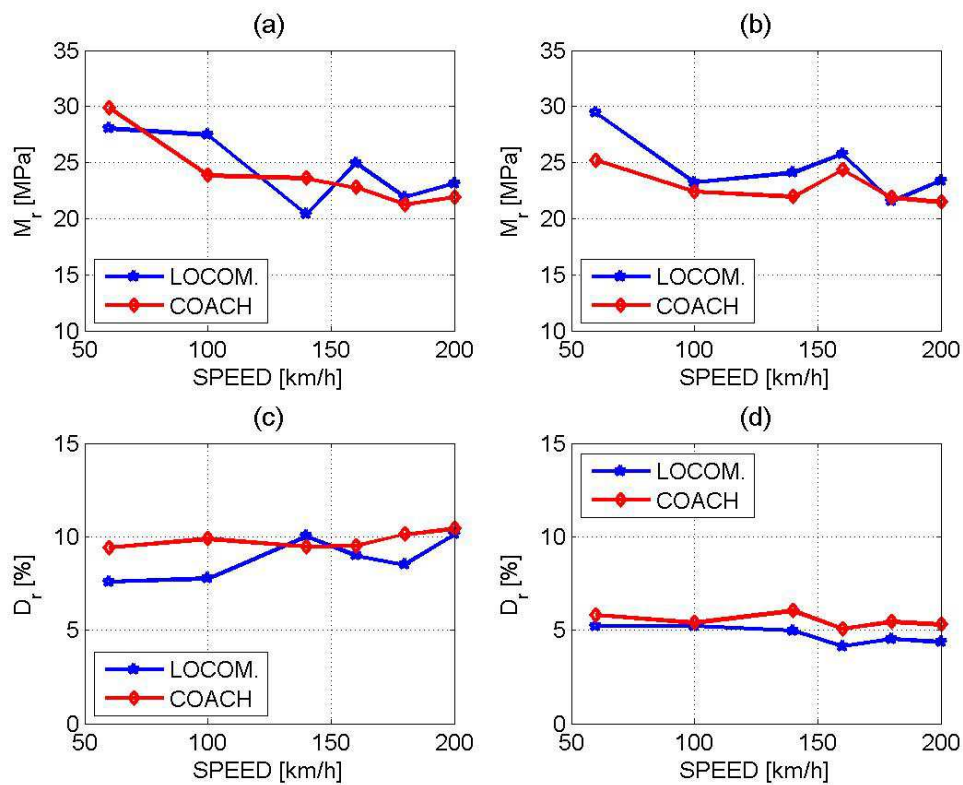


Figure V.20 : Evolution du M_r et du D_r en fonction de la vitesse et de la charge du mobile, pour la couche intermédiaire (a, c) et le sol support (b, d) (Lamas-Lopez, 2016)

Ce schéma met en avant la décroissance du M_r lorsque la vitesse des circulations augmente, qui est évaluée à environ 15%. Cependant, on constate que la masse de la voiture n'a que peu d'impact sur le comportement mécanique du sol, dès lors que le train roule à une vitesse supérieure à 100 km/h. Ce diagramme met également en avant le fait que le comportement mécanique du sol support est de la couche intermédiaire est sensiblement le même.

Si l'on regarde le coefficient d'amortissement du sol, on s'aperçoit que la valeur est la même, quelle que soit la vitesse du train ; mais qu'elle évolue en fonction de la masse à l'essieu de celui-ci. Un autre point important à noter est la différence des résultats obtenus dans la couche intermédiaire et dans le sol support qui est d'un ordre 2. Cela peut en partie être expliqué par la nature même de ces sols. En effet, la couche intermédiaire est un matériau constitué de gros grains qui permettent de mieux emmagasiner la sollicitation et par conséquent sa capacité à dissiper l'énergie. A l'inverse, le sol support est majoritairement constitué de fines particules qui ne peuvent pas jouer ce rôle.

d. Analyse de la réponse du sol face aux circulations commerciale

Après avoir analysé la réponse de la structure ferroviaire vis-à-vis d'une circulation de référence matérialisée par le train d'essai de l'AEF, il est nécessaire d'étudier la réponse des capteurs pour voir si les constats faits précédemment peuvent être généralisés. Pour ce faire, Lamas-Lopez a analysé 1 790 trains intercitys, conformément à celui de l'AEF, circulant à des vitesses comprises entre 60 et 200 km/h pendant cinq mois.

Si l'on regarde réponse des accéléromètres (Figure V.21), on constate que l'accélération obtenue est identique à celle obtenue lors de la campagne d'essai (Figure V.13).

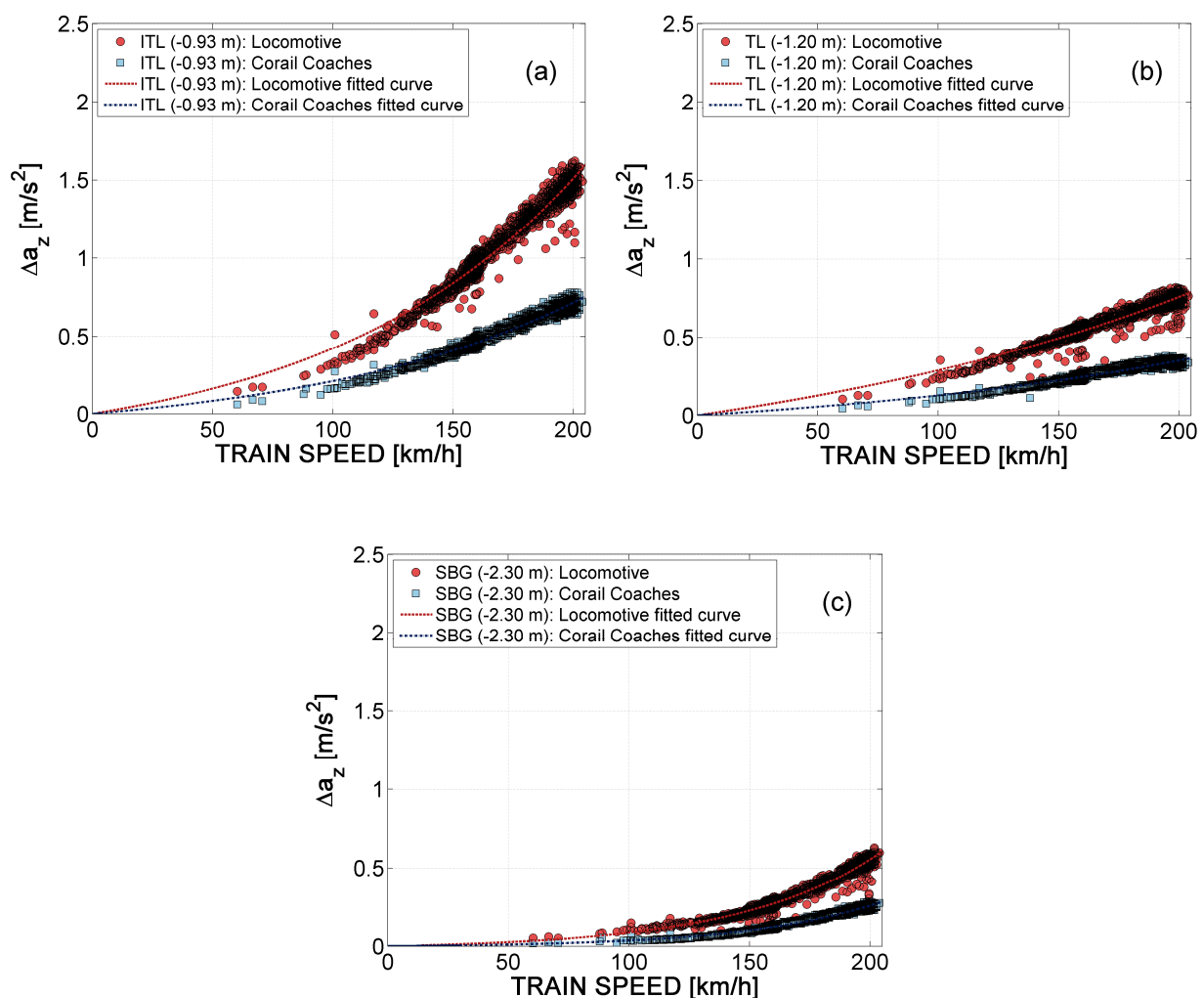


Figure V.21 : Amplitude maximale des accélérations induites par les essieux des locomotives et des wagons : a) couche intermédiaire ; b) couche de transition ; c) sol (Lamas-Lopez, 2016)

Concernant le déplacement des particules de sol (Figure V.22), le constat est également le même, à savoir une augmentation des déplacements avec la vitesse (Figure V.14). Il est à noter toutefois que quelques mesures, obtenues pour des trains circulant à grande vitesse, sont plus élevées que la majorité des valeurs enregistrées. Cela peut s'expliquer par le fait que lorsque les roues ont des défauts de circularité, l'augmentation de vitesse accroît leur effet en provoquant un effort dynamique plus important et par conséquent une déformation supérieure à la normale.

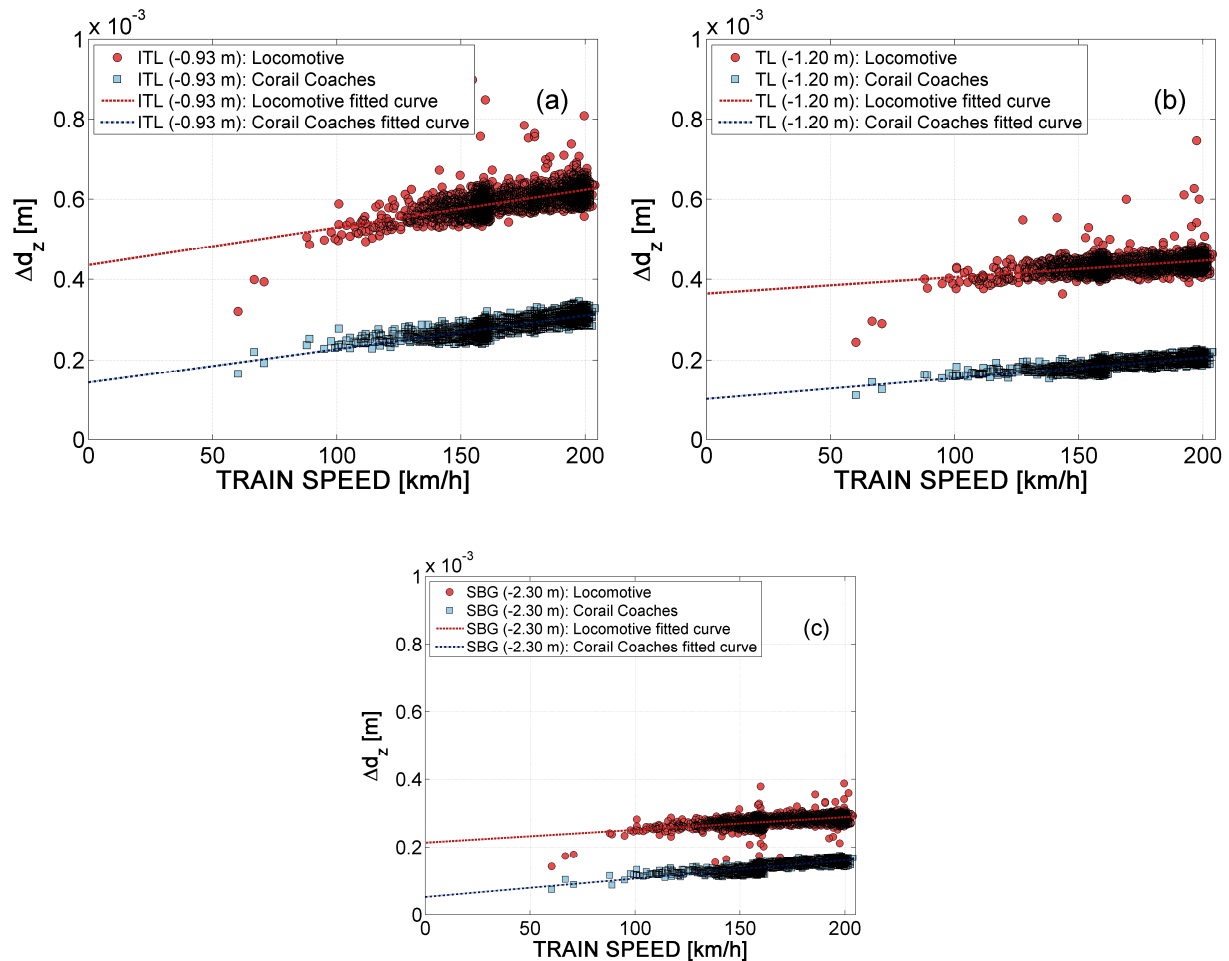


Figure V.22 : Amplitude maximale des accélérations induites par les essieux des locomotives et des wagons : a) couche intermédiaire ; b) couche de transition ; c) sol (Lamas-Lopez, 2016)

Enfin, les valeurs de déformation obtenues (Figure V.23) sont également identiques à celle relevée lors du passage du train d'essai (Figure V.15).

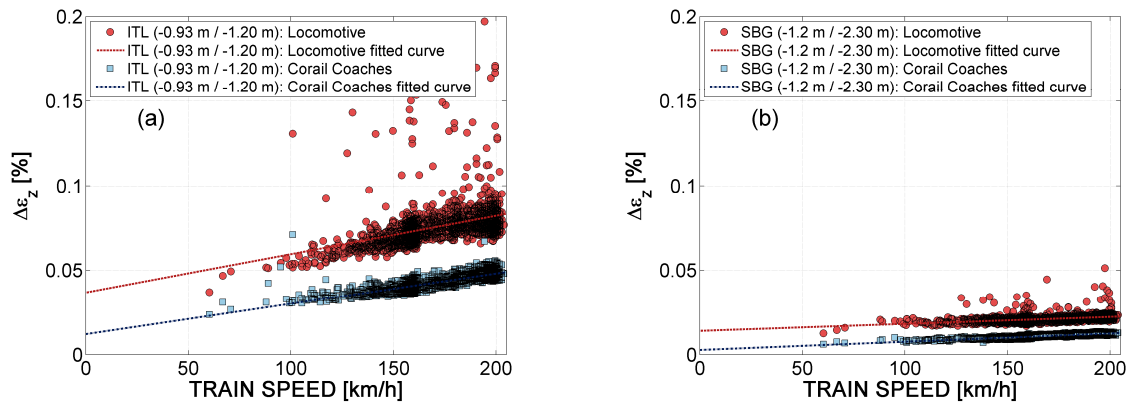


Figure V.23 : Amplitude de déformation induite par l'essieu d'une locomotive ou d'un wagon :

a) couche intermédiaire ; b) sol (Lamas-Lopez, 2016)

La réponse des capteurs de pression (Figure V.24) est conforme à celle obtenue lors des tests réalisés par l'AEF. Là encore comme pour les mesures de déplacement, on observe quelques hétérogénéités dans les valeurs pour les vitesses comprises entre 160 et 200 km/h. Il s'agit probablement des mêmes engins ; ces écarts de mesure sont imputables à des défauts de contact entre le rail et la roue engendrant des efforts dynamiques supplémentaires.

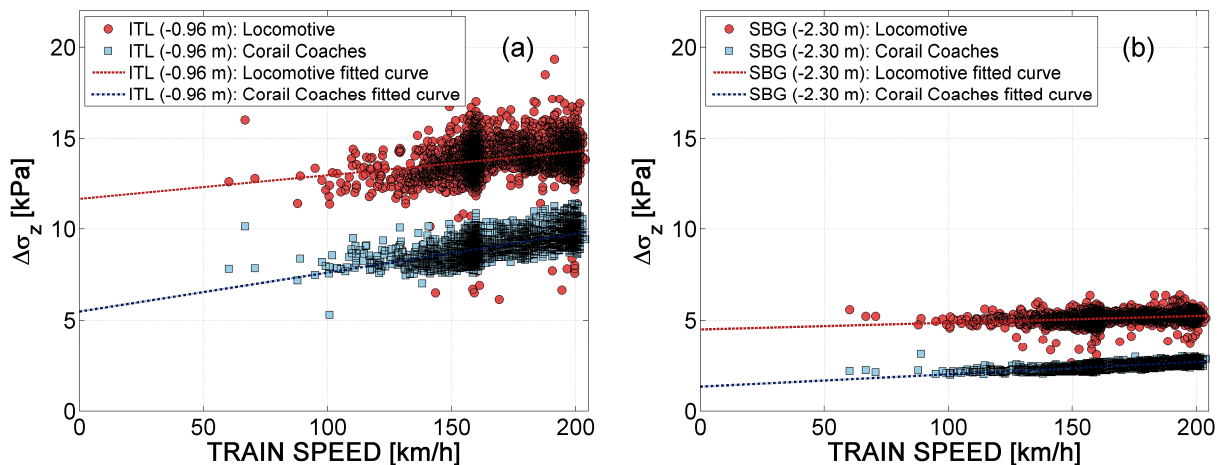


Figure V.24 : Amplitude de contrainte induite par l'essieu d'une locomotive ou d'un wagon :

a) couche intermédiaire ; b) sol (Lamas-Lopez, 2016)

Enfin les analyses permettant de déterminer le M_R du sol, mettent en évidence, comme lors des essais de l'AEF, que le module décroît avec la vitesse. Cependant, on constate un effet plus marqué de la profondeur sur l'atténuation de l'effet de la vitesse dans l'évolution du M_R .

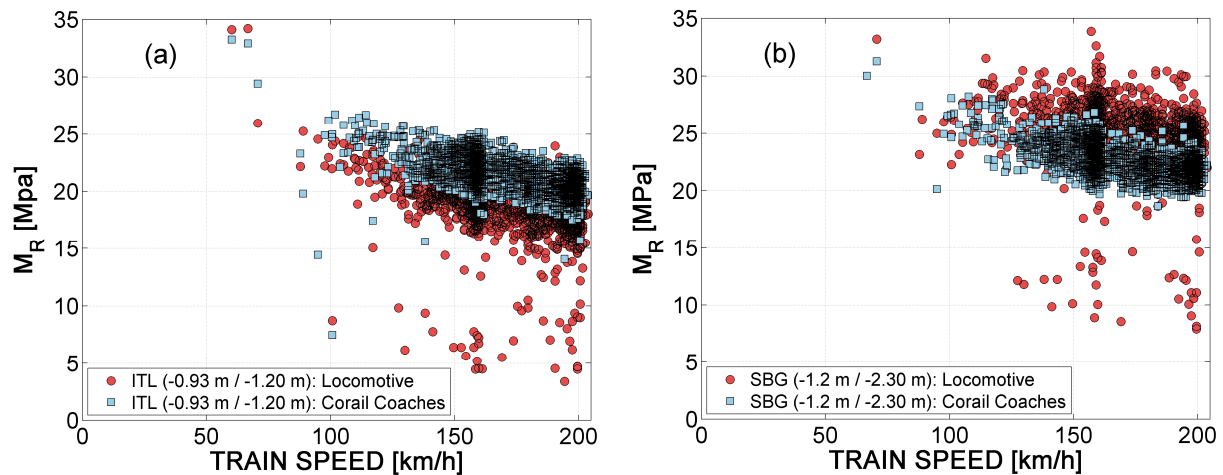


Figure V.25 : Estimation du module réversible induit par l'essieu d'une locomotive ou d'un wagon :

a) couche intermédiaire ; b) sol (Lamas-Lopez, 2016)

e. Conclusion

La similitude des résultats obtenus lors de l'acquisition en continu sur les trains commerciaux et ceux obtenus avec le train d'essai de l'AEF met en avant la fiabilité du dispositif de mesure mis en œuvre. Celui-ci a permis de mettre en évidence l'influence de la vitesse et de la charge sur l'évolution des paramètres, tels que la déformation, la contrainte et le M_R . On constate également une augmentation de l'ensemble de ces valeurs lorsque le train circule à une vitesse supérieure ou égale à 160 km/h. Cette information est intéressante, car à mettre en relation avec les référentiels SNCF (IN 0260) actuels qui demande de prendre en compte dès 160 km/h l'effet dynamique des circulations. Cette prise en compte implique la mise en œuvre d'une épaisseur plus importante de structure d'assise. Cependant, le comportement intrinsèque de la couche intermédiaire dépend de sa capacité à accepter la charge tout en retrouvant son niveau de déformation initial (ϵ_r). Par ailleurs, l'effet de la vitesse sur le coefficient d'amortissement est intéressant. En effet, l'on constate que celui-ci est principalement dépendant de la charge à l'essieu et non de la vitesse.

L'ensemble de cette analyse a permis d'étudier le comportement de la couche intermédiaire dans son environnement et soumise à de chargements réels. Pour mieux appréhender le comportement même de ce matériau, il est nécessaire de procéder à des modifications de ses paramètres d'état. Ainsi, il a été réalisé des essais de laboratoire afin d'étudier le comportement hydromécanique de la

couche intermédiaire en environnement maîtrisé (laboratoire). C'est l'objet de la prochaine partie de ce chapitre.

B. Essais de laboratoire : prise en compte de l'amplification de sollicitation

Comme on vient de le voir, le comportement mécanique de la couche intermédiaire dépend de la teneur en eau du sol sur lequel circulent les trains. Au cours de leurs travaux, Trinh (2011) et Duong (2014) ont mis en avance l'effet négatif de l'eau sur le comportement de la couche intermédiaire. Lamas-Lopez a ainsi prolongé l'étude du comportement dynamique en laboratoire à l'aide d'essais triaxiaux. Pour ce faire, il a reconstitué un sol modèle correspondant à celui prélevé sur le site de Sénissiat dans le cadre des travaux de Trinh (2011 ; Figure V.26). Lamas-Lopez a constitué deux éprouvettes à différentes teneurs en eau. La première est à la teneur en eau de l'optimum proctor ($p_d = 2.2 \text{ Mg/m}^3$), soit 4,3%, et la seconde correspond à la teneur en eau à la saturation, soit 10%.

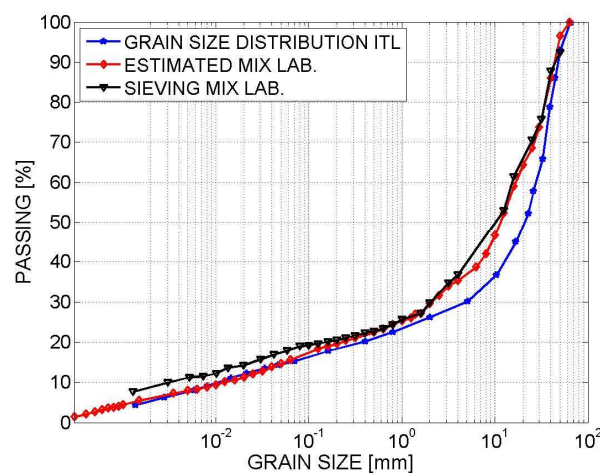


Figure V.26 : courbe granulométrique de la couche intermédiaire reconstituée. Comparaison avec la couche intermédiaire du site de Sénissiat (Lamas-Lopez, 2016)

Chaque échantillon a été sollicité par un niveau de chargement correspondant à celui appliqué au niveau de la couche intermédiaire à savoir de $\Delta q = 10 \text{ kPa}$ à $\Delta q = 30 \text{ kPa}$ (avec un incrément de charge de 5 kPa ; Figure V.27).

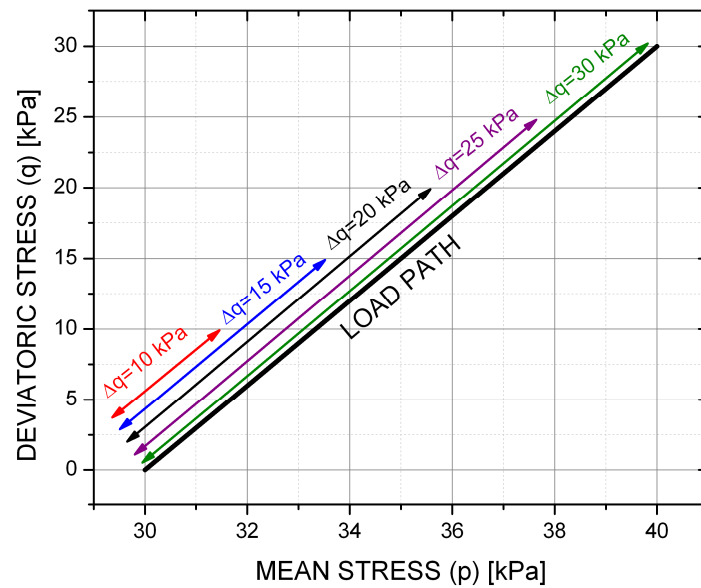


Figure V.27 : Chemin de chargement (q - p) des éprouvettes (Lamas-Lopez, 2016)

L'effet de la vitesse a été pris en compte en simulant trois vitesses de train (100, 160 et 200 km/h ; Figure V.28). L'objectif de ces essais est d'analyser le comportement hydromécanique de la couche intermédiaire sous les effets de la fréquence et de l'amplitude de chargement.

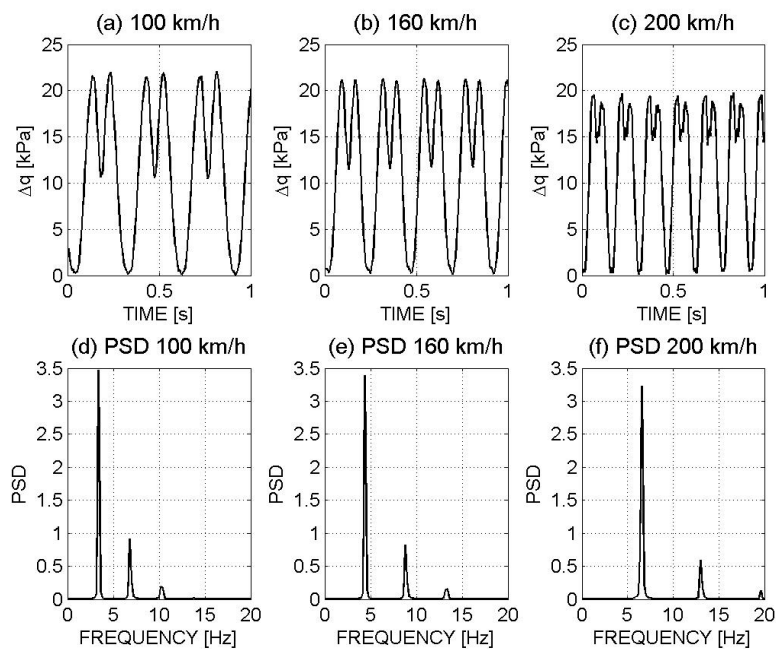


Figure V.28 : Contrainte appliquée à l'échantillon en fonction de la vitesse et indication de la fréquence la plus énergétique (Lamas-Lopez, 2016)

La Figure V.29 représente le chemin de chargement réalisé pour l'éprouvette saturée et non saturée.

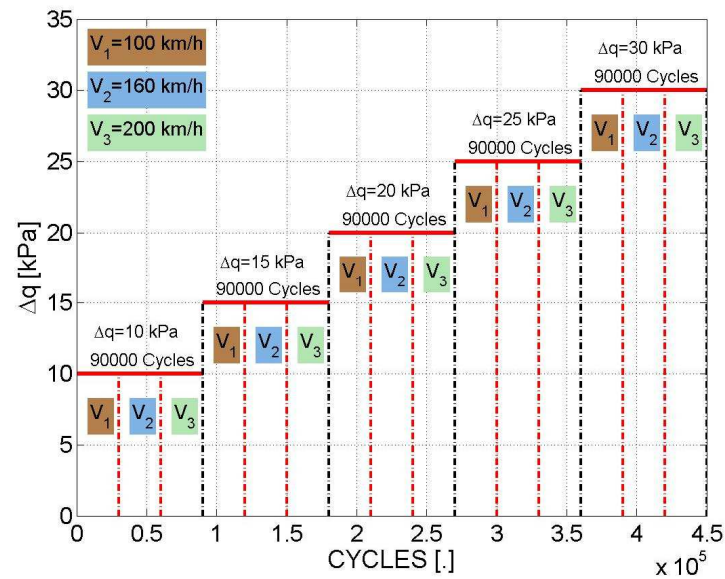


Figure V.29 : sollicitation cyclique appliquée à l'échantillon (Lamas-Lopez, 2016)

a. Analyse des résultats

Si l'on regarde les résultats de ces essais de manière générale, la Figure V.30 a, b, c montre que le module de l'échantillon décroît lorsque celui-ci est saturé en eau. Si l'on regarde plus précisément le résultat de ces essais en fonction de la vitesse d'excitation, on remarque que la charge, pour les vitesses de 100 et 160 km/h (Figure V.30 a et b) n'ont pas d'influence sur le comportement mécanique du matériau, à l'inverse de la teneur en eau.

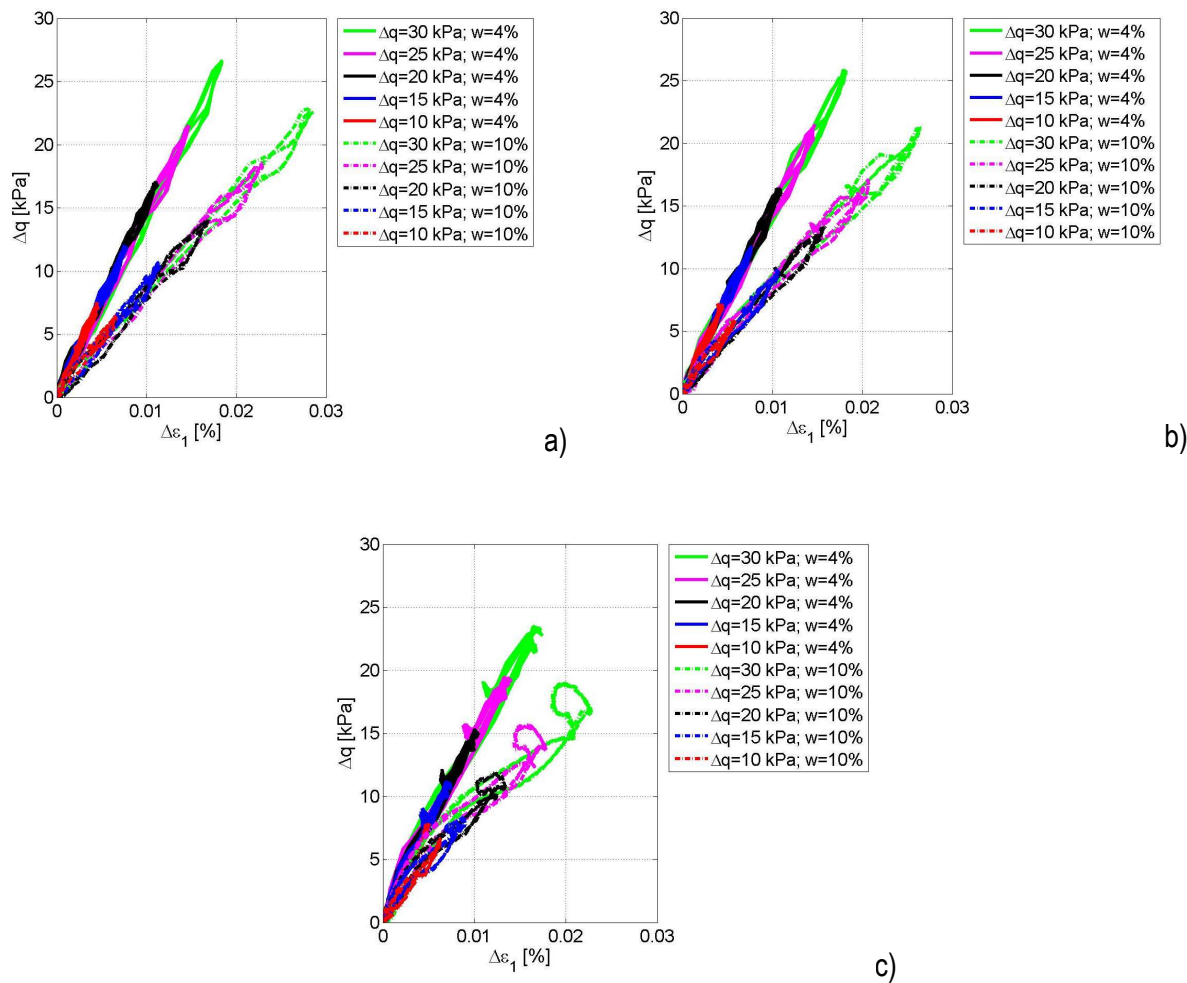


Figure V.30 : Comportement du sol sous chargement (contrainte/déformation) en de la vitesse : a) 100 km/h ; b) 160 km/h ; c) 200 km/h (Lamas-Lopez, 2016)

Mais pour une fréquence d'excitation équivalente à 200 km/h, l'effet de l'amplitude de chargement est visible pour l'échantillon saturé avec, une augmentation des déformations permanentes plus importantes que pour les deux vitesses précédentes. Concernant le comportement de l'échantillon à l'OPM, l'effet de la charge n'est pas visible.

Si l'on analyse le module réversible (M_r), on observe que la teneur en eau a un effet très important sur la décroissance du M_r (Figure V.31). La perte de module est d'environ 35% pour de faibles contraintes déviatoriques et de 50% pour le déviateur maximal ($\Delta q=30$ kPa).

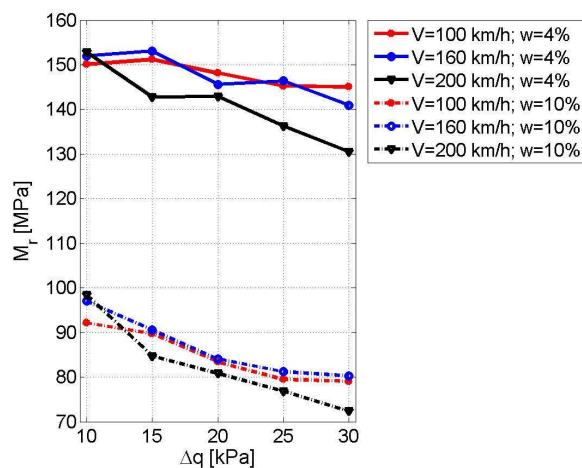


Figure V.31: Evolution du M_r en fonction de la teneur en eau de l'éprouvette et de la contrainte de confinement (Lamas-Lopez, 2016)

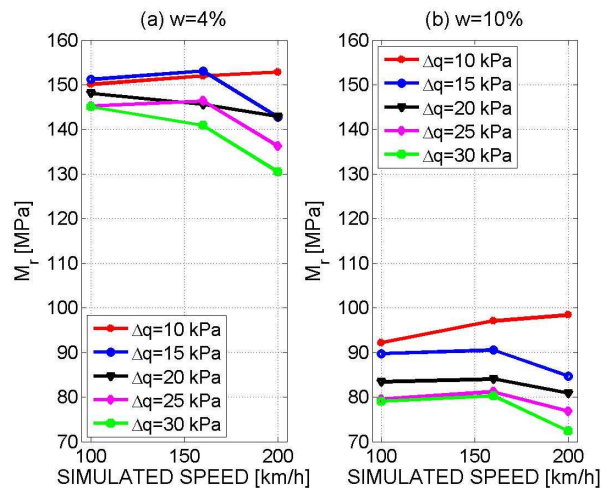


Figure V.32: Evolution du M_r en fonction de la teneur en eau de l'éprouvette et de la vitesse (Lamas-Lopez, 2016)

Pour ce qui est de l'effet de la vitesse sur le comportement du M_r , on observe un seuil à 160 km/h où le module subit une perte importante de ses caractéristiques. Cependant, à faibles valeurs de déviateur, le module réversible a tendance à augmenter. Cette augmentation peut être expliquée par un écroutissage du matériau lors des deux premiers paliers de chargement (100 et 160 km/h) ayant pour conséquence d'avoir densifié l'échantillon avant la dernière sollicitation simulant la vitesse de 200 km/h.

L'analyse du coefficient d'amortissement met en évidence la diminution de celui-ci lorsque le confinement de l'échantillon augmente (Figure V.33). Tout comme le M_r , le comportement de l'échantillon est modifié au-delà de 160 km/h (Figure V.34). La valeur d'amortissement est presque doublée entre ces deux vitesses. Pour ce qui est de l'effet de la teneur en eau, celle-ci n'a pas d'impact sur le coefficient d'amortissement de l'échantillon de la couche intermédiaire.

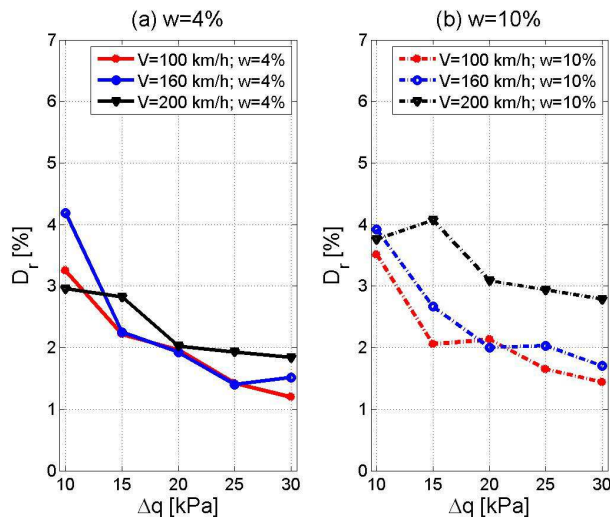


Figure V.33 : Evolution du coefficient d'amortissement en fonction de la teneur en eau et de la contrainte de confinement (Lamas-Lopez, 2016)

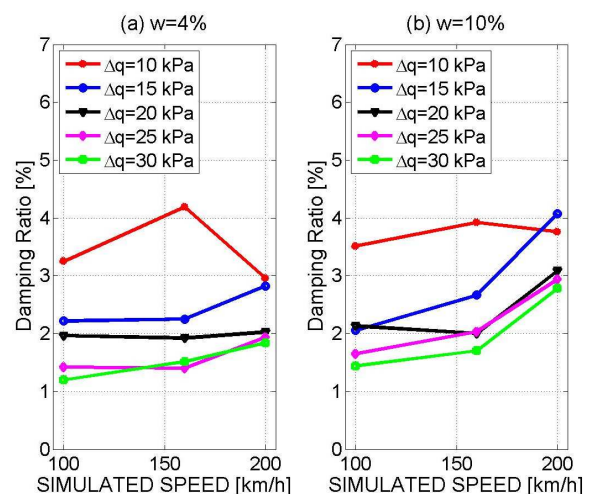


Figure V.34 : Evolution du coefficient d'amortissement en fonction de la teneur en eau et de la vitesse (Lamas-Lopez, 2016)

b. Conclusion

Les essais menés par Lamas-Lopez ont permis de mettre en avant l'effet de la teneur en eau sur le comportement cyclique du sol. Il ressort de ces essais que lorsque l'échantillon est saturé, le module réversible M_r est deux fois inférieur à celui de l'éprouvette à la teneur en eau à l'OPM. Ces essais mettent également en avant l'effet de la « vitesse » sur le comportement du sol. Ainsi, au-delà de la 160 km/h, le module réversible de l'échantillon diminue d'une dizaine de pour cent. Cela peut être expliqué, comme a pu le montrer Duong (2013), par le fait que face à des sollicitations cycliques importantes (i.e. fréquence), le sol ne peut dissiper les surpressions interstitielles développées au sein du massif de sol. Si la tendance observée est inférieure à celle obtenue lors des essais in situ, cela peut être expliqué par la perméabilité même du sol. En effet, les éprouvettes de laboratoire étant moins perméables que le sol naturel de Vierzon, la pression interstitielle se dissipe moins facilement.

La tendance du coefficient d'amortissement est elle aussi liée à la teneur en eau de l'éprouvette. On remarque que l'amortissement est plus important (1 point supérieur) lorsque l'échantillon est saturé et que, là encore, le paramètre vitesse est important. Cela peut être expliqué par le fait que l'énergie transmise au sol est emmagasinée par l'eau contenue dans le massif de sol. Cependant, lorsque le sol est plus confiné, l'amortissement diminue du fait de la contrainte de confinement appliquée à l'échantillon.

Dans le cadre de ses travaux, Lamas-Lopez montre l'influence des sollicitations sur le comportement de la couche intermédiaire. Cependant, pour l'approche de dimensionnement, il est nécessaire de regarder l'effet du trafic sur le comportement de l'armement, et sur le comportement de la structure d'assise. A ce titre, divers travaux ont été menés par la SNCF pour appréhender ces impacts en créant la notion de groupe Demaux et en adaptant la loi de Dormon au ferroviaire. Ces deux points sont abordés ci-après.

C. Prise en compte des modifications de trafic dans le dimensionnement de la voie ferrée

Ces dernières années, les projets ferroviaires ont consisté en la création de lignes nouvelles, permettant de relier à grande vitesse les principales villes françaises. Mais du fait du coût de telles infrastructures et de l'impact environnemental de celles-ci, il est nécessaire de s'appuyer sur le réseau des lignes classique pour développer l'offre de service existante. Ainsi, afin d'augmenter la qualité du réseau ferré national, de nombreuses lignes classiques vont faire l'objet de travaux de modernisation qui permettront d'augmenter la vitesse nominale et de la charge à l'essieu. Comme on a vu initialement, cette augmentation peut s'accompagner d'une évolution du groupe UIC qui caractérise le trafic circulant sur la voie. Cependant, avant d'accepter les évolutions des circulations, il est nécessaire de vérifier l'aptitude de la voie à résister au trafic et l'effet des sollicitations sur le comportement du sol support. Pour ce faire, il est nécessaire de déterminer respectivement le groupe Demaux de la ligne et l'influence de la masse des circulations sur le comportement de la couche intermédiaire. Ces deux notions sont détaillées ici.

1. Prise en compte des circulations dans le dimensionnement de la voie

La notion des groupes Demaux (SNCF 2003) trouve son origine dans les années 1940 lors de la réunification des cinq réseaux historiques. Cette union impliquait la circulation de matériel roulant différent tant au niveau de vitesse qu'au niveau de charge à l'essieu. De plus, les règles de conception concernant l'armement étaient également disparates sur ces cinq compagnies. Ainsi, l'interpénétration entre les réseaux des machines à vapeur et de leur tender sur un armement disparate a donc fait apparaître la nécessité d'unifier les règles d'acceptation du matériel roulant. Pour ce faire, une « Commission de circulation des machines » fut créée portant le nom de « Commission Demaux ». Cette dernière avait pour mission d'établir une méthode homogène de classement du matériel roulant permettant leur circulation sur le nouveau réseau ferré national. Ainsi, la commission a généralisé sur

l'ensemble du réseau SNCF les règles de circulation des machines et tenders en considérant les règles les plus libérales qui se justifiaient d'un point de vue de la sécurité des circulations.

Cependant, chacune des Régions travaillait avec ses propres règles de circulation souvent construite de façon empirique. La commission se proposa donc de classer en groupe d'une part les voies comparables et d'autre part les machines comparables en fonction des coefficients d'assimilation. La commission décida, compte tenu de la grande hétérogénéité de voie, de comparer entre eux les différents armements à l'aide de la formule suivante (Équation V-5) :

$$\frac{\left(\frac{I}{v}\right)}{l}$$

Équation V-5

Avec I le moment d'inertie du rail, considéré à demi usure verticale, par rapport à l'axe neutre horizontal ; v la distance verticale entre l'axe neutre horizontal et la fibre la plus éloignée ; l correspond à l'espacement entre axe des traverses les plus écartées.

En parallèle, la commission fixa les critères pour comparer l'influence des circulations par la relation suivante :

$$K \frac{PL^2V^2}{1000E}$$

Équation V-6

Le paramètre K fait intervenir le rôle des bissels (essieu automoteur) et des bogies. Ainsi K vaut 0,5 à 0,6 en cas de présence de bogie, 0,7 à 0,8 si c'est un bissel et 1 en cas d'absence de bissel ou bogie. P est la masse (tonne) de la machine ; L sa longueur (m) hors tampon ; E son empattement (m). Ces paramètres caractérisent la motrice. Le terme V représente la vitesse (km/h) limite de la machine sur chaque ligne (le terme au carré permet de tenir compte de l'effet dynamique).

L'ensemble de ces paramètres a conduit à l'établissement du Tableau V.I :

Tableau V.I : Classement en groupe de voie comparable : les groupes Demaux

Voie		Numéros des groupes de voies et de machines	Machines à vapeur autorisées à circuler	
Armement	Valeur de $(l/v)/l$ (en mm ²)		Masse maximum de l'essieu le plus lourd	Valeur maximale de $K((PL^2V^2)/1000E)$
Très léger	100 à 140	1	17 t	3 500
Léger	141 à 179	2	18 t	5 500
Moyen	180 à 235	3	20 t	9 300
Fort	236 à 350	4	21 t 6	15 500
Très fort	> 350	5	23 t	19 000

Du fait de l'harmonisation des spécifications du matériel roulant, le critère lié aux machines à peu à peu disparu dans l'analyse de la fatigue de la voie. Aujourd'hui, les groupes Demaux comparent encore entre eux les divers types d'armement de la voie qui caractérisent le comportement du rail à la flexion sous charge verticale. Là encore cinq groupes ont été définis (Tableau V.II) pour lesquels une relation est établie :

- Pour les circulations voyageuses, cette relation intègre : le rapport $(l/v)/L$ de l'armement ; la masse à l'essieu du véhicule ; la vitesse maximale du mobile et l'insuffisance de dévers maximale.
- Pour les circulations FRET, cette relation intègre : le rapport $(l/v)/L$ de l'armement ; la vitesse maximale du mobile et l'insuffisance de dévers maximale la charge à l'essieu des wagons et le tonnage moyen mensuel FRET.

Tableau V.II : Groupe Demaux actuellement en vigueur

$(l/v)/l$ (mm ²)	100 à 140	141 à 179	180 à 235	236 à 300	300 à 350	> 350
Groupe DEMAUX	1	2	3	4 bas	4 haut	5

Comme on vient de voir, le groupe Demaux permet de prendre en compte exclusivement le comportement de l'armement sous l'action des charges roulantes. Cependant, cette approche ne permet pas d'intégrer l'effet des charges roulantes sur la couche intermédiaire. C'est pourquoi, il a été nécessaire d'identifier une méthode permettant d'intégrer le comportement de la couche intermédiaire et du ballast sous l'action des circulations. Le Tableau V.III montre comment actuellement la notion de

groupe Demaux est utilisée pour déterminer en fonction de l'armement la vitesse maximale de la ligne mais également l'insuffisance de dévers maximal et exceptionnel.

Tableau V.III: Condition d'armement pour les circulations des trains voyageurs (type III)
sur des voies des 5^{ème} et 4^{ème} groupe Demaux

Type de Rail Vignole	Type de pose	Type de traverses (plancher homogène)	Espace maxi entre axes de traverses (m)	(l/V)/L mini du rail à ½ usure (mm ²)	Vitesse maxi (km/h)	Insuffisance de dévers maximale (mm) Normale / except		
≥ 50 kg /m U50, U36, U50E, U55, U39, UIC54, UIC60, U80.	LRS (abouts chutés pour BN soudées si V > 160 km/h) Ou BN 18m mini pour V < 140 km/h ⁽¹⁾	U41, U30, U31, RS, SL, VAX U, TB. (2)	0.60	373	220	160	160 ⁽⁴⁾	
			0.62	361	160	160	160	
		U21, U20. (3)	0.64	350	130	150	160	
			0.67	336	120	150	160	
			U21, U20. (3)	0.60	373	160	160	180
				0.62	361	160	160	160
≥ 46 kg/m (rail unifié nécessaire pour V>135 km/h)	LRS Ou BN 18m mini pour V < 140 km/h ⁽¹⁾	U41, U30, U31, RS, SL, VAX U. (2)		0.60	301	160	160	180
				0.62	292	140	160	160
		U21, U20, TB. (3)	0.67	271	120	150	160	
			U21, U20, TB. (3)	0.64	350	130	150	160
				0.67	336	120	150	160
				0.62	292	135	160	160
0.67	271	120		150	160			

Cependant, comme on vient de le voir avec l'exemple ci-dessus, les outils permettant de déterminer le potentiel de la voie ne concerne que l'armement. Il est donc nécessaire de regarder comment la structure d'assise peut être prise en compte dans la détermination du potentiel mécanique résiduel de la voie ferrée. Le prochain chapitre met en lumière les premiers travaux réalisés dans le domaine routier et ferroviaire, qui permet d'appréhender l'effet de la charge et de la vitesse sur le comportement de la couche de fondation.

2. Influence des charges à l'essieu dans le dimensionnement de la couche intermédiaire

Dans son approche de dimensionnement, la méthode routière permet d'intégrer l'agressivité du matériel roulant en prenant en compte la charge à l'essieu du véhicule et le type de structure (α) sur lequel il circule. L'agressivité A est estimée vis-à-vis de l'endommagement à la fatigue de la chaussée, qui

correspond à la dégradation causée par un essieu de charge P , par rapport à l'essieu de référence P_0 . Le type d'essieu sollicitant la structure (simple, tandem ou tridem) est intégré par l'intermédiaire du coefficient K . L'agressivité est calculée à l'aide de l'Équation V-7 :

$$A = K \left(\frac{P}{P_0} \right)^\alpha$$

Équation V-7

Comme nous l'avons indiqué précédemment, les coefficients K et α dépendent de la nature du matériau et de la structure de chaussée. Le Tableau V.IV synthétise les valeurs moyennes de ces coefficients, en fonction de la nature de la structure.

Tableau V.IV : Valeur des paramètres K et α pour le calcul d'agressivité d'un essieu routier

	α	K		
		Essieu simple	Essieu tandem	Essieu tridem
Structures souple et bitumineuse	5	1	0,75	1,1
Structures semi-rigide	12	1	12	113
Structures en béton				
- dalles	12	1	12	113
- béton armé ou continu	12	1	/	/

Concernant la sous-couche ferroviaire, une étude réalisée par le Centre d'Etude Technique et d'Expérimentation (CETE) Normandie Centre a montré que le coefficient α pour une structure ferroviaire était de 5.8 (SNCF, 2002), ce qui permet d'apparenter la sous-couche ferroviaire à une structure souple au titre de la classification SETRA-LCPC.

Pour ce qui est de l'approche ferroviaire, le groupe de travail UIC 7/H/14 a travaillé sur « l'adaptation de la plateforme dans l'optique des circulations à grande vitesse et de l'augmentation de la charge à l'essieu ». Les résultats de ce travail ont été exposés par Sauvage (1978) qui consiste à caler un modèle de calcul sur des constatations empiriques. Celles-ci sont les suivantes :

- Pour une PF1, une épaisseur de couche d'assise supérieure ou égale à 60 cm donne systématiquement de bons résultats en termes de tenue du nivellement de la voie. Lorsque l'épaisseur est inférieure à 35 cm, la géométrie est systématiquement médiocre.
- Pour une PF3, une épaisseur de couche d'assise de 35 cm est dans ce cas suffisante pour assurer le maintien de la géométrie de la voie.

Classiquement, la contrainte appliquée au niveau du sol support est calculée à l'aide de la formule de Boussinesq. Le calage de ce diagramme (Figure V.35) est réalisé en prenant en compte l'étude réalisée par Profillidis qui a permis de déterminer, pour une plateforme et pour une épaisseur donnée, la contrainte appliquée au niveau du sol support. Cependant, cette approche permet de ne prendre en compte que le comportement mécanique du sol, et non l'évolution du trafic.

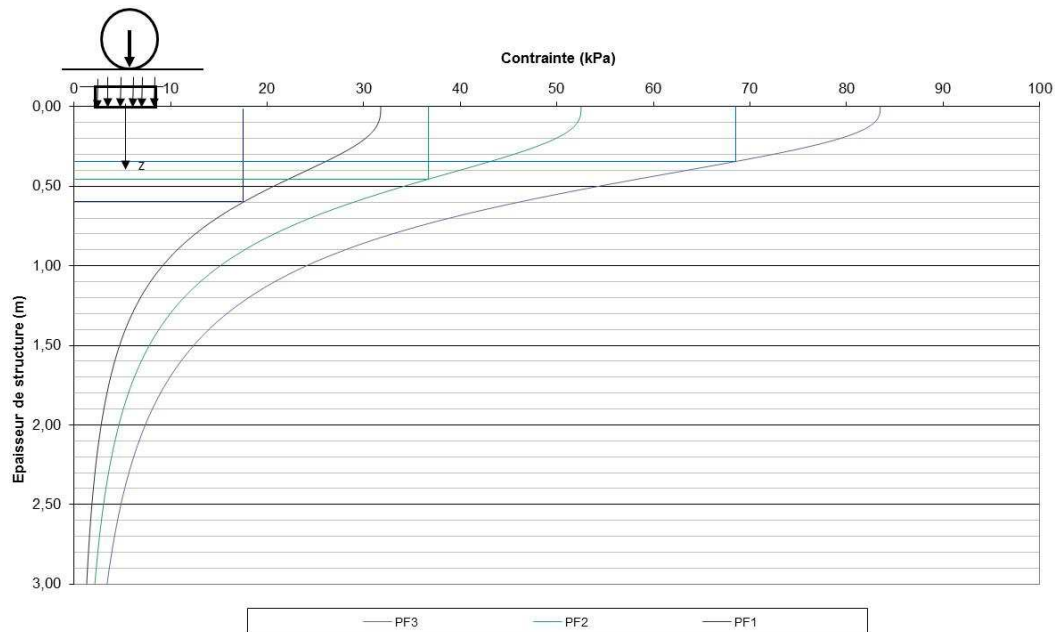


Figure V.35 : Calage des contraintes σ_i en fonction de l'épaisseur de la structure d'assise (ballast – Sous couche)

La prise en compte du trafic est envisageable en utilisant la loi de Dormon, qui permet d'appréhender la déformation maximale admissible des sols soumis à des charges roulantes. Cette loi est caractérisée par la relation Équation V-8, en admettant la proportionnalité entre la déformation unitaire et la contrainte (comportement purement élastique).

$$\frac{\sigma'}{\sigma} = \left(\frac{T/P}{T'/P'} \right)^{\alpha}$$

Équation V-8

avec T le tonnage circulé (Mg), P la charge à l'essieu (Mg) et σ les sollicitations à la plateforme (kPa).

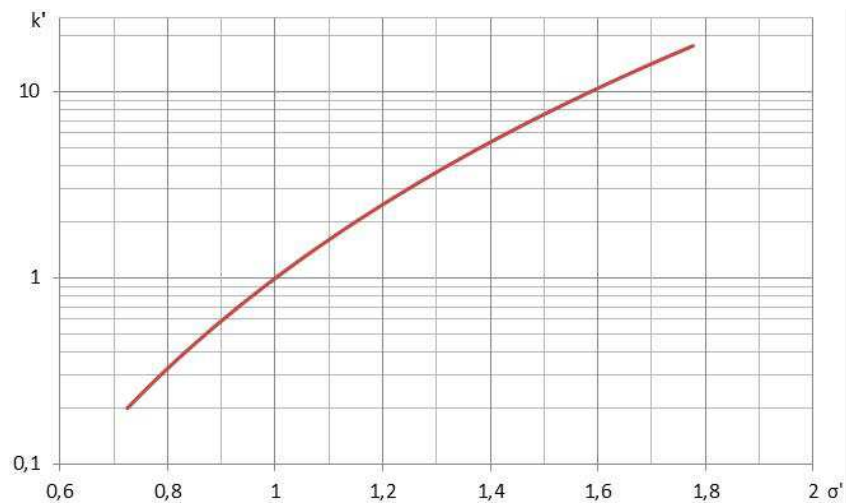
Ainsi, en connaissant le trafic journalier théorique, défini dans la fiche UIC 714R, et la charge à l'essieu maximale sur la ligne, il est possible de déterminer l'impact en termes de contrainte d'une augmentation de trafic aussi bien en nombre qu'en charge à l'essieu sur le comportement de la couche intermédiaire.

Dans la même optique, on peut intégrer l'effet du coefficient d'entretien k dans les sollicitations appliquées à la plateforme. Si l'on considère que pour une ligne donnée, construite dans les Règles de l'Art, le coefficient de maintenance k de la voie est de 1, il est aisé d'extrapoler l'effet de l'augmentation des circulations (en nombre ou en masse) sur le coefficient k. L'Équation V-9 et la *Figure V.36* permettent de visualiser l'effet de l'augmentation de la charge sur la dégradation de la voie.

$$\sigma'_i = \sigma \left(\frac{k'}{k} \right)^{\alpha}$$

Équation V-9

Ainsi, si l'on double les sollicitations sur la plateforme, le coefficient k fait plus que quintupler, ce qui implique en théorie cinq fois plus de maintenance sur le tronçon ayant subi cette évolution de trafic.



- Figure V.36 : Relation entre le coefficient d'entretien de l'assise k et la sollicitation sur la plateforme.

D. Discussion

Les différents essais réalisés (laboratoire et in situ) dans le cadre de la thèse de Lamas-Lopez (2016), ont permis d'appréhender l'influence de la vitesse et de la charge sur le comportement de la couche intermédiaire. La tendance des résultats montre que lorsque la vitesse augmente, les déformations (Figure V.15) observées dans le matériau augmentent également. On n'a pas observé une déformation exponentielle au-delà de la vitesse de 160 km/h qui est, selon les référentiels SNCF, le seuil au-delà duquel il est nécessaire de prendre en compte l'effet dynamique. Cependant, le niveau de déformation est également dépendant de la masse à l'essieu du mobile. Plus la charge est importante, plus la déformation est élevée sans pour autant suivre une loi de proportionnalité. L'effet de la charge (Figure V.16) s'observe directement sur la sollicitation appliquée au niveau de chacune des couches, là où, à l'inverse de la déformation, l'écart entre les valeurs est proportionnel au rapport des masses. Ce diagramme met également en évidence l'impact de la couche intermédiaire sur la diminution de la contrainte appliquée au sol support. Cela permet d'augmenter la longévité du matériau ou permet à celui-ci de supporter une charge roulante plus importante.

Comme on a vu précédemment, la pérennité de la couche intermédiaire ne peut être étudiée sans prendre en compte l'influence de l'eau. Comme Duong (2013) l'a montré, un sol saturé, au sein duquel les surpressions ne pourraient se dissiper, amène à une liquéfaction du matériau et ainsi à des remontées boueuses. Lamas-Lopez a donc regardé comment se comportait un échantillon de couche intermédiaire à deux teneurs en eau différentes (OPM et saturé). Les résultats montrent que lorsque l'échantillon est saturé, les déformations permanentes sont plus importantes. Pour ce qui est de l'effet

de la vitesse, les résultats ont mis en avant que pour une fréquence d'excitation équivalente à 200 km/h, l'effet de l'amplitude de chargement est visible sur l'échantillon saturé, où l'on note une augmentation des déformations permanentes plus importante.

Dans l'approche de dimensionnement, il est important de prendre en compte le module réversible (M_r) du matériau qui définit sa capacité à subir des sollicitations sans occasionner de déformation irréversible. Cette notion peut s'apparenter au potentiel mécanique d'une couche et ainsi sa capacité à subir des évolutions de sollicitation (vitesse et charge). Dans le cadre des essais réalisés avec l'AEF, on observe une décroissance du M_r avec la vitesse. Cependant, la charge à l'essieu semble ne pas avoir d'influence sur le comportement de ce module. Les effets de la charge et de la vitesse sont également pris en compte dans les approches de dimensionnement des voies ferrées. Les référentiels SNCF prennent en compte ce paramètre de deux façons. La première est l'intégration d'une épaisseur minimale de structure d'assise pour prendre en compte ces deux facteurs. La seconde joue sur l'armement qui est dimensionné en fonction du trafic qui emprunte la voie (loi de Demaux).

Ces approches sont très empiriques. Elles ont été fiabilisées par les retours d'expérience successifs faits sur le terrain, mais ne permettent pas d'optimiser les épaisseurs de matériaux mis en œuvre. Il est nécessaire à ce jour d'avoir une approche dimensionnelle rationnelle qui permettent d'intégrer le comportement hydromécanique de la plateforme, le type de convoi et l'impact d'une éventuelle évolution de celui. Cet aspect sera abordé dans le prochain chapitre avec la proposition d'une nouvelle approche de dimensionnement.

VI. VERS UNE NOUVELLE APPROCHE DE DIMENSIONNEMENT DES STRUCTURES D'ASSISE FERROVIAIRES

Les chapitres précédents sont consacrés à la caractérisation du comportement hydromécanique de la couche intermédiaire vis-à-vis de sollicitations ferroviaires. Dans ce chapitre, on essaye de faire le lien entre les résultats obtenus en laboratoire, sur les sites modèles et le comportement réel de la voie ferrée, à l'échelle du RFN, ce qui permettra d'évaluer si la structure de la voie est apte à accepter un nouveau type de circulation (charge et/ou vitesse).

Plus précisément, le présent chapitre vise à estimer le potentiel mécanique résiduel de la couche intermédiaire, et à proposer ainsi une nouvelle approche de dimensionnement. Cette méthode est basée sur l'analyse mécanique de la couche intermédiaire, mais également sur l'effort de maintenance appliqué à l'échelle du tronçon de ligne étudié. Enfin, L'analyse des conditions technico-économiques proposées, doivent permettre de décider s'il est nécessaire de refaire des travaux de réfection de la couche intermédiaire ou si des travaux de voie (relevage, RVB, RB...) permettraient de retrouver une ligne répondant aux normes de maintenance. In fine, ce travail doit permettre de proposer un outil de diagnostic de tronçon, lors des préparations des travaux de RVB, afin de définir une typologie de travaux adaptée à la spécificité des zones rencontrées et des nouveaux objectifs assignés aux tronçons.

A. Analyse du comportement mécanique de la couche intermédiaire

L'analyse du comportement mécanique de la couche intermédiaire est basée sur la vérification du comportement mécanique de celle-ci à l'aide du logiciel de dimensionnement routier Alizé (LCPC, 1998). Le choix de ce logiciel, validé dans le domaine routier, pour déterminer les propriétés de la couche intermédiaire (module de Young, épaisseur) nécessaire pour accepter un trafic donné, a été fait car il permet de tenir compte du trafic, mais également de la nature des matériaux mis en œuvre. Ce logiciel permet d'avoir une approche rationnelle du dimensionnement à la différence d'autres méthodes utilisées dans le mode qui privilégie une approche empirique. Nous pouvons par exemple citer la méthode anglaise DMRB (Design Manual for Road and Bridges) qui est basée sur la valeur CBR (Californian Bearing Ratio) ; la méthode américaine AASHO (American Association of State Highway Officials) qui base son dimensionnement sur la qualité de service, perçue par les usagés. Ces méthodes atteignent rapidement leurs limites du fait de l'impossibilité de réaliser des dimensionnements

pour des matériaux ou configurations qui n'entrent pas dans le cadre de retour d'expérience préalablement effectué. C'est pour cela que la modélisation mécanique répond aux problèmes soulevés dans le cadre de ce mémoire.

Il est à noter également que ce logiciel Alizé a déjà été utilisé par la SNCF pour dimensionner des structures ferroviaires. Les résultats de modélisations obtenus, ont été comparés aux résultats de modélisations 3D (CESAR LCPC). L'écart de résultats obtenu entre ces deux logiciels a été considéré comme acceptable pour que Alizé soit utilisé en ingénierie ferroviaire. De plus, la faible quantité de données d'entrée nécessaires au dimensionnement (module de Young, trafic) et le temps de calcul permettent d'obtenir des informations fiables rapidement, ce qui est bien adapté aux besoins d'ingénierie.

1. Approche de dimensionnement Alizé

Le logiciel Alizé permet de déterminer les contraintes engendrées dans la chaussée par une charge. Ce logiciel se base sur le modèle multicouches de Burmister (Perret, 2004) qui décrit la structure de chaussée comme étant une superposition de couches à comportement élastique linéaire, homogène, isotrope, d'épaisseur donnée et dont les interfaces sont soit collées, soit décollées, soit glissantes. Ces couches surmontent une couche de sol d'épaisseur infinie (Figure VI.1). La charge appliquée à la surface de la structure est modélisée par disque de rayon r exerçant une pression uniforme q .

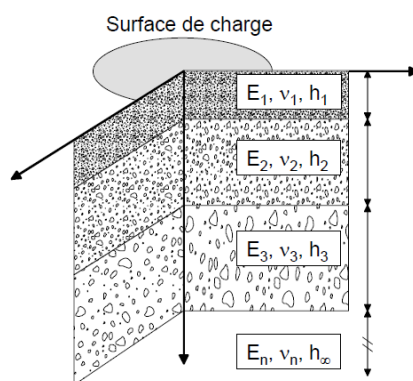


Figure VI.1 : Modèle de Burmister (Perret, 2004)

Le modèle restitue ainsi les tenseurs de contrainte et de déformation à l'intérieur des couches modélisées, qui sont comparés aux contraintes et déformations maximales admissibles par la structure de chaussée. Ces données sont obtenues après avoir caractérisé le trafic équivalent circulant annuellement (trafic moyen journalier TMJ) sur la structure et la durée de vie souhaitée de la chaussée étudiée (Chap. I.3.a). Dans le cas des matériaux non traités, la vérification porte sur le comportement

de deux matériaux non traités, la couche intermédiaire et le sol support. Dans ce cas, le dimensionnement de la structure de chaussée est réalisé vis-à-vis du risque d'orniérage du support, en limitant sa déformation verticale ε_z (SETRA, 1994).

Ainsi, au vu des paramètres nécessaires au dimensionnement des structures de chaussée, il convient de connaître le module de Young (E) de la couche intermédiaire ainsi que son épaisseur. Seul ces deux paramètres sont nécessaires étant donné que la classe de portance du sol support est donnée par la qualité de sol définie par les référentiels SNCF à savoir S_i .

a. Apport des nouveaux outils dans la caractérisation mécanique de la CI

Comme nous avons vu précédemment, la détermination des épaisseurs de couche et de son module élastique est essentielle pour appréhender le comportement de la couche intermédiaire à la déformation permanente et ainsi sa capacité à accepter un trafic donné. Pour ce faire, il est nécessaire d'utiliser des outils de faible encombrement permettant d'obtenir ces informations sans avoir à déposer la voie pour minimiser l'impact des reconnaissances sur l'exploitation commerciale. Depuis les années 2010, la SNCF a travaillé au développement d'un nouveau dispositif permettant de diagnostiquer la structure d'assise. Le choix s'est porté sur l'utilisation couplée du géoradar et du Panda-endoscope pour caractériser l'état de la structure d'assise. Le géoradar de surface renseigne sur l'état du ballast et de la plateforme en continu, et le Panda-Endoscope caractérise les épaisseurs des couches en présence ainsi que la résistance de pointe (q_d) des matériaux traversés.

L'essai PANDA, pénétromètre dynamique à énergie variable, est réalisé conformément à la norme XP P 94 - 105 (AFNOR – 2000b). Il consiste à enfoncer au marteau, dans le sol, un train de tiges terminé par une pointe. A chaque battage, le PANDA mesure l'énergie de frappe apportée au système et la profondeur d'enfoncement de la pointe. Ces deux paramètres permettent de calculer la résistance du sol à l'aide de la formule des Hollandais (Équation VI-1) :

$$q_d = E \frac{M}{Ae'(M + P)}$$

Équation VI-1

Avec : q_d est la résistance de pointe ; E l'énergie apportée ; M la masse frappante ; A la section de la pointe en m^2 ; e' l'enfoncement ; P la masse de la tête de battage + tige + pointe. Les conditions permettant de rendre cette formule applicable sont: le sol est considéré comme ayant un comportement plastique parfait ; le frottement latéral le long de la tige est négligeable ; enfin toute l'énergie est transmise à la pointe par le dispositif de battage.

À la fin du sondage, un endoscope (caméra $\varnothing < 2 \text{ cm}^2$) est introduit dans la cavité laissée par le PANDA. Un enregistrement du passage caméra est alors réalisé permettant de déterminer et de délimiter les types de terrain rencontrés (Figure VI.2), la nature du colmatage, une saturation du sol en eau etc. L'endoscopie permet donc d'avoir une première donnée d'entrée concernant l'épaisseur des couches.

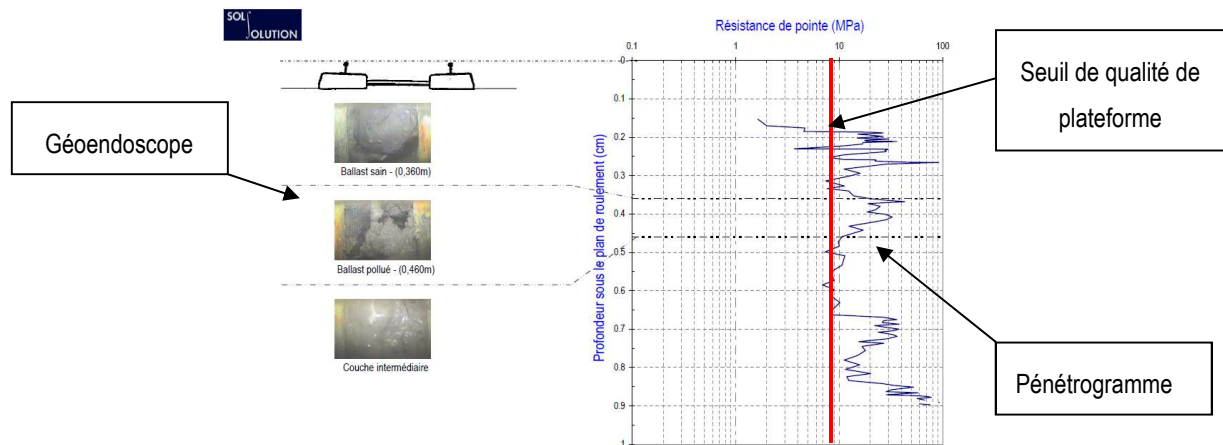


Figure VI.2 : Exemple de sortie graphique fournie par Sol Solution

La détermination du module d'élasticité (E) peut être faite à l'aide de la résistance de pointe. Ainsi, Chua (1998) a déterminé la relation entre la résistance de pointe (q_d) et le module d'élasticité (E) pour des matériaux de type gravier ou pierre concassée. Selon Chua, cette relation est donnée par l'Équation VI-2 :

$$E = 67,8xq_d^{0,55}$$

Équation VI-2

Ces approches pour estimer le module de Young sont très empiriques. Cependant, les derniers développements réalisés par l'entreprise Sol Solution sur l'outil Panda doivent permettre d'avoir une approche plus fine du module élastique des sols traversés. Cette dernière génération d'outil appelé Panda 3 (Benz et al. 2014) est équipée de différents capteurs permettant, en plus de la résistance de pointe q_d , d'obtenir la raideur dynamique k_d^{p3} , le module de déformation E_d^{p3} , mais également la célérité des ondes du sol c_s^{p3} .

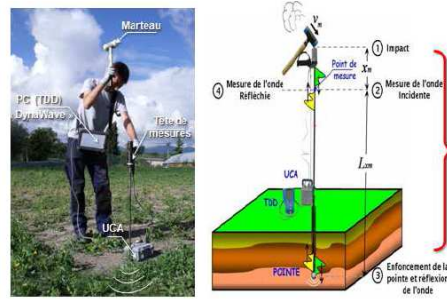


Figure VI.3 : Dispositif Panda 3® et représentation de la propagation d'onde le long du train de tige (Benz et al. 2014)

La vitesse des ondes de cisaillement est déduite de celle de compression. La célérité des ondes de compression (c_p) est obtenue en analysant pour chaque impact les pics d'ondes ascendantes et descendantes dans un espace-temps $t_0 + 2L_t/C_t$, permettant de calculer la valeur de c_p . La valeur des ondes de cisaillement en est déduite d'après l'Équation VI-5 où le coefficient de Poisson (ν) est pris égal à 0,33.

$$c_s = c_p \sqrt{(1 - 2\nu)/(1 + 2\nu)}$$

Équation VI-3

Cette dernière valeur est intéressante, car elle permet de faire un lien direct entre les ondes de cisaillement et le module de Young (Équation VI-4 & Équation VI-5) :

$$G_0 = \rho x v_s^2$$

Équation VI-4

$$E = G_0 x 2(1 + \nu)$$

Équation VI-5

Ainsi, à l'aide de cet outil, il est possible d'obtenir les informations (E, épaisseur des couches) nécessaires pour estimer le comportement de la couche intermédiaire à l'aide du logiciel Alizé.

b. Alizé appliqué au ferroviaire

Comme on a vu précédemment, le logiciel Alizé est adapté au dimensionnement des chaussées routières principalement réalisées à l'aide de matériaux liés de type bitumineux ou cimentaire. La question qui se pose est de connaître le domaine de validité de ce logiciel pour l'utilisation ferroviaire pour laquelle la couche intermédiaire est constituée exclusivement de matériaux granulaires non traités et de constitution hétérogène.

Hypothèse de calcul

La charge modélisée dans le logiciel Alizé est l'essieu de référence français, à roue jumelée de 130 kN exerçant une pression de 0,662 MPa sur le sol (SETRA, 1994). On a considéré ici un essieu standard de train d'une masse de 22,5 t, dont la charge est reprise à 50% par la traverse centrale et 25% sur les deux traverses encadrantes. Cependant, à l'inverse des sollicitations routières où la pression de pneu s'applique directement sur la chaussée, il y a entre la roue du train et le dessus de la couche intermédiaire une succession de matériaux et matériels qui diminuent la pression appliquée à la couche intermédiaire. Ainsi, pour déterminer la pression qui s'exerce à la base du ballast il est nécessaire de connaître la nature de l'armement et l'épaisseur de ballast défini par le référentiel SNCF (1996b). Pour cela, il est nécessaire de fixer les cas d'étude à analyser. Comme l'objectif de l'étude de cette thèse est de déterminer le « rôle de la couche intermédiaire dans le potentiel de la voie ferrée », on vise à déterminer si une couche intermédiaire peut accepter soit une augmentation de trafic, soit une augmentation de vitesse. Ces deux critères permettent de déterminer la constitution de l'armement et l'épaisseur de ballast (Tableau VI.1 & Tableau VI.2). Les critères repris sont :

- Le groupe UIC de la ligne, qui conditionne le trafic admissible de la ligne (Tableau VI.1).

La sélection s'est portée sur les groupes UIC 2 à 6. Les groupes 7 à 9 n'ont pas été intégrés à cette étude, car ils ne font pas actuellement l'objet d'une politique de régénération. Quant au groupe 1, n'étant pas présent sur le réseau, il n'est pas étudié.

Tableau VI.1 : Moyenne d'essieux journalier en fonction du groupe UIC

Groupe UIC	Valeur de caractéristique Tf2 (t/j)	Essieux journalier
Groupe 1	$Tf2 > 120000$	8000
Groupe 2	$120000 \geq Tf2 > 85000$	5333
Groupe 3	$85000 \geq Tf2 > 50000$	3778
Groupe 4	$50000 \geq Tf2 > 28000$	2222
Groupe 5	$28000 \geq Tf2 > 14000$	1244
Groupe 6	$14000 \geq Tf2 > 7000$	622
Groupe 7 : trains de voyageurs et marchandises	$7000 \geq Tf2 > 3500$	4149 (voyageurs) et 292 (fret)
Groupe 8 : trains de voyageurs et de marchandises	$3500 \geq Tf2 > 1500$	7607 (voyageurs) et 1291 (fret)
Groupe 9 : trains de voyageurs et de marchandises	$1500 \geq Tf2$	6288 (voyageurs) et 7942 (fret)

- Durée d'exploitation de la structure de voie : celle-ci est prise égale à 40 ans. Cette durée permet d'étudier le comportement de la couche intermédiaire entre deux opérations de renouvellement de voie et de ballast. Les circulations sont considérées comme étant homogènes tout au long de l'exploitation, aucun accroissement de trafic n'est intégré dans ce calcul. Ainsi, à partir de ce trafic cumulé sur 40 ans, il est possible d'apprécier la déformation verticale maximale admissible ($\varepsilon_{z adm}$) du sol.

- La vitesse maximale d'exploitation. Deux cas sont étudiés, un cas de ligne exploitée à vitesse inférieure ou égale à 160 km/h et le cas où la ligne est exploitée à plus de 160 km/h (Tableau VI.2). Cela permet notamment de regarder l'effet d'une augmentation de vitesse sur le comportement de la couche intermédiaire.

Tableau VI.2 : Constitution de l'armement et de l'épaisseur de ballast en fonction de la classe de ligne et de la vitesse

	Groupe UIC 1 à 4			Groupe UIC 5 à 6		
	rail (kg/m)	traverse	ballast (cm)	rail (kg/m)	traverse	ballast (cm)
$V \leq 160$ km/h	60	M 450	25	50	M 260	20
$V > 160$ km/h	60	M 450	30	60	M 450	30

- Enfin, la dernière variable est la qualité du sol support (S_0 , S_1 , S_2 , S_3) qui permet d'assimiler la nature du sol à une classe de portance PF_i (Tableau VI.3). Pour cette étude, le sol de type S_0 considéré comme non adapté au trafic (PF_0) n'a pas été intégré. Il est à noter que l'interface entre le sol support et la couche intermédiaire est considérée comme collée.

Tableau VI.3: Equivalence classe de sol / portance

	Classe de sol support							
	SNCF	SETRA / LCPC	SNCF	SETRA / LCPC	SNCF	SETRA / LCPC	SNCF	SETRA / LCPC
	S_0	PF_0	S_1	PF_1	S_2	PF_2	S_3	PF_{2+}
Portance (Ev2 - MPa)	< 30	< 20	30	20	50	50	80	80

A partir de ces informations, il est possible de déterminer la contrainte qui s'exerce sur le dessus de la couche intermédiaire. Le Tableau VI.4 présente la démarche ayant permis de déterminer la contrainte appliquée à la base du ballast pour un groupe de ligne classée entre UIC 1 et 4, et ce pour une vitesse de ligne inférieure ou égale à 160 km/h. Le Tableau VI.5 récapitule les valeurs de contrainte à la surface de la couche intermédiaire sous charge. La prise en compte de l'effet dynamique de la vitesse au-delà de 160 km/h a été intégrée en appliquant un coefficient dynamique à la charge de 1,20 conformément aux résultats présentés dans le chapitre V.

Tableau VI.4 : détermination de la pression à la base de la couche intermédiaire Groupe UIC 1-4 / $V \leq 160$ km/h

Charge		22,5t/essieu 50%		22,5t/essieu 25%	
Train	Qt	55.18	kN	27.59	kN
Rail	Qr	0.35	kN	0.35	kN
Traverse	Qtrav	1.47	kN	1.47	kN
		57.01	kN	29.42	kN
Géométrie de traverse					
Largeur	L	0.60	m	0.60	m
Longueur	B	0.84	m	0.84	m
Surface de traverse	S	0.50	m ²	0.50	m ²
Rayon équivalent	a	0.40	m	0.40	m ²
Ballast + Ballast pollué					
Poid volumique	r	20.00	kN/m ³	20.00	kN/m ³
Epaisseur	z	0.25	m	0.25	m
Surface de traverse	S	0.92	m ²	0.92	m ²
Pression de la couche ballast sur la CI	s _z	4.58	kN	4.58	kN
Pression uniforme sous le ballast					
Surface d'application de la charge	S	0.93	m ²	0.93	m ²
Pression uniforme sous ballast	P _{amin} (sans train)	6.91	kPa	6.91	kPa
	P _{amax} (avec train)	66.47	kPa	36.69	kPa

Tableau VI.5 : Synthèse des contraintes appliquées à la surface de la couche intermédiaire

		Groupe UIC 1 à 4		Groupe UIC 5 & 6	
		V ≤ 160 km/h	V > 160 km/h	V ≤ 160 km/h	V > 160 km/h
Pression uniforme sous ballast (kPa)	Traverse chargée à 50%	66.47	73.87	72.27	73.87
	Traverse chargée à 25%	36.69	41.6	39.11	41.6

L'ensemble de ces paramètres permettent de déterminer, selon une épaisseur de couche intermédiaire donnée, le module de Young nécessaire pour que les déformations admissibles à la base de celle-ci soient inférieures à celles théoriques admissibles. Le choix de se baser sur les déformations de la couche intermédiaire est cohérent avec les justifications routières, mais aussi et surtout par le comportement des sols non liés dont la dégradation est définie par un tassement irréversible caractérisé par le ε_6 . De plus, les valeurs obtenues sont cohérentes avec celles mesurées dans le cadre de la thèse de Lamas-Lopez (2016). L'analyse réalisée ici balaie des épaisseurs de couche intermédiaire de 10 à 35 cm avec un incrément d'épaisseur de 5 cm. Notons que la valeur minimale d'épaisseur de couche de 10 cm est très faible au regard des résultats de Duong (2013) (Cf Chapitre 4) qui montraient l'apparition de remontée boueuse à faibles épaisseurs. Il est cependant intéressant de vérifier les modules

nécessaires pour éviter l'apparition d'orniérage et de remontée boueuse pour voir si une structure ferroviaire peut être pérenne malgré une faible structure d'assise.

Etude théorique des groupes 2 à 6

L'étude théorique des groupes UIC 2 à 6 a pour but de déterminer le module élastique nécessaire pour que la couche intermédiaire soit en capacité de supporter un trafic donné ; c'est-à-dire que les déformations verticales calculées soient inférieures à $\varepsilon_{t \text{ adm}}$ défini préalablement. Ces seuils de déformations verticales admissibles ont été établis par le logiciel Alizé et sont repris dans le Tableau VI.6.

Tableau VI.6 : Déformation maximale admissible par le sol en fonction du groupe UIC

	Gpe 2	Gpe 3	Gpe 4	Gpe 5	Gpe 6
$\varepsilon_{t \text{ adm}}$ (μdef)	212,5	229,4	258,1	293,5	342,4

Le Tableau VI.7 présente les résultats pour un tronçon UIC 3 circulé à une vitesse inférieure ou égale à 160 km/h.

Une fois ces résultats obtenus, ils sont synthétisés sous forme de graphique (Figure VI.4) ce qui permet de mettre en évidence plusieurs points :

- La qualité du sol support est très importante pour la tenue mécanique de la couche intermédiaire. Ainsi, il est mis en évidence que pour les sols de qualité médiocre S1, il est nécessaire d'avoir un module d'élasticité de la couche intermédiaire très élevé pour un sol granulaire. Les modules deviennent cohérents seulement à partir d'une épaisseur de 30 cm.

Tableau VI.7 : Module de Young minimal permettant de supporter le trafic (Groupe 3)
en fonction de la qualité de la plateforme

Base de couche intermédiaire			
Effet de l'augmentation de la charge à l'essieu			

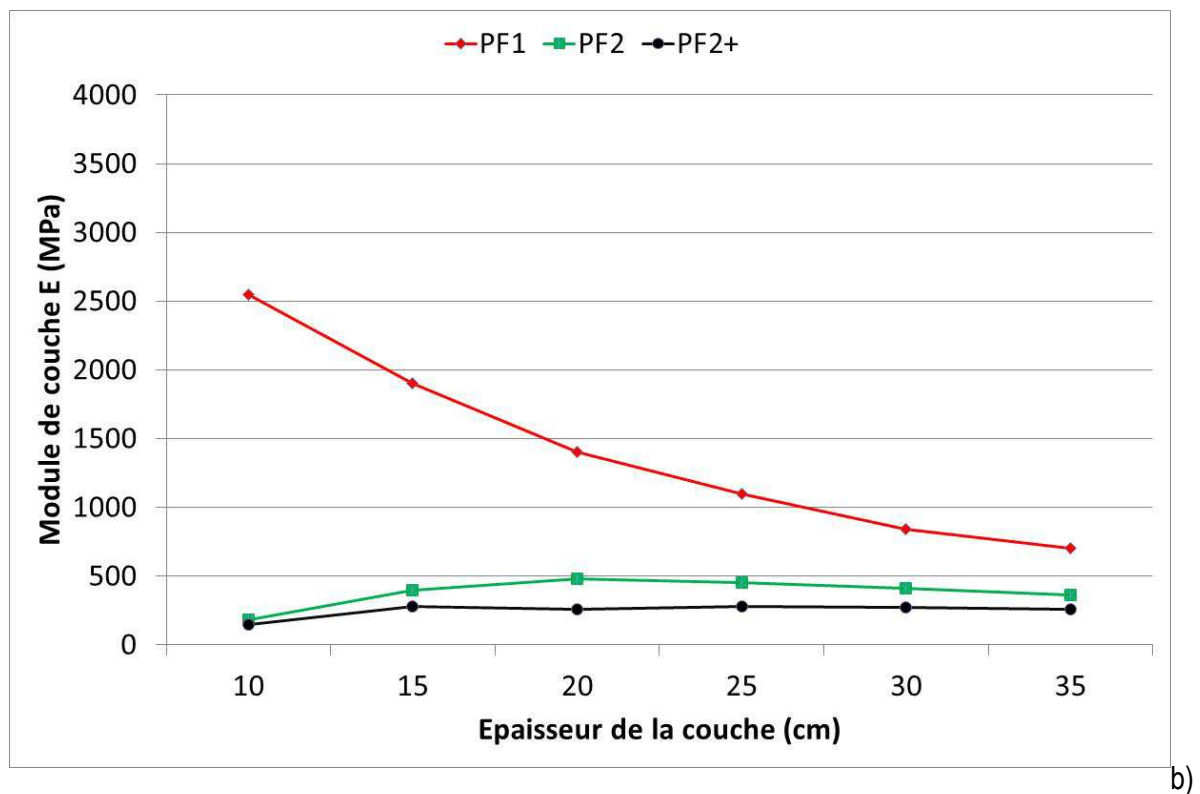
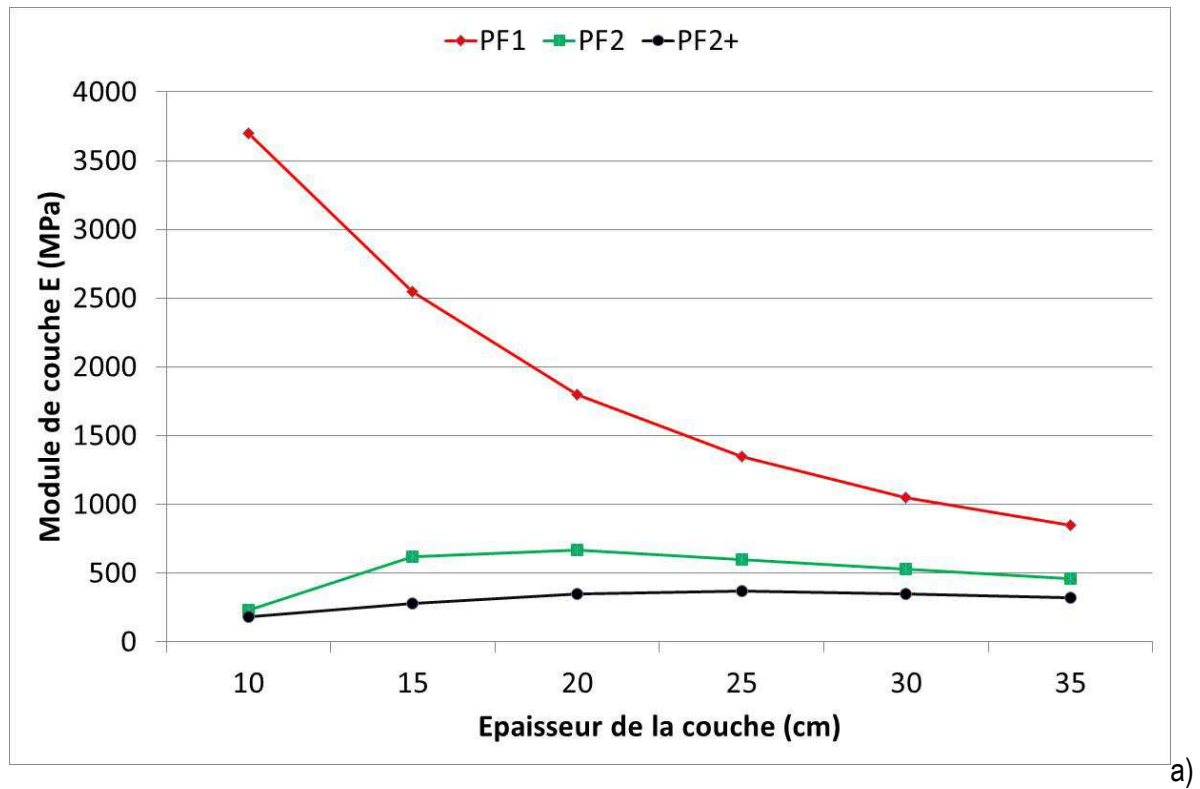


Figure VI.4 : Module d'élasticité nécessaire à la traficabilité en fonction de la classe de plateforme et de l'épaisseur de CI

a) groupe UIC 3 V ≤ 160 km/h b) groupe UIC 5 V > 160 km/h

- Les valeurs obtenues pour 10 cm d'épaisseur de couche intermédiaire semblent peu cohérentes avec le reste des valeurs obtenues. Cela montre les limites d'utilisation du logiciel pour de faibles épaisseurs. Cependant, si l'on se confronte à la réalité du terrain, les zones où l'on observe 10 cm de CI sont des secteurs problématiques présentant des dégradations de géométrie de la voie, causées principalement par des remontées boueuses (Cf chapitre III).

Ces premiers travaux théoriques montrent qu'il est possible d'approximer le module élastique de la couche intermédiaire nécessaire pour qu'elle puisse emmagasiner des sollicitations données en fonction de la vitesse de ligne et de la nature du groupe UIC. Toutefois, à la lumière des résultats présentés par Trinh (2011) et Duong (2013), on souligne l'importance de l'effet de la variation de la teneur en eau et de fines sur le comportement de la couche intermédiaire. Les valeurs présentées ici s'entendent pour une couche intermédiaire saine. Si les conditions de drainage ne permettaient pas de s'assurer du bon fonctionnement de la couche intermédiaire, le module élastique de celle-ci pourrait décroître fortement. En effet, Trinh a montré que l'augmentation de 10% de fine dans la couche intermédiaire initiale, pour porter la masse de fine à 24% de l'échantillon (au lieu de 16%), provoquait une diminution du module élastique de 25%. Duong quant à lui a prolongé l'expérience en regardant l'effet cumulé de l'augmentation d'eau et de fines, caractérisant la remontée boueuse. Ce phénomène provoque une décroissance du module de Young de 35% entre la teneur en eau à l'OPM et la saturation, cela pour un échantillon de sol contenant 10% de fine en plus.

Afin de valider cette approche, il est nécessaire de réaliser des essais Panda 3 pour évaluer le module de Young des couches rencontrées mais également l'épaisseur de la couche intermédiaire.

Cas d'étude Angers / Nantes

Dans le cadre de cette étude, on a réalisé des essais de Panda 3 afin de vérifier la validité des hypothèses et résultats obtenus théoriquement. Pour cela, dans le cadre de chantier de reconnaissance, on a réalisé ces sondages pénétrométriques sur la ligne Les Aubrais – Montauban (590 000) et Angers – Le Mans (515 000). Au total, cinq Panda ont été faits (voir Tableau VI.8).

Tableau VI.8 : Caractéristiques des sites investigués au Panda 3

Ligne	Groupe UIC	Voie	Pk	Epaisseur de CI	Comportement de la voie
590 000	4	V1	187+150	0,4	Pas de défaut
515 000	3	V1	425.000	0,21	Pas de défaut
515 000	3	V1	424.250	0,38	Pas de défaut
515 000	3	V2	394.750	0,29	Pas de défaut
515 000	3	V2	393.500	0,29	Pas de défaut

La vitesse des ondes de cisaillement (valeur moyenne prise sur l'ensemble de la CI) a été obtenue à partir de la vitesse des ondes de compression enregistrées par le panda 3 en utilisant la relation décrite dans l'Équation VI-3. A partir de ce paramètre et en connaissant la densité du sol, il est possible de déterminer le module élastique moyen du sol à l'aide des Équation VI-4 Équation VI-5. Le Tableau VI.9 présente une synthèse des résultats et le module de Young estimé pour chaque site d'essai. Notons toutefois les modules élastiques élevés (> 4 GPa) obtenus sur deux points de sondage qui sont peu habituels pour un sol. Ces résultats peuvent être en partie expliqués par un squelette granulaire charpenté (présence importante de grain de ballast) dans la couche intermédiaire qui influencerait le module de ce sol. Ces valeurs doivent donc être prises avec réserve.

Tableau VI.9 : Valeurs de module élastique obtenues lors des essais Panda 3

Ligne	Groupe UIC	Vitesse	Voie	Pk	Epaisseur de CI	Vitesse ondes de cisaillement (m/s)	Densité de la couche intermédiaire (Mg/m ³)		Module de cisaillement (MPa)		Module de Young (MPa)	Qualité de sol
590 000	4	200	V1	187+150	0.4	249	2.1	⇒	130	⇒	352	S2
515 000	3	220	V1	425.000	0.21	322	1.9	⇒	194	⇒	523	B2 = S2
515 000	3	220	V1	424.250	0.38	946	1.9	⇒	1743	⇒	4706	B2 = S2
515 000	3	220	V2	394.750	0.29	458	1.9	⇒	400	⇒	1080	B2 = S2
515 000	3	220	V2	393.500	0.29	869	2.0	⇒	1485	⇒	4010	B2 = S2

Les essais endoscopes couplés aux sondages panda permettent d'obtenir l'épaisseur des couches traversées lors de l'essai, mais également la qualité et la nature des sols. Ainsi, il est possible à la vision des images, de déterminer la qualité du sol support selon les prescriptions SNCF (Si). A l'aide de ces informations, il est ainsi possible de vérifier si l'approche de dimensionnement proposée ci-dessus est pertinente. Si l'on analyse les résultats on constate que :

- Pour le site de Vierzon : Avec une épaisseur de couche intermédiaire de 40 cm posée sur un sable limoneux de type S2, soit équivalent à une PF2, un module de Young E de 352 MPa n'est pas suffisant pour permettre un trafic de groupe UIC 4 circulé à 200 km/h (Figure VI.5).

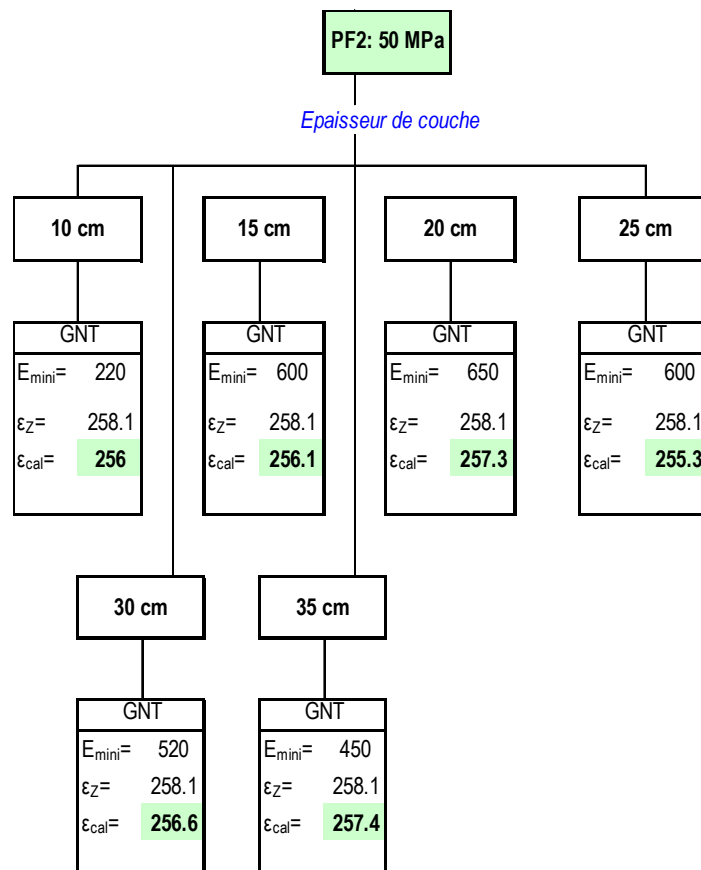


Figure VI.5 : Module élastique minimal ($f(e)$) permettant le trafic ferroviaire – Groupe 4 $V > 160$ km/h

Cependant, si l'on regarde pour ce cas précis ($V > 160$ km/h, épaisseur de ballast 50 cm – Chapitre V), le module est suffisant pour éviter des déformations permanentes au niveau de la structure ; il limite les déformations à 246 μdef pour un maximal admissible de 258.1 μdef .

- Pour les sites de Nantes Angers : Les quatre sondages ont été réalisés sur un secteur ne présentant pas de défaut de géométrie, malgré l'ancienneté du RVB, ce qui tend à montrer que la qualité de la couche intermédiaire est bonne. Cependant, à la lumière des hétérogénéités des épaisseurs de couche intermédiaire, il est intéressant d'étudier ce tronçon pour voir s'il est nécessaire de réaliser des travaux particuliers, pour assurer la pérennité de la géométrie de la voie. Le Tableau VI.10 compare les valeurs théoriques de module élastique obtenues par modélisation Alizé et les résultats in-situ.

Tableau VI.10 : comparaison du module de Young théorique, mesures in situ (Groupe UIC 3 – $V > 160$ km/h)

Epaisseur CI (cm)	Classe de portance PF2	
	Module de Young (MPa)	Valeurs rencontrées in-situ (E (MPa))
10	290	/
15	870	/
20	860	523
25	750	/
30	650	1080 4010
35	560	4706

- Ainsi, pour des épaisseurs de 30 cm ou supérieures, le module de Young obtenu est suffisant pour reprendre les efforts engendrés par ce type de ligne. Cependant, pour le site situé au Pk 425+000, le module élastique est inférieur à la valeur minimale requise. Il est donc nécessaire d'étudier quelle opération de voie permettrait de réaliser ces travaux sans procéder à des travaux de voie. Avec un tel module, il est nécessaire, en considérant la mise en œuvre de 10 cm de ballast supplémentaire pour diminuer l'effet de la charge sur le sol support (opération de relevage), d'avoir au minimum 45 cm de couche intermédiaire, soit un total de 85 cm de structure d'assise. Cependant, si l'on regarde des couches traversées lors du sondage, on a la configuration suivante : 40 cm de ballast, 26 cm de ballast colmaté et 21 cm de couche intermédiaire soit 87cm de structure d'assise effective. Cela peut expliquer pourquoi on n'a pas de défaut de géométrie de voie malgré un faible module de Young de la couche intermédiaire. De plus, cela met bien en évidence qu'il est nécessaire de qualifier l'ensemble de la structure d'assise pour déterminer si la couche intermédiaire est en capacité d'accepter un relèvement de vitesse.

c. Conclusion

L'approche mécanique développée dans ce chapitre a permis de faire le lien entre l'évaluation du module à l'aide de l'outil Panda, les épaisseurs de couche obtenues par analyse des images endoscopiques et le comportement mécanique de la couche intermédiaire. L'utilisation du logiciel Alizé a rendu possible l'analyse du comportement à long terme de la voie en connaissant le trafic de celle-ci (nombre de train, masse, vitesse, etc.) ainsi que la consistance des couches (épaisseur et nature). Les quelques cas d'études présentés dans ce mémoire ont permis de justifier cette approche.

L'enseignement de cette étude est l'importance de la qualité du sol support, en termes de portance. En effet, à sollicitation équivalente, il est possible d'avoir une couche intermédiaire moins épaisse à

mesure que la qualité du sol support augmente, pour atteindre les mêmes objectifs de performance. Les études réalisées semblent montrer qu'en deçà de 20 cm pour une portance de 30 et 50 MPa, il est difficile de garantir la pérennité de la structure d'assise (à épaisseur de ballast nominale). Lorsque la qualité de la PF est équivalente à une PF2+, cette épaisseur peut être diminuée à 15 cm. Cependant, comme on a vu précédemment, ces valeurs s'entendent pour une couche intermédiaire que l'on qualifie de saine, c'est-à-dire, que sa teneur en eau est proche de celle de l'OPM et sa teneur en fines et la nature correspondante permettent de respecter le postulat de Terzaghi en termes de conditions de séparation et filtration. En effet, si l'un de ces paramètres venait à évoluer, cela impacterait d'autant le module élastique de la couche intermédiaire et par conséquent le comportement à long terme.

Il est à souligner que cette approche mécanique n'est pas le seul point à prendre en compte lors de l'analyse d'un tronçon de voie ferrée. L'étude doit également se concentrer sur les interventions qui ont été réalisées sur cette portion de voie. Ainsi, l'analyse des bourrages, c'est-à-dire leur périodicité en fonction de l'âge de la voie est un enseignement riche de la qualité du tronçon. Le problème est qu'actuellement, aucun standard ne permet de définir la qualité d'un tronçon en fonction de l'analyse de l'effort de maintenance au regard des autres voies d'un même groupe. Afin de remédier à ce manque, le chapitre suivant a pour but d'établir une méthodologie permettant de déterminer la qualité des tronçons analysés.

B. Analyse des données de géométrie de la voie.

Dans le chapitre précédent, on a analysé, par le biais de l'approche de dimensionnement routier, les caractéristiques mécaniques nécessaires à la couche intermédiaire pour que celle-ci puisse être en capacité de reprendre un trafic défini. Dans le cadre d'une opération de renouvellement de voie, il est primordial de connaître l'état de la voie, c'est-à-dire, si le tronçon à renouveler fait l'objet d'une maintenance plus importante que ce que les standards de la ligne définissent. Il convient donc de décider ce qu'est le standard de maintenance pour un groupe de ligne donné.

1. Détermination de la loi théorique

Historiquement, Maumy-Cochet (1979) avaient défini le coefficient d'entretien des assises k (chapitre I) comme étant la relation entre la longueur bourrée sur le tronçon, rapportée à la longueur théorique ($k=L/L_m$). Ce paramètre devait permettre, en fonction de l'âge de la voie et du standard de maintenance que l'on visait, de déterminer le nombre de bourrages nécessaires pour maintenir le tronçon et d'une loi théorique. Cette approche a été définie pour des standards de maintenance qui étaient la norme à la fin des années 70. En effet, le réseau était encore constitué de barres normales qui nécessitaient une

maintenance particulière et les opérations de soufflage étaient également présentes. L'avènement du LRS a modifié les pratiques de maintenance, il est donc légitime de regarder son effet sur le coefficient k . Cette partie a pour objectif de déterminer si la loi telle que déterminée par Maumy-Cochet est toujours valide ou s'il est nécessaire d'en déterminer une nouvelle.

Pour ce faire, on a utilisé les nouveaux outils disponibles à savoir la base de données Timon2. Cette base concatène de façon quasi exhaustive l'ensemble des opérations de maintenance réalisées au cours de la vie de la voie. L'objectif de cette partie est d'étudier sur les groupes UIC 3 et 4 l'effort de maintenance moyen permettant de statuer sur l'état du tronçon pour adapter les opérations de maintenance/régénération au juste besoin.

d. Détermination des informations pertinentes

Comme on a vu en introduction, il est nécessaire de déterminer l'état de maintenance du tronçon par rapport au standard commun. Le principal problème réside dans le fait qu'actuellement on ne connaît pas réellement l'effort de maintenance moyen réalisé pour un groupe de lignes donné. Il est donc nécessaire de le définir pour pouvoir mener à bien cette analyse. Les évolutions de la technique et de la maintenance font que la SNCF dispose depuis la fin des années 1990 d'une base de données de maintenance TIMON 2. Ce logiciel recense sur l'ensemble des lignes du RFN, pour la partie infrastructure, l'ensemble des opérations réalisées sur les voies, qu'elles soient d'ordre de renouvellement de composant (ballast, traverse, rail) ou liées à la maintenance (bourrage, meulage, etc.). Il est à noter toutefois que les opérations intégrées dans cette base de données sont du ressort du personnel réalisant les travaux. Il est ainsi possible que certaines opérations (principalement ponctuelles) soient réalisées sans que le logiciel ne soit renseigné faussant ainsi légèrement les résultats.

Le travail réalisé consiste à analyser, pour l'ensemble des tronçons d'un groupe UIC donné, d'une longueur minimale de 1 500 m, l'effort de maintenance depuis le dernier RVB. Cette longueur de tronçon est considéré comme étant suffisamment représentative, avec 2 500 échantillons (représentant en cumulé 50% du linéaire de voie des groupes UIC 2 à 6). De plus, cette longueur suffisante permet d'avoir sur un même renouvellement des configurations de voie différentes (déblai/remblai, courbe/alignement, rampe/pente, etc.) mais également une homogénéité dans la méthodologie de travail (travaux mécanisés dits « suite rapide »). Ainsi, on peut considérer les informations comme fiables, à la réserve près mentionnée ci-dessus, depuis les années 1998-99. Il est donc nécessaire de n'intégrer les données qu'à partir de cette date lors de l'analyse. De ce fait, il n'est pas possible de prendre en compte l'ensemble des informations. Il est donc difficile de reconstituer la courbe moyenne

d'interventions annuelles et convient de procéder en plusieurs étapes (Figure VI.6). La démarche adoptée est donc la suivante :

- Dans un premier temps, on n'a considéré que les « tronçons parfaits » pour lesquels on dispose d'une information considérée comme fiable (RVB réalisés à partir de 2000). Cela a permis de sélectionner 83 tronçons des groupes UIC 3 et 52 tronçons des groupes 4 ayant une durée d'exploitation de 11 années.

Une fois les secteurs sélectionnés, il a été nécessaire de recueillir les informations liées à la maintenance utiles à cette analyse. Ces opérations ont un lien avec une dégradation de la géométrie occasionnée soit par une dégradation de l'armement, soit potentiellement par une défaillance de la couche intermédiaire. Pour respecter cela, on a donc choisi d'analyser exclusivement les maintenances de type « reprise localisée » (bourrage ponctuel au jackson le plus souvent) et le BML Bourrage Mécanique Lourd (réalisé par bourreuse). Ainsi, il est possible de déterminer le nombre annuel moyen d'interventions réalisées sur un ensemble de tronçon d'un même groupe par l'Équation VI-6 :

$$N_{ba} = \frac{\sum_{a=0}^{a=i} nb \text{ bourrage } (a)}{a}$$

Équation VI-6

Avec a qui représente l'année analysée depuis la réalisation du RVB.

- Dans un second temps, il a été nécessaire de regarder si la méthode employée pour analyser l'effort de maintenance sur ces tronçons dits parfaits pouvait être transposée à l'ensemble des tronçons pour lesquels nous n'avions qu'une information partielle. L'objectif de cette étape est de reconstituer l'effort de maintenance nécessaire sur une voie en fonction de son vieillissement et cela sur toute la période d'exploitation (35 ans environ). En considérant que tous les échantillons analysés sont statistiquement représentatifs (minimum de 50 tronçons sur une année), celui-ci peut être considéré comme référence de l'année n . Ainsi, la reconstitution de cette courbe moyenne est basée sur le principe suivant :

- o Début de vie de la voie : Recensement des RVB réalisés depuis les années 2000, permettant d'avoir l'information sur le comportement de la voie après sa mise en œuvre et ce sur au moins les dix premières années d'exploitation.
- o Milieu de vie de la voie : dans cette partie, on s'intéresse aux voies ayant été renouvelées dans les années 1990. Cela permet d'analyser les données sur l'effort de maintenance après dix années d'exploitation et ce jusqu'à environ vingt ans.

- o La fin de vie de la voie est analysée pour les lignes ayant fait l'objet d'un RVB dans les années 1980. Cette sélection permet de regarder les bourrages réalisés sur la voie après vingt années d'exploitation et ce, dans certains cas, jusqu'à trente-cinq années de circulations.

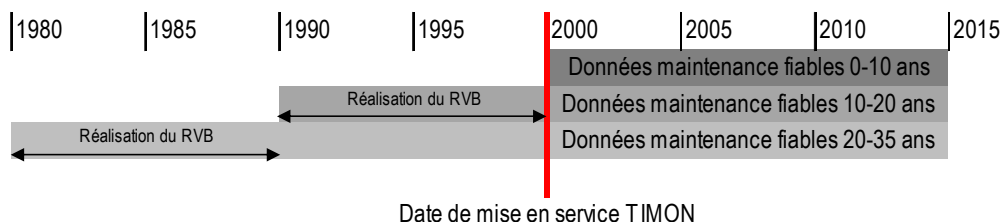


Figure VI.6 : Données utilisées pour reconstituer la courbe d'interventions moyennes annuelles

e. Calcul de l'intervention moyenne (Im)

Dans ce chapitre, on analyse le comportement de la voie en analysant le nombre d'interventions réalisées sur un tronçon.

Comportement des tronçons parfaits

La Figure VI.7 présente le nombre d'interventions moyennes réalisées sur les groupes UIC 3 au cours des onze premières années de vie de la voie (après RVB). Cette représentation permet de connaître la fréquence d'interventions sur un tronçon au cours des premières années de vie de l'ouvrage. Par exemple, six années après la mise en service de la voie, le tronçon aura été bourré au moins une fois au cours des trois dernières années ($Fr = 0,3$, soit 1 intervention tous les 3 ans : $1/3$). Ce graphique met également en évidence que les voies circulées à une vitesse inférieure à 160 km/h sont moins bourrées en début de vie (5 premières années) que celles à plus de 160 km/h. Au-delà de cette période, l'effort de maintenance est sensiblement le même quel que soit la vitesse. L'effort de maintenance plus important au début de la vie des voies circulées à une vitesse supérieure à 160 km/h peut être expliqué par le fait que les normes de géométries sont plus strictes et nécessite par conséquent un nombre plus élevé d'interventions avant d'obtenir la stabilisation de la voie. Au-delà des 6 années d'exploitation, le comportement des tronçons est plus ou moins homogène, et ce quelle que soit la vitesse.

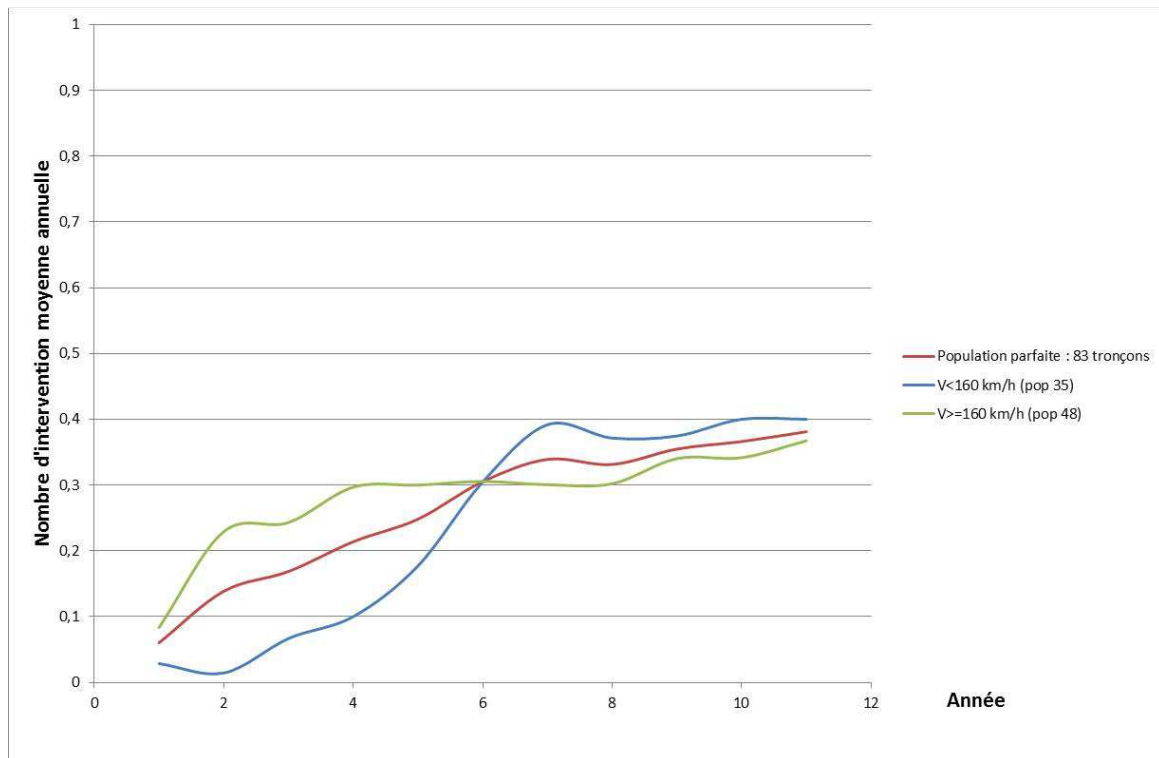


Figure VI.7 : Fréquence de bourrage en fonction de l'âge de la voie – Tronçons parfaits / Groupe UIC 3

Si l'on analyse le comportement des lignes de groupe UIC 4 (Figure VI.8), on note que l'effort moyen est plus important sur ce type de voies. Le comportement vis-à-vis de la vitesse est également différent comparé aux groupes UIC 3. En effet, la maintenance est près de deux fois plus importante lorsque la ligne est circulée à une vitesse supérieure ou égale à 160 km/h. Cependant, l'analyse de ces résultats peut être faussée par la représentativité de la population. En effet, les populations traitées, lorsque l'on procède au classement de vitesse, sont trop faibles pour être représentatives.

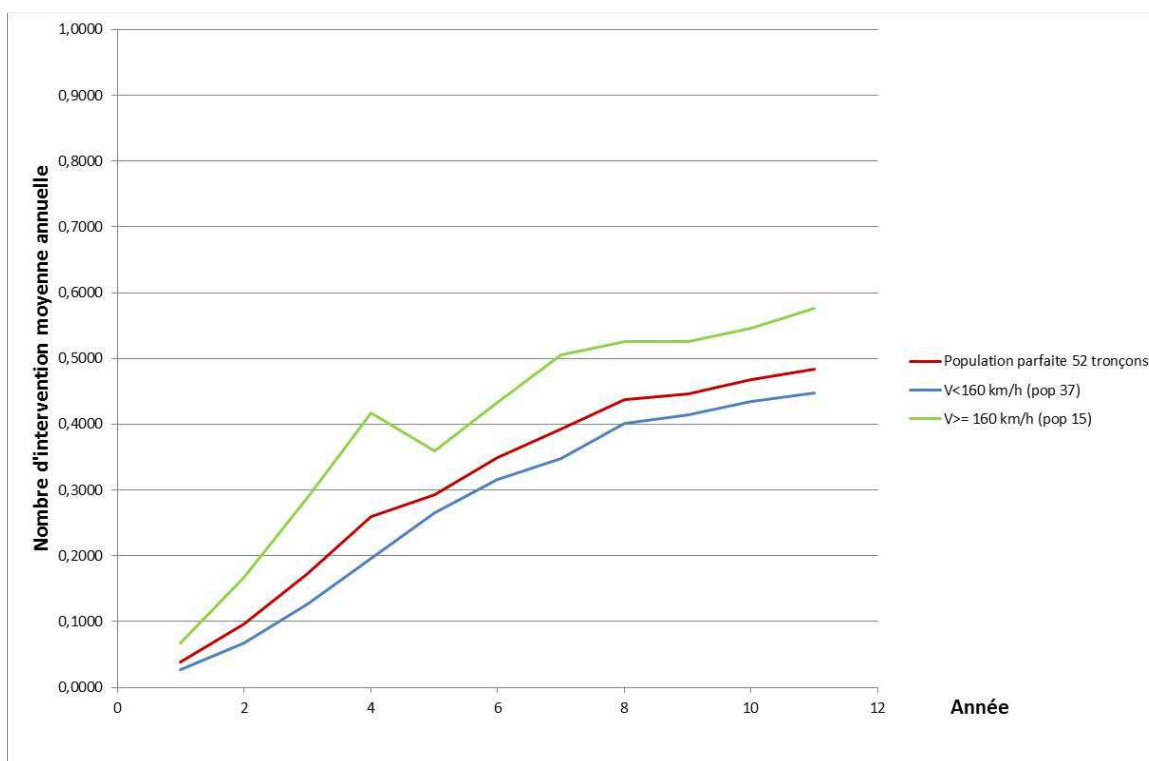


Figure VI.8 : Fréquence de bourrage en fonction de l'âge de la voie – Tronçons parfaits / Groupe UIC 4

Analyse de l'ensemble des tronçons

Après avoir analysé le comportement des tronçons dits « parfaits », il est intéressant d'étudier le comportement de l'ensemble des tronçons d'un même groupe pour une période de 0 à 35 ans et de voir si le comportement de la voie, en terme de maintenance, est identique à celui des tronçons modèles. La Figure VI.9 reprend pour un groupe 3 cette comparaison. Cette figure permet de conclure que le comportement moyen d'une voie d'un groupe UIC 3 peut être défini à minima pendant les vingt-cinq premières années de la voie de l'ouvrage. Au-delà son comportement est plus difficile à approcher sachant que la nature des défauts engendrant des opérations de bourrage peuvent être nombreux (problème d'attache, traverse, ballast, etc.)

En réalisant la même comparaison sur les groupes UIC 4, on peut noter que bien que le comportement général des tronçons (allure des courbes) soit identique, les nombres moyens d'interventions réalisées annuellement sont différents. Cela peut être expliqué par le fait que la population « parfaite » étudiée était faible en comparaison avec celle étudiée sur les groupes UIC 3 (respectivement 52 et 83).

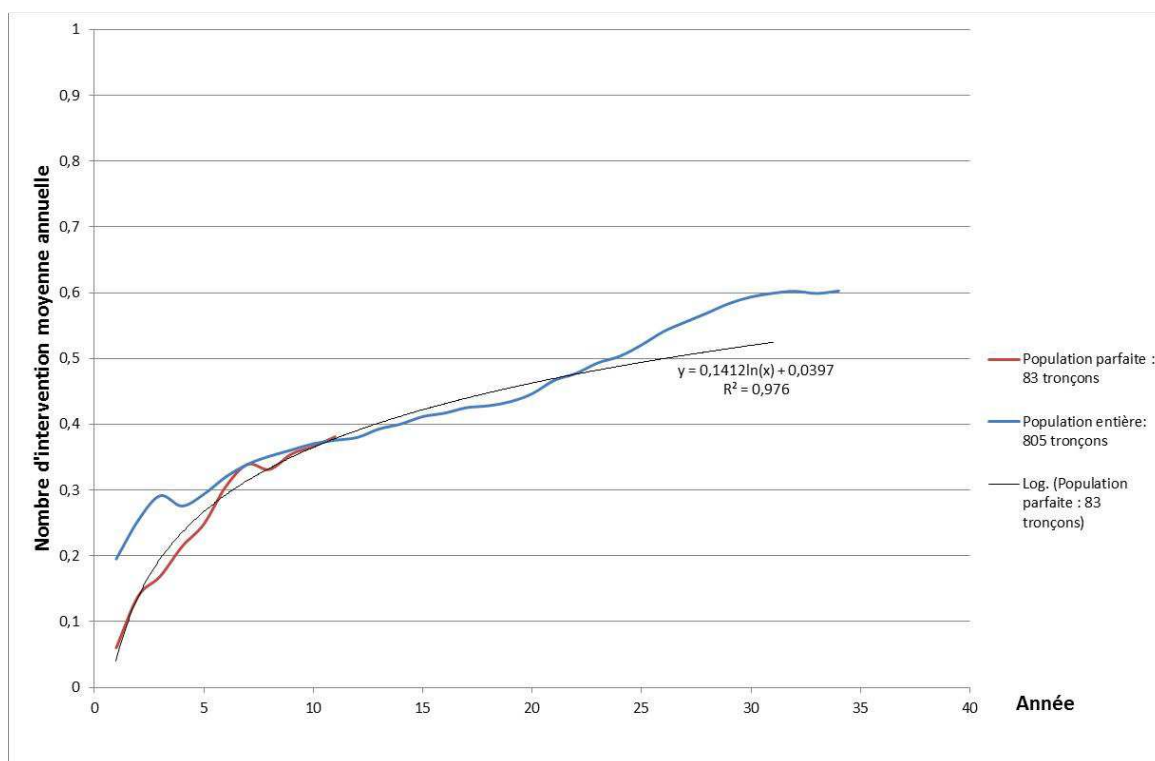


Figure VI.9 : Analyse comparative des tronçons parfaits et globaux – groupe UIC 3

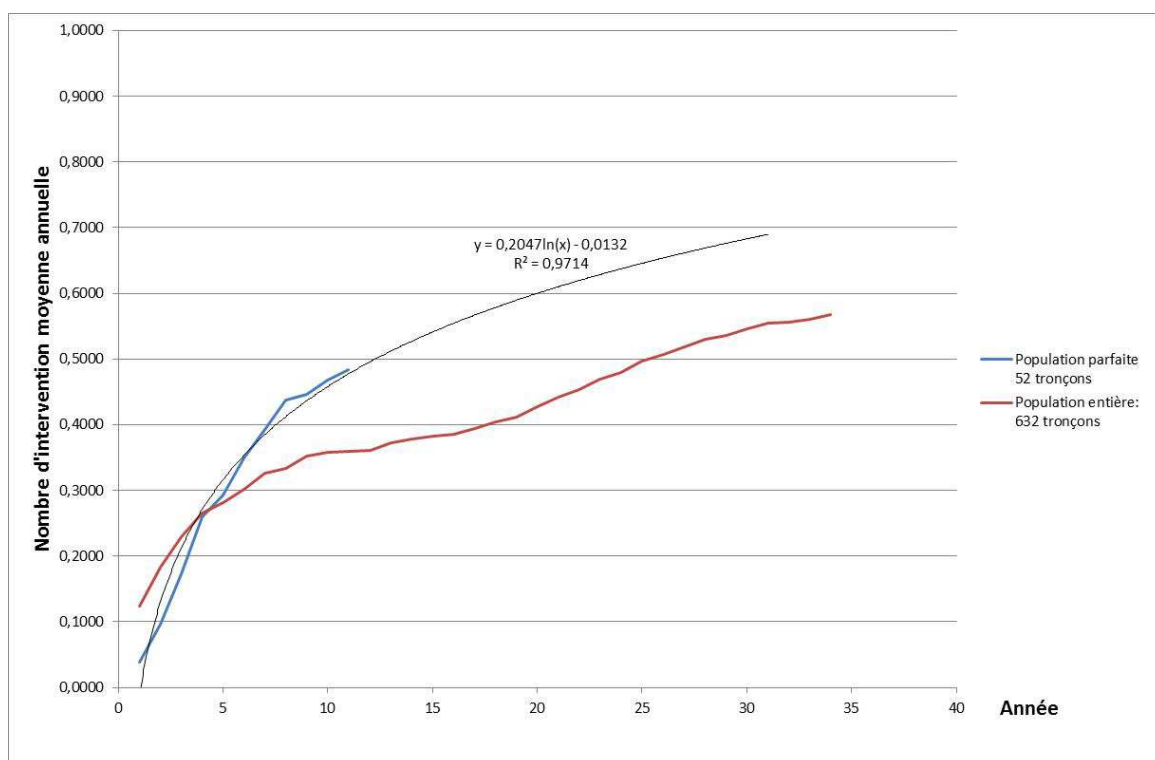


Figure VI.10 : Analyse comparative des tronçons parfaits et globaux – groupe UIC 4

Il est toutefois intéressant de constater que ces courbes mettent en évidence trois états de comportement de la voie en fonction de son âge (Figure VI.11) :

- 0 à 8 ans : la voie est dans son début de vie, il est nécessaire qu'elle se stabilise, pour cela il est nécessaire de réaliser des opérations de maintenance. Cette tendance se manifeste par une augmentation du nombre de bourrage, qui croît avec les années.
- 8 à 19 ans : la voie est dans une phase stable du comportement, et on procède à un nombre annuel constant d'interventions sur le réseau.
- 19 ans au prochain RVB : le nombre de bourrages augmente au fur et à mesure des années. La géométrie est plus difficilement tenable du fait du vieillissement des différents constituants de la voie.

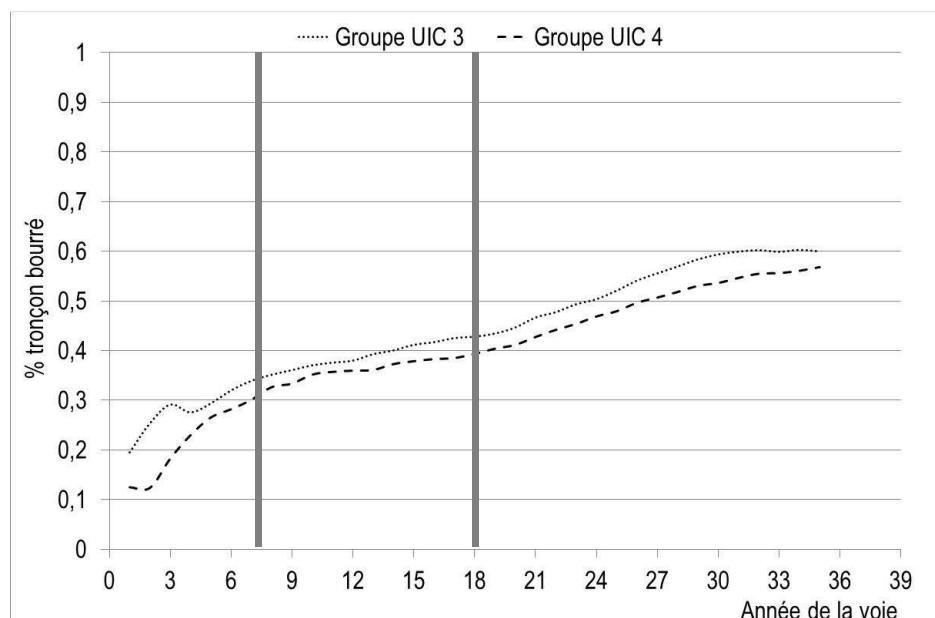


Figure VI.11 : Description du vieillissement de la voie au cours de la durée d'exploitation (Groupes 3, 4)

L'allure de ces courbes moyennes estimées pour un même groupe UIC est, en termes d'évolution, conforme à celles obtenues par Bourne (1998) pour un tronçon donné. Cela permet de conforter les résultats obtenus dans cette partie.

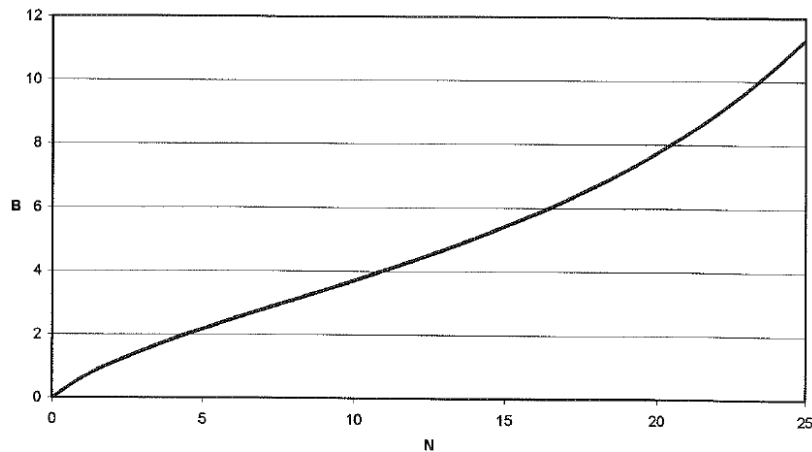


Figure VI.12 : Loi de vieillissement corrigée en fonction du temps – Groupe 4 (Bourne, 1998)

f. Loi théorique

La formule qui permet de caler le nombre d'intervention en fonction du nombre d'année est caractérisée par une régression de type :

$$y = a \cdot \ln(x) + b$$

Équation VI-7

Cependant, il est nécessaire d'être en capacité de déterminer quels sont les paramètres physiques qui régissent les paramètres « a » et « b », sachant que la loi évolue en fonction de x qui représente l'âge de la voie depuis le dernier RVB.

Dans un premier temps, pour l'étude de ces paramètres, il a été nécessaire de déterminer pour chaque tronçon les coefficients « a » et de « b » de l'Équation VI-7. Dès lors que ces paramètres sont définis, le premier constat est que pour les voies ayant subi un bourrage la première année du RVB, on constate une forte dérive des coefficients « a », qui peut être trompeur. En effet, avec la base de données actuellement à notre disposition, il n'a pas été possible de croiser précisément le moment où ont été réalisés le bourrage et le RVB. Par conséquent, un bourrage lors de la première année peut ne pas avoir été réalisé sur la voie neuve. Pour ne pas introduire de biais potentiels à cette étude, on a décidé de ne pas prendre en compte ces tronçons dans cette analyse. Une fois ce traitement réalisé, on a procédé au classement de ces parcours en fonction de leurs vitesses de circulation, puis une moyenne des valeurs des coefficients « a » a été calculée pour déterminer le coefficient a moyen en fonction de la vitesse (voir Figure VI.13). Le premier constat que l'on peut faire à la lecture de ces diagrammes est que dès lors que la vitesse augmente, la valeur du coefficient « a » diminue linéairement. Si cette relation peut être validée pour les groupes UIC 3, ce n'est pas le cas pour les

groupes UIC 4. On effet, on observe plus de dispersion dans les résultats pour ce groupe, ce qui conduit à avoir un faible niveau de corrélation. Cela peut être en partie expliqué par le faible échantillonnage de tronçons étudiés après traitement (39), mais également par le nombre important de vitesse représenté par seulement un ou deux tronçons et donc l'impossibilité de faire des moyennes représentatives. Il est donc possible d'établir un lien entre le coefficient « a » et l'énergie transmise à la structure par le biais des sollicitations ferroviaires. Celle-ci est dépendante de la fréquence de sollicitation (espacement entre essieu), mais également de l'interaction véhicule / voie qui peut, en cas de défaillance (défaut de rail, roue carrée...) accroître l'énergie transmise à la structure.

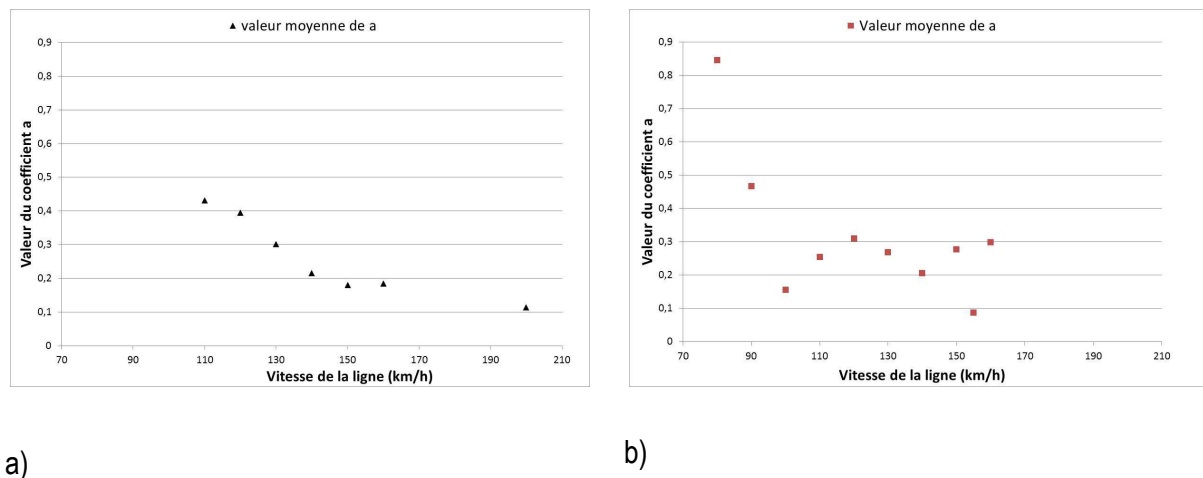


Figure VI.13 : Relation entre le coefficient a et la vitesse du tronçon (a) groupe 3 ; (b) groupe 4

Concernant le coefficient b, il n'y a pas de relation bien établie qui se dégage. Il est toutefois possible de dire que ce coefficient est en relation avec l'effort de maintenance réalisé en première année de pose de la voie. En effet pour $x = 1$ alors $y = b$, ce coefficient est donc à relier avec la bonne mise en place de la voie qui peut être lié : soit à l'armement soit à la nature du sol support. Dans cette étude, en fonction des informations disponibles, on a pris le parti de relier ce coefficient « b » à l'armement pour le relier à la rigidité de la voie et donc à la notion de groupe Demaux. Dans un premier temps on a étudié l'effet du type de traverse (monoblocs/bi-blocs) sur l'évolution du coefficient « b ». Le Tableau VI.11 synthétise les résultats obtenus pour les groupes UIC 3 et 4. Comme nous pouvons le constater, aucune tendance formelle ne se dégage.

Tableau VI.11 : Relation entre le type de traverse et le coefficient *b*

Type de traverse	Moyenne du coefficient <i>b</i>	
	Groupe 3	Groupe 4
Bi bloc	0.048	0.184
Mono bloc	0.106	0.047

Dans un second temps, nous avons pris le parti d'analyser le paramètre « *b* » en fonction du groupe Demaux du tronçon. Cette analyse n'est réalisable que pour les voies de groupe UIC 4 car sur les groupes UIC 3, la nature de rail sur les tronçons dits parfaits, est la même c'est-à-dire des rails de 60 kg/m. Concernant pour les voies de classe UIC 4, on a identifié 4 rails différents (voir Tableau VI.12).

Tableau VI.12 : Calcul du groupe Demaux d'un tronçon en fonction du type de rail

Masse du rail (kg)	Inertie (cm ⁴)	1/2 hauteur rail (cm)	travelage (cm)	Groupe Demaux	
				Valeur	Groupe
36	1020,10	6,77	0,60	251	4
50	1987,80	8,06	0,60	411	5
55	2150,40	8,43	0,60	425	5
60	3038,40	9,11	0,60	556	5

Il est à noter que les rails 55 kg/m sont principalement utilisés dans les tunnels. Cette notion est importante quand l'on regarde les valeurs moyennes du coefficient « *b* » obtenues pour les groupes 4 en fonction de la nature du rail (Tableau VI.13). En effet, dans ces ouvrages les épaisseurs de ballast mis en œuvre ne sont pas forcément respectées du fait de la présence de roche ou dans certains cas, ces voies sont posées sur radier béton. Il ne peut donc pas être fait de conclusion sur la valeur du coefficient « *b* » pour des rails de 55 kg/m.

Tableau VI.13 : Valeurs du coefficient « *b* » en fonction du type de rail : a) Groupe 3 ; b) Groupe 4

Masse du rail (kg)	Groupe Demaux	valeur de "b"
60	5	0,039

a)

Masse du rail (kg)	Groupe Demaux	valeur de "b"
36	4	0,378
50	5	0,012
55	5	-0,189
60	5	0,307

b)

A la lecture de ces résultats, aucun lien ne peut être fait entre la rigidité de la voie et le nombre d'intervention réalisé la première année (coefficient « *b* »). Il conviendrait donc d'étudier l'influence de la couche intermédiaire sur ce paramètre. Cette étude aurait pour but d'étudier l'effet de l'épaisseur de la couche sur l'évolution de ce coefficient, mais aussi l'influence de la résistance de pointe obtenue dans l'épaisseur de couche intermédiaire. L'analyse de cette valeur permettrait de faire le lien avec

l'approche mécanique développée au début de ce chapitre (Alizé), en apportant une valeur de module de Young sur l'impact de la couche intermédiaire dans la dégradation de la géométrie de la voie.

Il est à noter que, grâce à cette approche, il est possible pour une voie donnée d'étudier son comportement au regard de celui de tronçons équivalents. Enfin, ce travail permet également de prévoir le comportement de ce même tronçon soumis à une augmentation de vitesse. Le Tableau VI.14 synthétise les lois théoriques pour les groupes UIC 3 et 4.

Tableau VI.14 : Tableau de synthèse des lois théoriques

Groupe UIC	Loi théorique
3	$y = 0,1412 \ln(x) + 0,0397$
4	$y = 0,2047 \ln(x) - 0,0132$

2. Analyse de la qualité d'un tronçon de voie

Le premier levier pour déterminer le juste investissement à réaliser sur un tronçon nécessitant une opération de RVB est de pouvoir déterminer son comportement global au regard de la moyenne des lignes d'une même classe. Pour cela, il convient au préalable d'analyser l'ensemble des tronçons parfaits pour en définir différentes catégories. Dans un premier temps, une analyse statistique de ces secteurs permet d'étudier la répartition statistique de l'ensemble de ces tronçons en fonction de la moyenne et de l'écart type. La Figure VI.14 permet de déterminer la probabilité que les tronçons étudiés se situent dans une enveloppe comprise entre la moyenne et plus ou moins l'écart type. Ainsi, pour les 83 secteurs appartenant à un groupe 3, près de 80% se situent dans l'intervalle mentionné ci-dessus, après 11 années d'exploitation. Pour les 52 tronçons représentant les groupes UIC 4, seulement 70% sont inclus dans cet intervalle. Notons que le faible nombre de tronçons analysés pour ce groupe peut être la conséquence de cette plus grande dispersion.

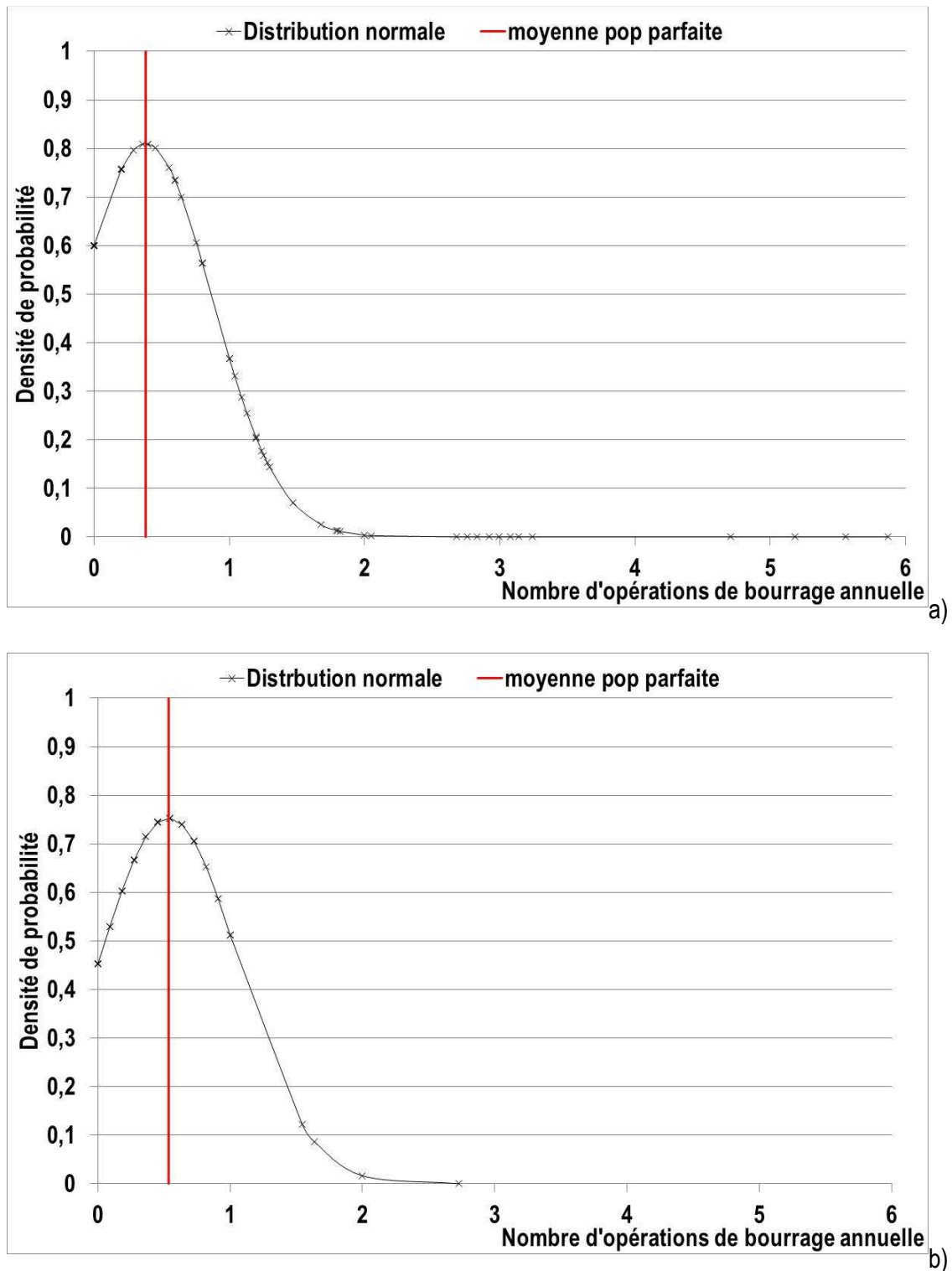


Figure VI.14 : Répartition statistique des tronçons des groupes 3 (a) et 4 (b) après 11 années d'exploitation

Cependant, cette seule analyse ne suffit pas à déterminer la qualité de la ligne analysée, on propose dans cette étude de classer les tronçons en se basant sur le Tableau VI.15.

Tableau VI.15 : Critères de classification des tronçons analysés

Seuils	Critères de qualification du tronçon			
	$m - \sigma$	m	$m + \sigma$	$> m + \sigma$
Qualité du tronçon	Bon	/	Moyen	Mauvais

Ce classement est déterminé en fonction de la valeur k de la portion de voie ($k = \frac{I}{I_{théo}}$). Ainsi :

- un bon comportement de tronçon correspond : $k < m$
- un tronçon qualifié de moyen est caractérisé par : $m < k < m + \sigma$
- un tronçon de mauvaise qualité : $k > m + \sigma$

Afin d'illustrer cette proposition de classement, on présente le Tableau VI.16 qui permet de quantifier les seuils proposés, et les Figure VI.15 et Figure VI.16 qui montrent la répartition des 83 tronçons analysés dans le cadre de cette étude.

Tableau VI.16 : Classification des tronçons analysés (Groupe UIC 3)

Seuils	Critères de qualification du tronçon				Moyenne (m)	Ecart type (σ)
	$m - \sigma$	m	$m + \sigma$	$> m + \sigma$		
Qualité du tronçon	0	0.37	0.84	0.84	0.37	0.47

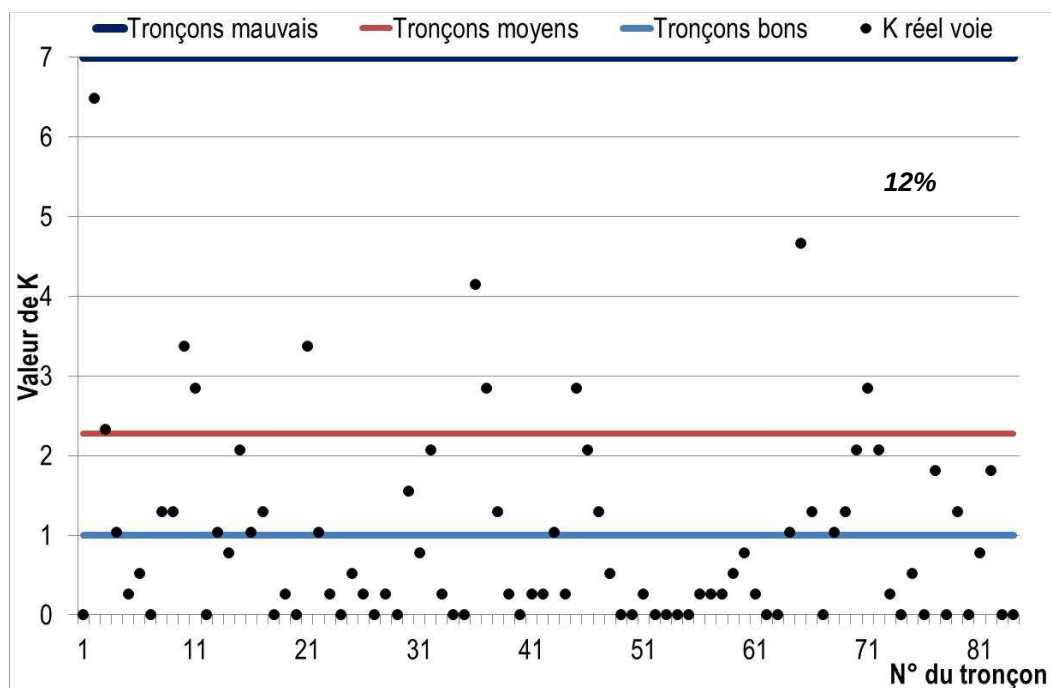


Figure VI.15 : Cotation des tronçons groupe UIC 3

Cette analyse met en avant le fait que 60 % ont un bon comportement tandis que 12 % subissent une dégradation prématurée vis-à-vis des autres secteurs. Pour ces secteurs, il convient de déterminer quelle est la cause de cette dégradation prématurée 10 années après le renouvellement de la voie. Parmi celles-ci peuvent être citées une couche intermédiaire dégradée mais également une sous-épaisseur de ballast rendant difficile le maintien de la géométrie de la voie.

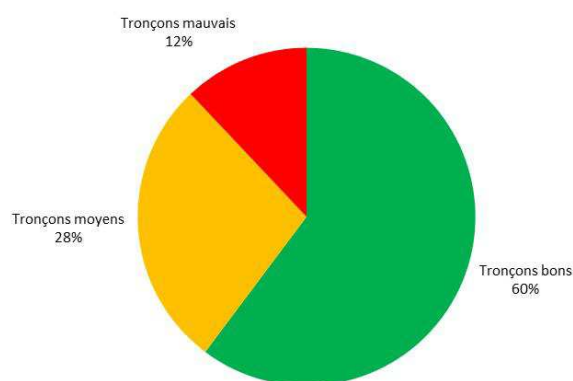


Figure VI.16 : Pourcentage de répartition de la qualité des tronçons de groupe 3

La même analyse a été réalisée pour les lignes de groupe UIC 4. Le Tableau VI.17 et les Figure VI.17 et Figure VI.18 montrent la répartition des 52 tronçons en fonction du classement proposé.

Tableau VI.17 : Classification des tronçons analysés (Groupe UIC 4)

Seuils	Critères de qualification du tronçon					
	$m - \sigma$	m	$m + \sigma$	$> m + \sigma$		
Qualité du tronçon	0	0.53	1.06	1.06	Moyenne (m)	0.53
					Ecart type (σ)	0.53

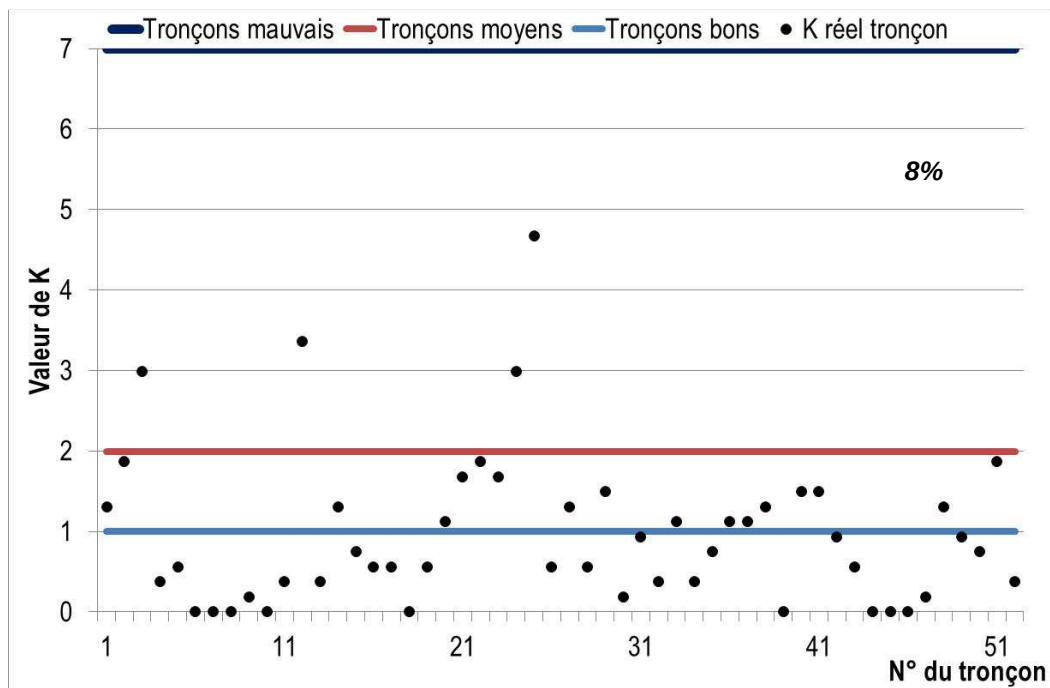


Figure VI.17 : Cotation des tronçons groupe UIC 4

Dans ce cas également, on constate que pour 60 % le comportement du tronçon peut être considéré comme bon, et seulement 8 % comme mauvais, le reste (33 %) nécessite un nombre de bourrage moyen.

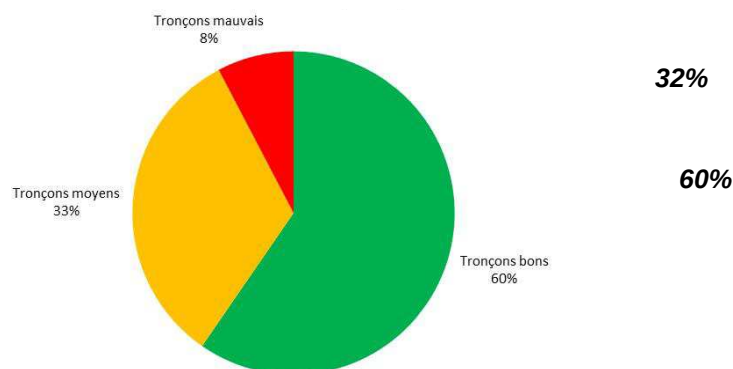


Figure VI.18 : Pourcentage de répartition de la qualité des tronçons de groupe 4

Cette analyse permet de déterminer les tronçons qui ont nécessité une sur-maintenance au regard de la moyenne des tronçons d'un même groupe. Cependant, il est peu probable que ce tronçon fait l'objet d'un effort plus important de bourrage sur son intégralité. Il est donc nécessaire de procéder à une analyse plus fine, Pk par Pk, afin de localiser la zone défailante.

3. Conclusion

L'analyse des données de géométrie de la voie ont permis, pour les groupes UIC 3 et 4, de définir les normes de bourrage sur ces tronçons. La première étape a consisté en l'étude de tronçons dits « parfaits », c'est-à-dire pour lesquels on a l'information au cours des onze premières années d'exploitation. Cette première analyse a servi de base à la validation de la méthode d'analyse d'un plus grand échantillonnage et dont les données sont disparates dans le temps. Elle a donc validé la méthode d'analyse utilisée dans le cadre de ce chapitre pour définir le comportement moyen d'un groupe UIC.

Les conclusions issues de cette étude montrent que, de manière générale, on a un nombre important d'interventions sur les premières années, à la phase de stabilisation du ballast, c'est-à-dire, l'arrangement optimal des grains de ballast dans le massif permettant de ne plus avoir de dégradation de la géométrie de la voie. Cette phase qui dure environ huit ans est suivie par une phase de stabilité d'environ dix ans durant laquelle, il n'y a pas d'effort de maintenance supplémentaire. Au-delà, la dégradation est plus rapide à cause du vieillissement de l'armement et du ballast. La cinétique de dégradation est modélisable, pour les deux premiers stades de dégradation, en appliquant une loi logarithmique dans laquelle le paramètre « a » est fonction de la vitesse. Le coefficient « b » est actuellement relié à la nature de la traverse. Cependant, il sera nécessaire de procéder à de nouvelles analyses afin de déterminer plus précisément le lien qui relie le coefficient « a » à la vitesse et le « b » à la rigidité de la voie.

Enfin, ce chapitre a permis de développer une méthode permettant d'analyser la qualité d'un tronçon au regard du comportement moyen d'un tronçon d'un même groupe. Cette approche permet de réaliser une projection de la maintenance nécessaire si l'on procède à une augmentation de trafic (vitesse). Cependant, cette seule méthode ne peut permettre d'analyser objectivement le tronçon et il est nécessaire de prendre en compte la qualité de la plateforme (i.e. q_d , épaisseur) et la gestion de l'eau au sein de la structure d'assise. C'est pourquoi ce paragraphe donne des éléments permettant de procéder à l'analyse technico-économique des solutions techniques à préconiser en fonction des objectifs fixés au tronçon, cela selon des éléments mécaniques.

C. Analyse technico économique des travaux à réaliser

Le renouvellement de la voie et du ballast sont des travaux lourds, chers, et impactant en termes de capacité. La rentabilité de cette opération peut être appréhendée en fonction de l'effort de maintenance sur la voie qui en résulte suite au RVB. Aussi, en amont de ces travaux, il est nécessaire de savoir si la couche intermédiaire sera en capacité de reprendre le futur trafic qui circulera sur la voie. On vient de

voir que l'on peut étudier sur un tronçon la quantité de maintenance réalisée et déterminer si elle correspond au standard du groupe UIC auquel elle est rattachée. Dans les zones où le maintien de la géométrie est difficile à obtenir, il est nécessaire d'en connaître la cause et de savoir si cela provient d'un armement vieillissant ou de la structure d'assise. Si la cause du problème a pour origine la structure d'assise, il devient nécessaire de procéder à des investigations Panda pour permettre d'estimer le potentiel mécanique résiduel de celle-ci.

Dans le cadre de l'analyse du comportement mécanique de la couche intermédiaire, avant de procéder à la réfection de la structure d'assise, il est important de prendre en compte différents facteurs qui peuvent améliorer le comportement de la voie. L'objectif de cette dernière partie est donc d'offrir, aux personnes en charge de réaliser des études, un éventail de solutions (drainage, relevage, etc.) permettant d'éviter de réaliser des travaux hors suite (réfection de la sous couche) tout en assurant à long terme le bon comportement de la voie (géométrie).

1. Etat des lieux des linéaires bourrés sur les voies renouvelées

Au-delà d'étudier le nombre d'interventions réalisées sur un tronçon donné, il est également intéressant de quantifier le linéaire qui est annuellement bourré. Cette information permet de visualiser la cinétique de dégradation de la voie. Il est entendu que les limites qui peuvent être données à cette analyse sont qu'elles ne représentent pas spatialement les zones et donc ne permettent pas à ce stade d'identifier des secteurs plus défaillants, ni de différencier la nature des interventions à savoir si ce sont des reprises localisées ou des BML réalisés sur des centaines de mètres.

La Figure VI.19 présente le pourcentage de linéaire annuellement bourré en fonction de la classe de la ligne. La tendance mise en évidence par ce graphique est que l'évolution du linéaire bourré de voie est linéaire en fonction du vieillissement de celle-ci. Ainsi, après 25 ans d'exploitation, la voie est globalement bourrée (en cumulé), annuellement, sur un tiers de son linéaire.

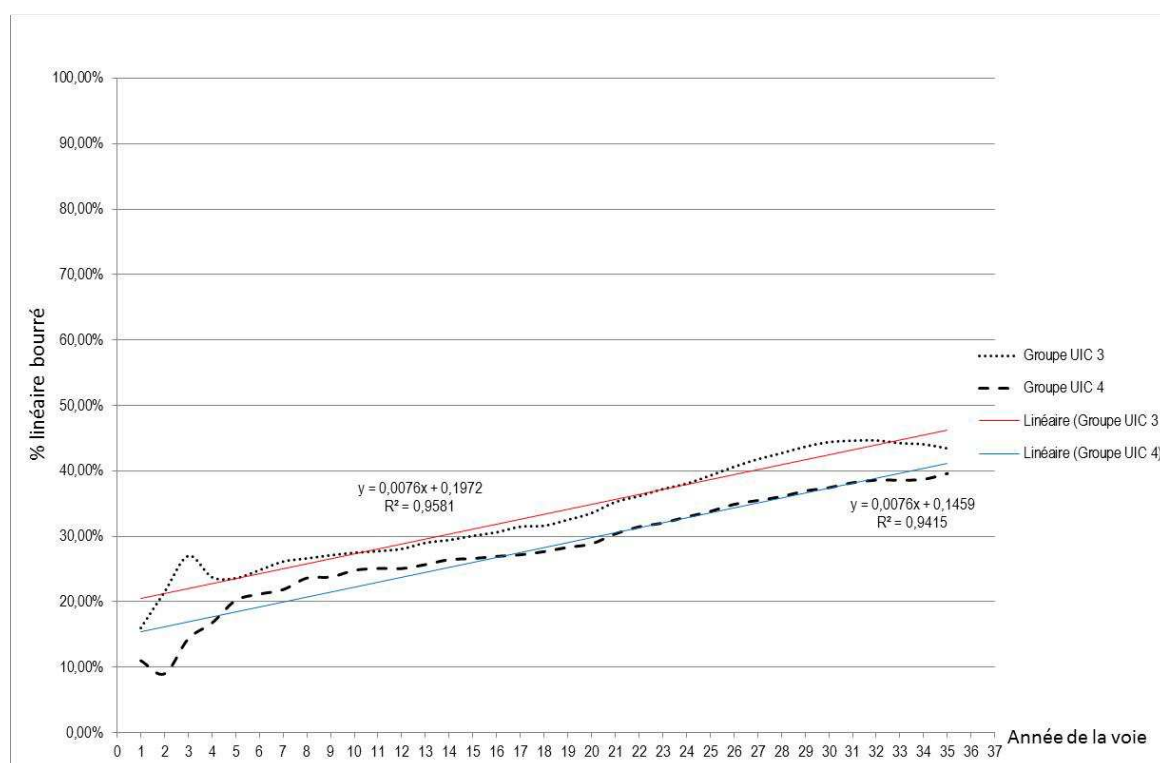


Figure VI.19 : Pourcentage de linéaire moyen annuel bourré en fonction de l'âge de la voie – Groupe UIC 3 & 4

Ces informations sont importantes pour estimer la dégradation du tronçon que l'on étudie. Il est en effet important d'analyser le linéaire bourré, mais également sa spatialisation pour évaluer si des travaux de RVB classique permettront d'obtenir les performances envisagées. Si nous constatons que cet effort est trop important, il est possible d'étudier la faisabilité de travaux dits « légers » avant de prévoir des réaliser des opérations nécessitant la dépose de la voie. Ainsi, par exemple les opérations type relevage peuvent répondre à ce besoin.

2. Effet des travaux de voie : le relevage

Les travaux de relevage, consistent à ajouter une épaisseur de ballast allant généralement de 10 à 15 cm. Cette opération est habituellement réalisée sur les zones faisant l'objet d'une maintenance plus importante que celle réalisée sur les tronçons adjacents. Une des explications est qu'en augmentant l'épaisseur de ballast, on diminue de fait la contrainte appliquée au sol support. Cependant, il est nécessaire d'estimer réellement l'impact de tels travaux sur le comportement de la couche intermédiaire. En effet, si le relevage diminue la contrainte appliquée à la couche intermédiaire, il est logique que le module d'élasticité pour reprendre un chargement donné soit également inférieur. Il est donc nécessaire d'estimer cette diminution du module de Young. Le Tableau VI.18 présente les hypothèses prises en compte pour l'estimation de l'impact d'un relèvement de 10 cm sur une ligne de groupe UIC 4 permettant d'obtenir les résultats repris dans la Figure VI.20.

Tableau VI.18 : détermination de la pression à la base de la couche intermédiaire après un relevage de ballast de 10 cm
Groupe UIC 1-4 / $V \leq 160$ km/h

Charge		22,5t/essieu 50%		22,5t/essieu 25%	
Train	Qt	55,18	kN	27,59	kN
Rail	Qr	0,35	kN	0,35	kN
Traverse	Qtrav	1,47	kN	1,47	kN
		57,01	kN	29,42	kN
Géométrie de traverse					
Largeur	L	0,60	m	0,60	m
Longueur	B	0,84	m	0,84	m
Surface de traverse	S	0,50	m ²	0,50	m ²
Rayon équivalent	a	0,40	m	0,40	m
Ballast + Ballast pollué					
Poid volumique	r	20,00	KN/m ³	20,00	KN/m ³
Epaisseur	z	0,35	m	0,35	m
Surface de traverse	S	1,13	m ²	1,13	m ²
Pression de la couche ballast sur la CI	s _z	7,91	kN	7,91	kN
Pression uniforme sous le ballast					
Surface d'application de la charge	S	1,13	m ²	1,13	m ²
Pression uniforme sur ballast	P _{amin} (sans train)	8,61	kPa	8,61	kPa
	P _{amax} (avec train)	57,43	kPa	33,02	kPa

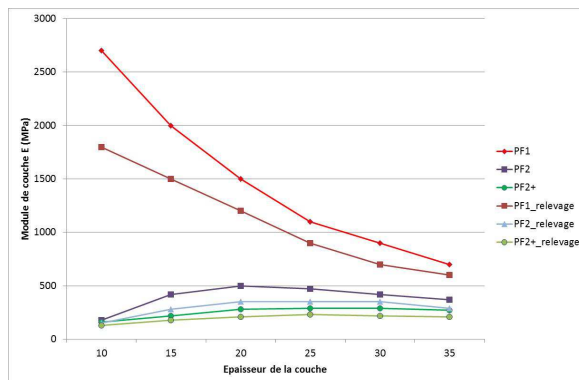
Le Tableau VI.19 met en évidence la diminution de contrainte appliquée sur la couche intermédiaire en fonction de la hauteur de relevage et cela pour une circulation inférieure à 160 km/h.

Tableau VI.19 : Effet du relevage sur la contrainte obtenue à la base du ballast (50% masse du train)

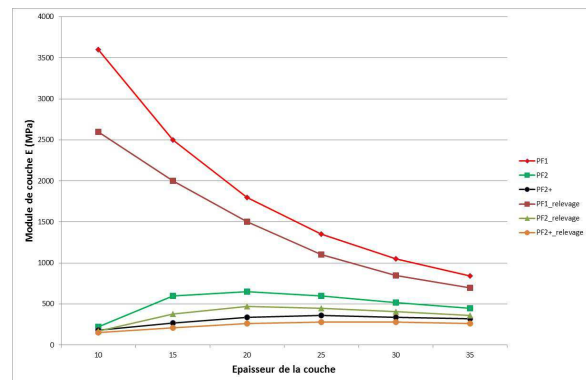
H relevage (cm)	0	10	15	20
Contrainte sous ballast (MPa)	66	57	54	51
Δ (%)	/	-13	-18	-23

Les premiers résultats mis en évidence par ces Figure VI.20 sont que l'opération de relevage a effectivement un effet important sur la diminution du module de Young. L'influence de cette opération semble également être plus bénéfique lorsque la qualité du sol support est médiocre (PF1) et que l'épaisseur de la couche intermédiaire est faible du fait du grand écart des valeurs. La seule lecture de ce graphique ne permet pas de quantifier le gain obtenu en termes de caractéristiques mécaniques nécessaires à la couche intermédiaire pour recevoir un trafic donné. Pour cela, la Figure VI.21 représente le pourcentage de diminution du module élastique après l'opération de relevage. On

constate que ce gain est approximativement d'une vingtaine de pourcent, et ce quel que soit l'épaisseur de la couche intermédiaire. Pour ce qui est des chutes de module très importantes, cela peut être expliqué par le fait que lors du dimensionnement, on a déterminé de façon incrémentale (tous les 100 MPa) la valeur du module afin que celui-ci permette d'obtenir une déformation inférieure à celle théorique. Ainsi, dans certain cas, il est probable que la valeur du module d'élasticité retenue soit légèrement plus forte que la valeur réellement admissible (de l'ordre de 80 MPa par exemple).



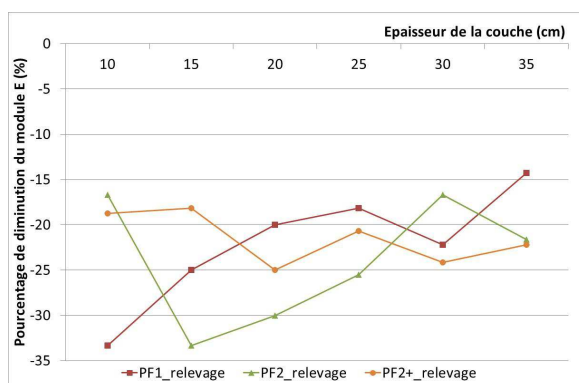
a)



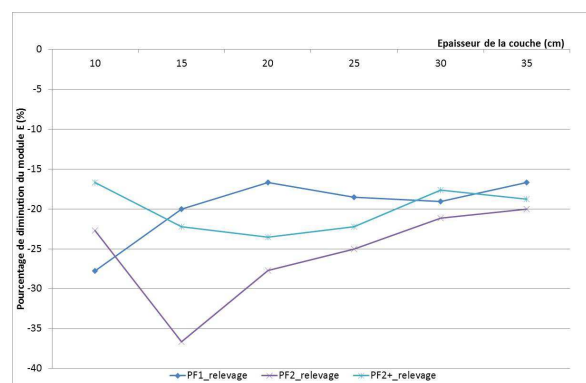
b)

Figure VI.20 : Impact de l'opération de relevage sur le module d'élasticité nécessaire à la traficabilité en fonction de la classe de plateforme et de l'épaisseur de C.I. Comparaison entre la situation nominale et après relevage

a) groupe UIC 4 $V \leq 160$ km/h b) groupe UIC 4 $V > 160$ km/h



a)



b)

Figure VI.21 : Effet du relevage sur la diminution du module de Young.

a) Groupe 4 ; $v \leq 160$ km/h, b) Groupe 4 ; $v > 160$ km/h

Ces graphiques mettent en lumière l'effet positif de l'action de relevage sur la diminution du niveau de sollicitation appliquée à la couche intermédiaire. Ainsi, une diminution de la contrainte à la base du

ballast permet d'éviter des déformations irréversibles sans avoir à substituer la couche intermédiaire. Ce point est très important car il permet, lors des études de renouvellement de voie, d'avoir une approche permettant de prendre en compte le potentiel mécanique résiduel de la couche intermédiaire. Ainsi, il n'est pas obligatoire de réaliser des travaux de réfection de plateforme, qui sont très impactant en termes de capacité (trafic ferroviaire) mais également au niveau du coût de la réalisation du chantier. Pour exemple, on peut réaliser le comparatif suivant : sur une période de 5 heures de travail, il est possible de réaliser des travaux de sous-couche sur environ 50 m de voie et de renouvellement de la voie et du ballast, pour un coût d'environ 1 200 €/m. Maintenant, si on procède à un RVB avec un ajout de 10 cm de ballast par rapport à l'épaisseur nominale, il est possible de traiter sur la même période d'interception environ 1 000 m de voie, pour un coût estimé à 1 050 €/m.

Cette étude technico-économique sommaire permet de comprendre aisément la plus-value de la considération des caractéristiques de la couche intermédiaire. Si la zone correspond aux critères de relevage, cette technique permet de traiter sur une même période de travail vingt fois plus de linéaire de voie pour un coût inférieur d'environ 150 000€. Au-delà de l'aspect financier, le relevage permet de diminuer l'impact des travaux sur les circulations commerciales (période réduite de LTV) tout en assurant le même objectif de performance en termes de qualité de voie. Cependant, il est nécessaire d'indiquer que l'opération de relevage ne peut être systématiquement réalisée du fait d'un problème de gabarit. Dans ce cas, il peut être envisagé de mener un travail mixte c'est-à-dire en augmentant légèrement l'épaisseur de ballast et adaptant les composants de la voie, en utilisant des traverses plus fines de type M240 et des patins sous traverses.

Pour pérenniser les travaux de RVB, dans certains cas, les seuls travaux de voie ne suffisent pas. Il est nécessaire de réaliser des travaux connexes tels que les travaux de drainage qui permettront d'avoir un fonctionnement correct du système.

3. Impact de l'assainissement sur la pérennité des travaux : travaux connexes

Comme on a vu précédemment, le comportement de la couche intermédiaire ne peut être appréhendé en ne regardant exclusivement que l'aspect mécanique du sol. Il est nécessaire de prendre en compte également l'aspect hydraulique. En effet, la présence d'eau dans cette couche provoque une dégradation de ses propriétés mécaniques. Ainsi, à l'inverse d'une opération de relevage, la présence d'eau au-delà de sa teneur optimale dégradera la réponse mécanique du sol et donc causera de déformations irréversibles plus importantes. De plus, la présence d'eau dans la couche intermédiaire favorisera la migration de fines depuis le sol support engendrant ainsi des remontées boueuses, qui auront un effet néfaste sur la tenue de la géométrie de la voie.

Il est donc nécessaire lors des études et de la réalisation des travaux de RVB de s'assurer du bon écoulement des eaux ruisselant à l'interface ballast / couche intermédiaire mais également de la bonne évacuation de l'eau infiltrée dans celle-ci. Pour cela il convient de respecter :

- L'écoulement transversal des eaux de ruissellement par la réalisation d'une pente transversale (orientée vers la piste) à l'aide de la chaîne de dégarnissage et la suppression des cordons étanches (Figure VI.22). Ce cordon est généralement obtenu après un dégarnissage réalisé dans la couche intermédiaire pour permettre de mettre l'épaisseur de ballast nécessaire ou d'abaisser le plan de roulement de la voie.

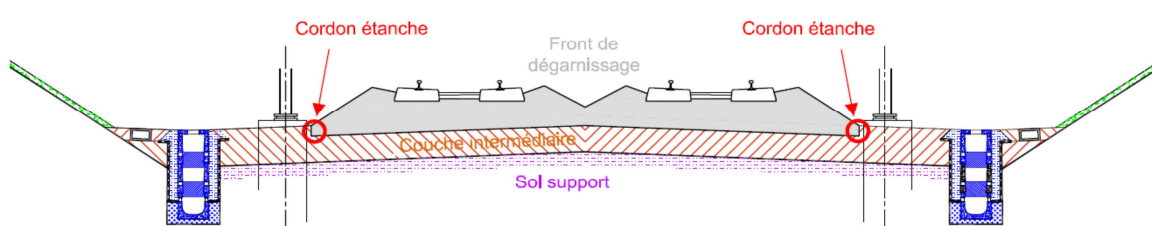


Figure VI.22 : Schématisation du cordon étanche observable sur ligne classique

- D'un point de vue mécanique, ces procédés de travaux peuvent avoir un double impact. Le premier est que l'abaissement de la plateforme diminue de fait l'épaisseur de la couche intermédiaire. D'après les analyses présentées précédemment, pour un même module élastique, la couche intermédiaire plus fine supportera moins de trafic qu'une couche plus épaisse. De plus, si la gestion des écoulements n'est pas prise en compte, on se retrouve face à une double problématique qui fait que les dégradations vont apparaître plus rapidement du fait de la stagnation de l'eau au-dessus de la couche intermédiaire et la saturation progressive de celle-ci, entraînant une diminution de la performance mécanique de la couche intermédiaire et la mobilisation des particules fines engendrant ainsi des remontées boueuses.

- L'évacuation de l'eau contenue dans la structure d'assise. Pour cela, il est nécessaire de mettre en place un système de drainage qui permet de drainer l'eau infiltrée dans la couche intermédiaire. Il est donc nécessaire de disposer d'un drainage longitudinal qui en complément de drainer les eaux de ruissellement draine l'eau contenue dans la couche intermédiaire mais également l'eau de la nappe phréatique lorsqu'elle est présente. La fonction ici est également multiple. Elle permet d'éviter la présence d'eau au niveau de la partie supérieure des terrassements pouvant dégrader la portance (y compris si le front de gel venait à migrer en profondeur) de celle-ci et ainsi engendrer des déformations permanentes ayant des répercussions sur la géométrie de la voie.

Concernant ce point, il est difficile de quantifier le gain d'un système de drainage opérationnel sur la pérennité de la voie. En effet, si le coût d'un dispositif de drainage est de l'ordre d'une vingtaine de pourcent du GOPEC et que les rendements de mise en œuvre sont inférieurs à ceux de la suite rapide, sa réalisation est nécessaire pour permettre un bon fonctionnement de la voie. Ainsi, les opérations de maintenance (bourrage, meulage) seront ramenées aux standards de la ligne et la durée de vie de l'opération de RVB sera prolongée.

4. Effet de l'épaisseur de la structure d'assise sur la tenue de la voie

La structure d'assise (définie par les standards SNCF) contribue au maintien de la géométrie de la voie. Lors des opérations de renouvellement de voie, il peut être nécessaire, pour des questions de dégagement de gabarit, de diminuer les épaisseurs de la structure d'assise. En effet, en fonction de la qualité du sol support, on peut estimer l'épaisseur nécessaire de la couche intermédiaire comme suit :

- $S_1 = 25$ cm (Qd visé 130 MPa)
- $S_2 = 20$ cm (Qd visé 50 MPa)
- $S_3 = 15$ cm (Qd visé 25 MPa)

Concernant l'épaisseur de ballast nominale, celle-ci est définie par les référentiels SNCF (1996b). Cependant, l'épaisseur minimale de la structure d'assise n'est pas exclusivement liée au bon comportement de la voie ferrée, il est également nécessaire d'assurer un bon drainage de la voie (eau zénithale et interne : infiltration et/ou nappe) et de vérifier la mise hors gel du sol support. En effet, la structure d'assise permet de limiter la propagation du front de gel (SNCF, 1996b) et par conséquent la préservation de la qualité du sol support. Ainsi, comme l'a démontré Trinh (2011), le ballast comme la couche intermédiaire contribuent à vérifier le dimensionnement au gel de la structure et éviter les déformations du sol support préjudiciables à la sécurité des circulations. Ainsi, dans certain cas, il pourrait être nécessaire d'avoir une sur-épaisseur de la structure d'assise pour assurer la mise hors gel du sol support.

D. Discussion

Ce chapitre permet de faire le lien entre les différents constituants de la voie ferrée et leur contribution sur le comportement de la voie. Dans un premier temps, l'approche mécanique a permis de faire le lien entre l'évaluation du module à l'aide de l'outil Panda, les épaisseurs des couches obtenues par analyse des images endoscopiques et le comportement mécanique de la couche intermédiaire. L'utilisation du logiciel Alizé pour l'analyse du comportement à long terme de la voie est rendue possible

en connaissant le trafic de celle-ci (nombre de train, masse, vitesse, etc.) ainsi que la consistance des couches (épaisseur et nature). Les quelques cas d'études présentés dans ce mémoire ont permis de justifier cette approche. Cependant, ces valeurs s'entendent pour une couche intermédiaire que l'on qualifie de saine, c'est-à-dire, sa teneur en eau est proche de celle de l'OPM et sa teneur en fines et sa nature permettent de respecter le postulat de Terzaghi en termes des conditions de séparation et filtration. En effet, si l'un de ces paramètres venait à évoluer, cela impacterait d'autant le module élastique de la couche intermédiaire et par conséquent le comportement à long terme. Cela confirme l'importance du drainage dans le comportement global de la voie. En effet, une bonne gestion des écoulements permettra de conserver les propriétés mécaniques des couches structurantes.

Dans un second temps, l'analyse des données de géométrie de la voie ont permis, pour les groupes UIC 3 et 4, de définir les normes de bourrages sur ces tronçons. Cette analyse met en évidence la cinétique de dégradation de la voie en fonction de l'historique de chargement. Celle-ci peut être résumée de la façon suivante : un nombre important d'interventions sur les premières années qui correspondent à la phase de stabilisation du ballast, c'est-à-dire, l'arrangement optimal des grains de ballast dans le massif, permettent de ne plus avoir de dégradation de la géométrie de la voie. Cette phase qui dure environ huit ans est suivie par une phase de stabilité d'environ dix ans durant laquelle, il n'y a pas d'effort de maintenance supplémentaire.

L'étude réalisée a permis de définir la loi régissant la dégradation de la voie durant les 15 premières années d'exploitation après un RVB. Cette loi de la forme $y = a \cdot \ln(x) + b$ est caractéristique d'une loi de tassement granulaire où le paramètre « a » est lié à la vitesse et où une relation est actuellement faite entre « b » et la nature de la traverse assimilable à la raideur de la voie. Il est ainsi possible pour une voie donnée circulée à une vitesse définie de projeter sa cinétique de dégradation à une vitesse plus importante en modifiant la valeur du coefficient « a », et de regarder si on reste dans des valeurs acceptables.

Enfin, pour l'expertise d'un tronçon et la détermination des travaux à réaliser sur celui-ci, il en ressort qu'en plus de la nécessité d'avoir un système de drainage qui joue son rôle, quelques points principaux doivent être pris en compte :

- L'état de la voie en termes d'effort de maintenance. Les analyses réalisées tendent à montrer que, pour les groupes UIC 3 et 4 un coefficient d'entretien (k) de 2 est acceptable 10 ans après la réalisation du RVB. Cette notion fait que pour un groupe 3, nous avons un bourrage sur le tronçon tous les 1,5 ans et un bourrage par an dans le cas des groupes 4.

- L'influence du relevage pour préserver l'intégrité de la couche intermédiaire et ainsi éviter la réalisation de travaux coûteux, de réfection de sous couche, en termes de capacité et de ressources.
- Ainsi, ce cheminement permet d'aboutir aux deux logigrammes présentés en Figure VI.23 et Figure VI.24 qui sont respectivement :
- Un logigramme fonctionnel, c'est-à-dire qu'il permet de définir les besoins en données d'entrée et leur utilité

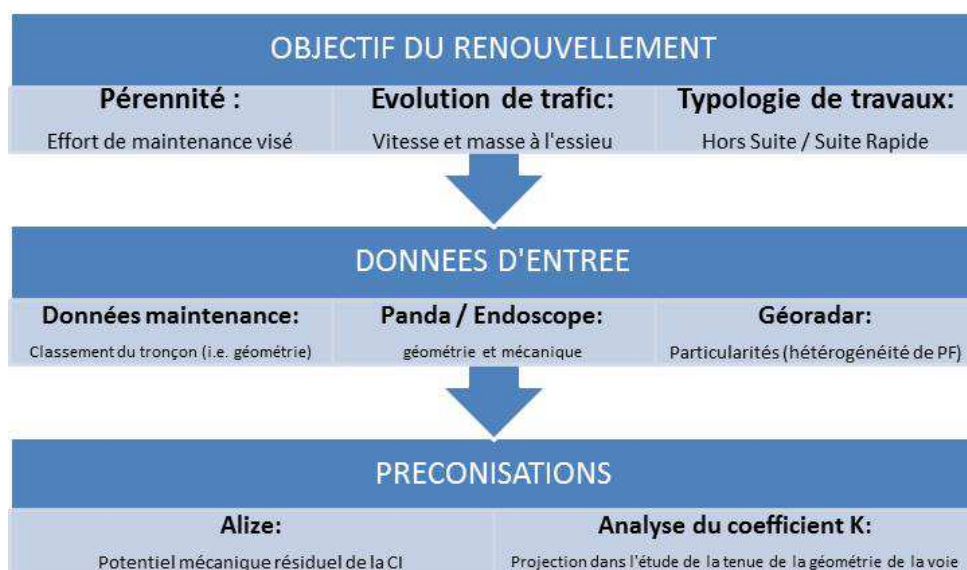


Figure VI.23 : Logigramme fonctionnel près – Renouvellement

- et un logigramme décisionnel permettant d'optimiser et fiabiliser les travaux réalisés sur un tronçon.

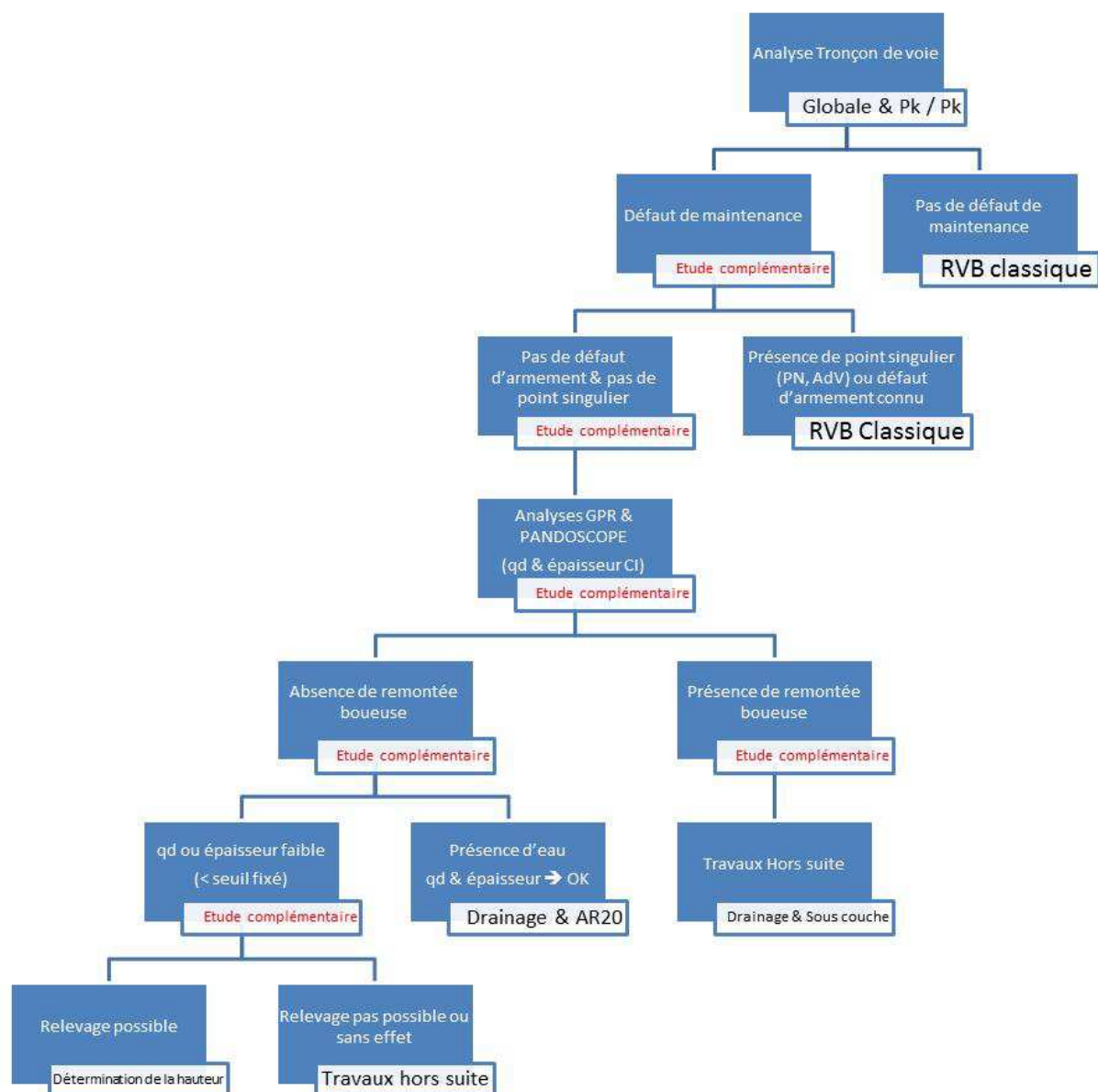


Figure VI.24 : Logigramme d'analyse d'un tronçon de voie ferrée

VII. CONCLUSIONS ET PERSPECTIVES

Les conditions d'exploitation du chemin de fer ont évolué au fil des années. Depuis sa création dans la deuxième partie du XIX^{ème} siècle à nos jours, les lignes historiques ont vu circuler des trains lourds et lents (locomotive à vapeur) puis des mobiles plus légers et plus rapides (micheline). Ces dernières décennies, les conditions d'exploitations ont été modifiées nécessitant une meilleure prise en compte de la structure d'assise dans le comportement global de la voie ferrée. De plus, l'avènement de la grande vitesse a nécessité la création d'un dimensionnement rationnel des structures d'assise en fonction de la qualité du sol support. Profillidis (1983) a montré l'importance de la prise en compte de ces éléments pour assurer la pérennité de l'infrastructure. Cependant, jusqu'à présent il est difficile de prendre en compte le comportement de la couche intermédiaire, rencontrée sur ligne classique, dans le comportement de la voie ferrée. C'est ce à quoi s'est attaché ce mémoire en étudiant dans un premier temps l'aspect industriel concernant la prise en compte des investigations réalisées (géoradar / Panda) et leur exploitation dans l'analyse du comportement de l'infrastructure, et dans un second temps le comportement de la couche intermédiaire étudié dans les travaux de thèses de Trinh (2011), Duong (2013) et Lamas-Lopez (2016). A partir de l'ensemble de ces informations et en intégrant des préceptes issus du domaine routier, ainsi que des données issues de bases de données internes, on a proposé une nouvelle approche permettant de déterminer le potentiel mécanique résiduel de la voie ferrée.

Si l'on réalise un focus sur les principaux résultats mis en évidence dans le cadre de ces travaux, et leur lien avec les constats effectués sur le terrain, on peut citer : le processus de formation de la couche intermédiaire qui est fortement dépendant de la densité et de la nature du sol support, mais aussi des opérations de maintenance (soufflage, bourrage) réalisées sur le parcours. La qualité du sol support est un facteur essentiel pour la création de la couche intermédiaire, c'est pourquoi historiquement, lorsque un sol support ne remplissait pas naturellement ces objectifs, l'on réalisait un traitement de l'arase qui consistait en la mise en place d'hérisson (densification du sol support) ou de paillé (séparation/filtration des eaux). Lorsque l'ensemble de ces conditions sont réunies, cela permet la création de la couche intermédiaire pour laquelle les travaux de Trinh (2011) ont révélé qu'une couche intermédiaire ne présentant pas de défaut avait plus ou moins les mêmes caractéristiques qu'une sous-couche de LGV, malgré un processus de création long de 150 ans. Ainsi, ces deux matériaux ont un fuseau granulométrique et une densité d'OPM relativement proche. De plus, les caractéristiques granulométriques des différentes couches prélevées sur le site de Sénissiat (Couche intermédiaire, Couche de transition, sol support) mettent en évidence que les courbes granulométriques de chaque

matériau permettent de respecter les conditions séparation/filtration définies par Terzaghi. Cependant, il n'est pas possible d'obtenir de bonne performance de ce matériau s'il n'est pas drainé. En effet, un dysfonctionnement du système d'assainissement ou l'absence de celui-ci va engendrer des modifications des caractéristiques du sol support, se traduisant par une apparition des déformations permanentes plus importantes et des remontées de fines dans le ballast. En effet, en fonction de la nature (plasticité des fines, perméabilité, etc.) de la couche intermédiaire, l'eau contenue a un impact plus ou moins important sur le comportement global de la voie ferrée. Une faible perméabilité du sol, comme on peut la rencontrer dans les argiles et les marnes va engendrer des surpressions interstitielles au passage des circulations et par conséquent une liquéfaction du sol et donc la migration de fines au sein du massif de ballast. A l'inverse, si le sol est plus perméable, ce qui est le cas des sols sablo-limoneux, ceux-ci ont la capacité de dissiper les surpressions induites par le passage des circulations, favorisant le drainage de la couche intermédiaire, augmentant la raideur du sol et par conséquent, favorise la création de la couche intermédiaire.

Une fois le processus de formation, ou dégradation, de la couche intermédiaire analysé, on a étudié le comportement hydromécanique de celle-ci. Les travaux sur le comportement hydraulique, mené par Trinh (2011) ont montré que la perméabilité du sol prélevé sur le site de Sénissiat est faible ($2,2 \times 10^{-7}$ m/s pour une densité de $2,39 \text{ Mg/m}^3$) au regard des seuils admis en génie civil. Ces travaux ont mis en évidence l'effet de la densité du sol sur la perméabilité : plus la densité est grande, plus la perméabilité est faible, et c'est la fraction des fines qui pilote le comportement hydraulique du milieu, la fraction grossière assurant le rôle mécanique. Ces deux dernières observations sont importantes à mettre en relation avec les problèmes qu'on rencontre sur le RFN. En effet, lorsqu'on a une dégradation de la couche intermédiaire par l'apparition de remontée boueuse, on constate un affaiblissement mécanique de la couche qui conduit, par une augmentation de la perméabilité, à une stagnation d'eau dans la structure et à une remontée de fines par le phénomène de surpression qui engendre la dégradation du nivellement de la voie. Des essais triaxiaux cycliques à grand nombre de cycles ont été réalisés pour étudier le comportement mécanique, permettant de mettre en évidence l'influence de la teneur en eau sur la déformation permanente de la couche intermédiaire, qui se révèle plus importantes lorsque la couche intermédiaire est à l'état saturé. Quant à l'influence de la teneur en fines sur le comportement mécanique, elle a été étudiée sur des échantillons de même densité et de même teneur en eau globale. On a noté que l'éprouvette contenant le plus de fines a présenté une déformation permanente axiale la plus faible en raison de l'effet de la succion qui se développe dans l'échantillon. Ces essais ont également permis de développer une loi de comportement du matériau qui permet de reproduire le comportement de la couche intermédiaire en fonction du nombre de cycles et du niveau

de chargement. Ces analyses de laboratoire permettent de comprendre le comportement hydromécanique d'une couche intermédiaire soumise à des chargements ferroviaires. Cependant, le processus de formation de cette couche ne peut être appréhendé par cette analyse. C'est dans ce cadre que Duong (2013), en complétant les travaux de Trinh (2011), a analysé le comportement à long terme de la couche intermédiaire (en faisant le parallèle avec ce qui est mené sur le GNT) en comparaison avec le processus de création de la couche intermédiaire. En effet, si l'on met en parallèle les résultats (Figure IV.40) obtenus sur le matériau de Sénissiat et les travaux de Duong, on constate les déplacements suivent la même tendance que ceux repris dans la norme européenne (NF EN 13 286-7). Ainsi, on peut, à la lecture de ces graphiques, estimer que la pérennité de la couche intermédiaire avec un seuil de 2×10^{-4} de déformation est assurée. Au-delà, il est probable que la couche intermédiaire se dégrade et qu'il apparaisse un phénomène de remontée boueuse.

Enfin, pour étendre ces recherches sur le fonctionnement de la couche intermédiaire, Lamas-Lopez (2016) a étudié le comportement dynamique de celle-ci vis-à-vis d'une augmentation de trafic (charge et/ou vitesse). D'un point de vue industrielle, la quantification de cet impact est primordiale pour le bon fonctionnement de l'infrastructure et pour que les travaux soient réalisés à bon escient. Les résultats montrent que lorsque la vitesse augmente, les déformations (Figure V.15) du matériau augmentent également. Il n'a pas été observé une déformation exponentielle au-delà de la vitesse de 160 km/h qui est, selon les référentiels SNCF, le seuil au-delà duquel il est nécessaire de prendre en compte l'effet dynamique. Cependant, le niveau de déformation est également dépendant de la masse à l'essieu du mobile. Plus la charge est importante, plus la déformation est élevée sans pour autant suivre une loi de proportionnalité. L'effet de la charge (Figure V.16) s'observe directement sur la sollicitation appliquée au niveau de chacune des couches, là où, à l'inverse de la déformation, l'écart entre les valeurs est proportionnel au rapport des masses. Ce diagramme met également en évidence l'impact de la couche intermédiaire sur la diminution de la contrainte appliquée au sol support. La qualité de celle-ci (au niveau mécanique et géométrique) permet d'augmenter la longévité du matériau ou permet à celui-ci de supporter une charge roulante plus importante. Les travaux de Lamas-Lopez ont également permis de faire le parallèle entre les essais et la pratique dans le domaine du dimensionnement. Il a montré l'importance de prendre en compte le module réversible (M_r) du matériau qui définit sa capacité à subir des sollicitations sans occasionner de déformation irréversible. Cette notion peut s'apparenter au potentiel mécanique d'une couche et ainsi sa capacité à subir des évolutions de sollicitation (vitesse et charge). Dans le cadre des essais réalisés avec l'AEF, on a observé une décroissance du M_r avec la vitesse et le fait que la charge à l'essieu semble ne pas avoir d'influence sur ce module.

L'ensemble de ces connaissances antérieures (Trinh, Duong, Lamas-Lopez) ont permis de réaliser les travaux présentés dans ce mémoire sur la compréhension du rôle de la couche intermédiaire dans le potentiel de la voie ferrée. Pour ce faire, on a employé deux approches. La première est une approche mécanique basée sur des données d'entrée obtenues à l'aide de sondages Panda/endoscope généralisés sur le RFN et l'utilisation du logiciel de dimensionnement des structures routière Alizé pour l'aspect ferroviaire. Nous avons pris le parti d'utiliser ce logiciel, car l'approche de dimensionnement utilisé dans le domaine routier est proche de celle du ferroviaire. En effet, la structure est calculée pour une durée de vie donnée, mais on étudie dans le temps la probabilité cumulée de celle-ci à se rompre. Ce risque r (%) est estimé sur une période de p années prise comme représentative de la longévité de la chaussée, représentant la probabilité qu'apparaissent au cours de ces années, des désordres impliquant des travaux de renforcement structurels. Ainsi, cette approche de dimensionnement intègre de la même façon que le dimensionnement ferroviaire les paramètres suivants : le trafic, la classe de l'arase de terrassement, le type de matériaux rapporté, etc. Ce qui ressort principalement de cette étude est l'importance de la qualité du sol support, en termes de portance. En effet, à sollicitation équivalente, il est nécessaire d'avoir une couche intermédiaire moins épaisse à mesure que la qualité du sol support augmente. Les études réalisées semblent montrer qu'en deçà de 20 cm pour une PF1 et PF2, il est peu probable de garantir la pérennité de la structure d'assise (à épaisseur de ballast nominale). Lorsque la qualité de la PF est équivalente à une PF2+, cette épaisseur peut être diminuée à 15 cm. La seconde approche est basée sur l'analyse des données de géométrie de la voie. Pour cela le choix s'est porté sur l'analyse des groupes UIC 3 et 4 représentant près de 50% du kilomètre de voie. De cette analyse, on a pu déterminer l'effort de bourrage moyen annuel en fonction du groupe de ligne analyse. Cette approche, basée sur celle de Maumy-Cochet (1979), met en avant que l'intensité de bourrage d'un tronçon peut être décrite en trois phases : un nombre important d'interventions sur les premières années qui correspond à la phase de stabilisation du ballast, c'est-à-dire, l'arrangement optimal des grains de ballast dans le massif permettant de ne plus avoir de dégradation de la géométrie de la voie. Cette phase qui dure environ huit ans est suivie par une phase de stabilité d'environ dix ans durant laquelle il n'y a pas d'effort de maintenance supplémentaire. Puis en dernier une augmentation exponentielle des dégradations de géométrie de la voie dont la cause peut être à mettre en relation avec le vieillissement des composants ballast et armement. L'analyse statistique réalisée sur les 10 premières années permet de définir que la loi régissant les interventions sur un tronçon est de la forme $y = a \cdot \ln(x) + b$. Dans le cadre de cette étude, on a proposé une relation entre la valeur des coefficients a et b et d'éventuels paramètres physiques. Pour ce qui est du coefficient « a », un lien est établi avec l'effet de l'augmentation de la vitesse. Concernant « b », on a proposé de le relier à la nature de la traverse qui reflète la raideur de la

voie. L'équation proposée permet de se projeter sur le comportement d'un tronçon, en termes de maintenance, si l'on procède à une augmentation de vitesse sur celui-ci. Il reste toutefois nécessaire de regarder la conséquence de cette opération sur le comportement de la couche intermédiaire en regardant si ses caractéristiques mécaniques permettent de répondre au besoin.

Enfin, en se basant sur l'ensemble des travaux réalisés, on a défini une méthodologie d'analyse du comportement de la voie pour réaliser les justes travaux (RVB, relevage, assainissement, etc.) en vue d'atteindre les objectifs de performance.

Cette thèse sur travaux, soulève de nouvelles questions sur lesquelles il conviendra d'apporter des réponses afin de fiabiliser les études de plateforme qui pourront être réalisées dans le futur. Parmi ces perspectives, on peut citer :

- L'apport de la géophysique dans l'analyse des plateformes ferroviaires : cette technique doit être un outil pour nous permettre de mieux caractériser le sol support et cela par des méthodes non destructives. Les travaux initiés notamment par Dhemaied (2014) montrent toute la pertinence de cette science, il convient maintenant de transposer ce qui a été réalisé au laboratoire au terrain. Des tests sont actuellement en cours à la SNCF et les résultats tendent à confirmer l'apport de cette technique.
- La fiabilisation de la méthode de dimensionnement proposée passe par un besoin de bien caractériser mécaniquement les couches traversées afin d'en déterminer le module élastique du sol. Pour cela, l'outil panda 3 développé par l'entreprise Sol Solution permet d'affiner les caractéristiques mécaniques de la couche intermédiaire. Il sera également intéressant d'étudier la faisabilité qu'offre cet outil pour déterminer la capacité portante du sol support.
- Les études statistiques proposées ont été sur deux groupes UIC. Il serait intéressant de réaliser ce travail sur l'ensemble des groupes pour voir si la méthode proposée est généralisable. Au cours de ce travail, il sera intéressant d'étudier également les corrélations qui peuvent être faites avec la valeur du coefficient b . Actuellement celui-ci a été mis en relation arbitrairement avec l'armement (faute de disposer de donnée suffisante pour réaliser d'autre analyse), mais d'autres relations pourraient être établies, avec par exemple la résistance de pointe, le module élastique du sol, ou la qualité de celui-ci. Si une relation pouvait être établie entre le paramètre « b » et le module élastique du sol, cela pourrait permettre de conforter l'approche proposée en utilisant le logiciel Alizé.

En conclusion ce mémoire s'est appuyé sur différentes avancées scientifiques (thèses et développements industriels) au cours des dernières années. Ces travaux ont permis de mettre en évidence le rôle de la couche intermédiaire dans le potentiel de la voie ferrée, mais aussi de définir les caractéristiques mécaniques qui doivent permettre à cette couche de remplir sa fonction mécanique. L'objectif industriel de cette thèse est de donner un outil pertinent qui permette de mieux aborder les processus de renouvellement de voie. La méthodologie d'analyse de tronçon portée dans ce document doit être un support à la maîtrise d'ouvrage pour réaliser les justes investissements de renouvellement de voie en intégrant le rôle, prépondérant, de la couche intermédiaire dans le fonctionnement de la voie ferrée.

REFERENCES

- AFNOR (1992a) NF P11-300, Classification des matériaux utilisables dans la construction des remblais et des couches de forme d'infrastructures routières.
- AFNOR (1994) NF P98-125, Assises de chaussées - Graves non traitées : Méthodologie d'étude en laboratoire.
- AFNOR (1996) NF P94-048, Sols : Reconnaissance et essais - Détermination de la teneur en carbonate - Méthode du calcimètre.
- AFNOR (1999) NF P94-093, Sols : Reconnaissance et essais - Détermination des références de compactage d'un matériau.
- AFNOR (2000) NF P 94-117-2, Portance des plateformes
- AFNOR (2000b) XP P 94 – 105, Contrôle de la qualité du compactage
- AFNOR (2003) NF EN 13450, Granulats pour ballasts de voies ferrées.
- AFNOR (2004) NF EN 13286-7, Mélanges avec ou sans liant hydraulique - Partie 7 : Essai triaxial sous charge cyclique pour mélanges sans liant hydraulique.
- AFNOR (2005) NF EN 14363, Applications ferroviaires - Essais en vue de l'homologation du comportement dynamique des véhicules ferroviaires - Essais en ligne et en poste fixe
- Alias, J. (1984) La voie ferrée - Techniques de construction et d'entretien. SNCF, EYROLLES.
- Alobaidi I., Hoare D.J. (1996): The Development of Pore Water Pressure at the Subgrade-Subbase Interface of a Highway Pavement and its Effect on Pumping of Fines. *Geotextiles and Geomembranes* 14(2) p. 111–135.
- ASTM (2003) D5298 : Standard Test Method for Measurement of Soil Potential (Suction) Using Filter Paper.
- Aw E.S. (2007): Low Cost Monitoring System to Diagnose Problematic Rail Bed: Case Study at Mud Pumping Site. Ph.D. Dissertation, Massachusetts Institute of Technology, USA.
- Barksdale, R.D. (1972): Laboratory evaluation of rutting in base course materials. In *Proceedings of the Third International Conference on Structural Design of Asphalt Pavements*, London, p. 161-174.

- Benz-Navarrette, M.A. Gourves R., Escobar E., Haddani Y, Calon N., Costa d'Aguiar S., Robinet A.(2014) : Détermination de la raideur dynamique des plateformes ferroviaires à l'aide de l'essai pénétrométrique Panda 3. Géorail 2014
- Bodin V. (2001) : Comportement du ballast des voies ferrées soumises à un chargement vertical et latéral. Thèse de doctorat, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 2001.
- Bouabdallah A. (1998) : Contribution à l'étude du comportement mécanique des sols fortement désaturés. PhD Dissertation, Ecole Centrale Paris. (In French).
- Bourne V., (1998) : Les structures d'assise ferroviaire "dimensionnement et comportement". Mémoire d'ingénieur CNAM
- Bian, X., Jiang, H., Cheng, C., Chen, Y., Chen, R., Jiang, J., (2014): Full-scale model testing on a ballastless high-speed railway under simulated train moving loads. *Soil Dyn. Earthq. Eng.* 66, p. 368–384.
- Bishop, A. W. (1959): The principle of effective stress. *Teknisk Ukeblad*, vol. 106, n°39, pp. 859-863.
- Brooks, R.H. & Corey, A.T. (1964) Hydraulic properties of porous media. *Hydrology papers* -3, Colorado State University in Fort Collins, Colorado.
- Calon N., Lambert L., Robinet A., Trinh V.N., Tang A.M., Cui Y.J., Dupla J.C., Canou J., Schoen O. (2011). Mechanical characterisation of the blanket layer in old railway trackbeds. *Railways engineering* 2011.
- Calon N., Robinet A. and Trinh V.N (2014): Trackbed Evolution on the French Railway Network. *Railways* 2014.
- Cauchet, C., Maumy, V. (1979) : Utilisation de l'informatique pour les études de renouvellement de voie, Travail de fin d'étude ENPC.
- Chen, R.P., Zhao, X., Bian, X.C., Chen, Y.M., (2013): Dynamic soil pressure and velocity of slab track subgrade in High-Speed railway, in: *Advances in Environmental Vibration; Sixth International Symposium on Environmental Vibration: Prediction, Monitoring, Mitigation and Evaluation*. Shanghai.
- Côté, J. & Konrad, J.M. (2003): Assessment of the hydraulic characteristics of unsaturated base-course materials: a practical method for pavement engineers *Can. Geotech. J* 40(1), p. 121-136.
- Cui Y.J., Delage P. (1996): Yielding Behavior of an Unsaturated Compacted Silt. *Géotechnique* 46(2), p. 291-311.

- Dhemaied A, Cui YJ, Tang A (2014) : Etude de la sensibilité de la raideur mécanique des sols supports à la variation de la teneur en eau. Géorail 2014
- Duong TV, Tang AM, Cui YJ, Trinh VT., Calon N., Dupla JC., Canou J., Robinet A. (2013): Effects of fines and water contents on the mechanical behavior of interlayer soil in ancient railway sub-structure. *Soils and Foundations* N° 53, p. 868–878
- Duong TV, (2013) : Etude du comportement hydromécanique des plateformes ferroviaires anciennes en vue du renforcement par « soil-mixing ». Thèse Université Paris-Est
- Dupont P. (2004) Les essais d'homologation du comportement dynamique des véhicules. RGCF Octobre 2004 9p
- Ekblad, J. & Isacsson, U. (2007): Time-domain reflectometry measurements and soil-water characteristic curves of coarse granular materials used in road pavements. *Can. Geotech. J.* 44(7), p. 858–872.
- Fleureau J.M., Indarto. (1995) : Comportement du limon de Jossigny remanié soumis à une pression interstitielle négative. *Revue Française de Géotechnique* 62, p. 59-66 (In French).
- Flon, P. & Poulin, J.-F. (1987) : L'influence du pourcentage de particules fines sur la portance d'une chaussée à partir d'essais en laboratoire. Rapport transports Québec - RTQ-87-03. Ministère des Transports du Québec.
- Gidel, G., Horny, P., Chauvin, J.J., Breyse, D. & Denis, A. (2001) : Nouvelle approche pour l'étude des déformations permanentes des graves non traitées à l'appareil triaxial à chargements répétés. *Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées* 233, p. 5-21.
- Horny, P., Corté, J.F. & Pauté, J.L. (1993) : Etude des déformations permanents sous chargements répétés de trois graves non traitées. *Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées* (184), p. 77-84.
- Imbert B., (1992) : Les structures d'assise de la LGV Paris Sud Est : Retour d'expérience. Document SNCF
- Lamas-Lopez F., Cui YJ, Costa D'Aguiar S., Calon N., Robinet A., Canou J., Dupla JC., Tang AM. (2015): In-situ investigation of the behaviour of a French conventional railway platform. TRB 2015
- Lamas- Lopez F. (2016): Field and laboratory investigation on the dynamic behaviour of conventional railway track-bed materials in the context of traffic loading upgrade. Thèse Université Paris-Est, CIFRE SNCF.

- LCPC (1998) : Logiciel Alizé-LCPC Route version 1.3
- Lekarp, F. & Dawson, A. (1998): Modelling permanent deformation behaviour of unbound granular materials. *Construction and Building Materials* 12(1), p. 9-18.
- Li, D. & Selig, E., T. (1994): Resilient Modulus for Fine-Grained Subgrade Soils. *Journal of Geotechnical Engineering* 120(6), p. 939-957.
- Murray, D.F., Wilson, G.W. & Delwyn, G.F. (2000): Use of Grain-Size Functions in Unsaturated Soil Mechanics. Edited by D.S. Charles, L.H. Sandra & C. Nien-Yin. ASCE. 287, p. 1-6.
- Paderno C., (2010) : Comportement du ballast sous l'action du bourrage et du trafic ferroviaire. Thèse EPFL
- Paute, J.L., Marignier, J. & Vidal, B. (1994) : Le triaxial a chargements repetes LPC pour l'etude des graves non traitees. *Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussees* (190), 19.
- Pappin, J.W. (1979): Characteristics of a granular material for pavement analysis. Thesis of Department of Civil Engineering, University of Nottingham.
- Perales R, (2010): DEBA : Etude de la degradation du ballast. Rapport technique SNCF
- Perret, J. (2004) : Modélisation des charges d'essieu. EPFL - Mandat de recherche ASTRA 2000/421-1
- Profillidis V. (1983) : voie ferrée et sa fondation : modélisation mathématique. Thèse ENPC
- Radampola S.S., Gurung N., McSweeney T., Dhanasekar M. (2008): Evaluation of the properties of railway capping layer soil. *Computers and Geotechnics* 35(5), p.719–728.
- Rhayma, N (2010) Contribution à l'évolution des méthodologies de caracterisation et d'amélioration des voies ferrées, Thèse de doctorat de l'Université Clermont-ferrand 146 p
- RFF, SYSTRA & SNCF. (2008) : Planches d'essais / Références : Matériaux de sous-couches issus des carrières Rivat et Vincent.
- Sauvage R, Richez G.,(1978) : Les couches d'assise de la voie ferrée. RGCF Décembre 1978
- Saussine, G. (2006) : Contribution à la modélisation de granulats tridimensionnels : Application au ballast. Thèse de doctorat de l'Université Montpellier II 222 p.
- Selig, E.T. & Water, J.M. (1994) : Track geotechnology and substructure management. Thomas Telford, London.
- SETRA (1992a) : Guide technique GTR : Réalisation des remblais et des couches de forme. Fascicule 1 – Principes généraux. LCPC.

- SETRA (1992b) : Guide technique GTR : Réalisation des remblais et des couches de forme. Fascicule 2 – Annexes techniques. LCPC.
- SETRA (1994) : Conception et dimensionnement des structures de chaussée. Guide technique. LCPC
- Shenton, M.J. (1974): Deformation of railway ballast under repeated loading triaxial tests. Soil Mechanics Section, British Railways Research Department, Derby, England.
- SNCF, (1989): Armement, ballastage et entretien de la voie généralités classement des lignes en groupes au point de vue de la maintenance de la voie - ef2a1n°1. Référentiel Infrastructure SNCF.
- SNCF (1995) : ST N° 590B : Spécification technique pour la fourniture des granulats utilisés pour la réalisation et l'entretien des voies ferrées. Référentiel Infrastructure SNCF.
- SNCF, (2002) : Vérification du comportement des structures d'assise et des arases à la fatigue en vue de leur dimensionnement. Référentiel Infrastructure SNCF.
- SNCF (2003) : IN 1895 : Normes de maintenance de la géométrie et d'écartement pour les lignes classiques, LGV parcourues à V inférieure ou égale à 220 km/h et voies de service avec circulations de matières dangereuses ou situées dans un environnement particulier. Référentiel Infrastructure SNCF.
- SNCF (1996a) : IN0259 : Conception, réalisation et entretien: des ouvrages de drainage et l'écoulement, des structure d'assise et des plates-formes. Référentiel Infrastructure SNCF.
- SNCF (1996b) : IN0260 : Dimensionnement des structures d'assise pour la construction et la réfection des voies ferrées. Référentiel Infrastructure SNCF.
- SNCF (2006) : IN 3278 : Référentiel technique pour la réalisation des LGV - partie Génie Civil Référentiel Infrastructure SNCF.
- SNCF (2015) : IC 0161 : Création de voie nouvelle, relèvement de vitesse ou opération assimilée sur voie principale avec $V \leq 220$ km/h : Compatibilité de l'infrastructure - Processus et dossier technique. Référentiel Infrastructure conception
- Terzaghi, K. & Peck, R.B. (1948): Soil mechanics in engineering practice. John Wiley & Son, New York.
- Trinh V.N. (2011) : Comportement hydro-mécanique des matériaux constitutifs des plate-formes anciennes. Thèse Université Paris-Est, CIFRE SNCF.
- UIC (1982) : Fiche UIC 719 R: Ouvrages en terre et couches d'assise ferroviaires- modification N°1 du 01/01/1985

-
- Van Genuchten, M.T. (1980): A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils. *Soil Sci. Soc. Am. J.* 44, p. 892-898.
- Werkmeister, S., Numrich, R., Dawson, A.R. & Wellner, F. (2003): Design of Granular Pavement Layers Considering Climatic Conditions. National Research Council. p. 61-70
- Wolff, H. & Visser, A.T. (1994): Incorporating elasto-plasticity in granular layer pavement design. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers: Transport* 105(4), p. 259-272.
- Xu, X., Jiang, H.G., Bian, X.C., Chen, Y.M., (2013): Accumulative settlement of saturated silt subgrade under cyclic traffic-loading, in: *Advances in Environmental Vibration; Sixth International Symposium on Environmental Vibration: Prediction, Monitoring, Mitigation and Evaluation*. Shanghai, p. 493–501.