

Comportement du ballast sous l'action du bourrage et du trafic ferroviaire

THÈSE N° 4697 (2010)

PRÉSENTÉE LE 4 JUIN 2010

À LA FACULTÉ ENVIRONNEMENT NATUREL, ARCHITECTURAL ET CONSTRUIT
LABORATOIRE DES VOIES DE CIRCULATION
PROGRAMME DOCTORAL EN STRUCTURES

ÉCOLE POLYTECHNIQUE FÉDÉRALE DE LAUSANNE

POUR L'OBTENTION DU GRADE DE DOCTEUR ÈS SCIENCES

PAR

Chiara PADERNO

acceptée sur proposition du jury:

Prof. F. Golay, président du jury
Prof. A.-G. Dumont, directeur de thèse
Prof. E. Brühwiler, rapporteur
Prof. A. López-Pita, rapporteur
Prof. U. Weidmann, rapporteur



ÉCOLE POLYTECHNIQUE
FÉDÉRALE DE LAUSANNE

Suisse
2010

En souvenir du Professeur Robert Rivier

En hommage à Werner Burri, cheminot philosophe

REMERCIEMENTS

En premier lieu, une pensée de gratitude va au regretté professeur Robert Rivier, pour son accueil dans le monde de la recherche ferroviaire. Il m'a encouragée à commencer cette thèse et m'a suivie comme co-directeur jusqu'à sa disparition prématurée.

Je remercie mon directeur de thèse, le professeur Dumont, directeur du Laboratoire des voies de circulations de l'EPFL pour avoir ouvert son laboratoire à la recherche ferroviaire et m'avoir offert des moyens me permettant de développer un programme expérimental ambitieux.

J'exprime ma reconnaissance au jury de thèse, composé par les Professeurs: Andrés López Pita (UPC), Ulrich Weidmann (ETHZ), Eugen Brühwiler (MCS), et présidé par le Professeur François Golay. Merci pour leurs remarques constructives et pour la lecture minutieuse du manuscrit.

Cette recherche a été financée par l'agence pour la promotion de l'innovation CTI, et Matisa S.A.

Merci à toute l'équipe de Matisa pour l'excellent rapport de collaboration le long de ce projet, en particulier à tous ceux qui ont participé au développement de la machine, à Philippe Steiner pour son suivi continu, à Rainer Von Schack pour la confiance et à Jörg Ganz pour ses remarques.

Je remercie l'équipe du LAVOC qui m'a guidée et aidé surtout pendant la phase expérimentale: le Dr. Mehdi Ould-Henia pour son suivi formidable et ses conseils méthodologiques. Merci également à Michel, Jean-Claude, Jean-Jacques, Charles, Fils et Alex pour leur aide logistique et musclé pendant les essais et pour leur bonne humeur. Merci encore à Ashish, Minh-Hai et Patrick

J'adresse aussi ma gratitude à toute l'équipe du LMS et LMR, pour leur sympathie et pour leur contribution à la simulation numérique et aux essais géotechniques. Merci en particulier au Professeur Laloui, à Mathieu Nuth, Jean Mottier, Laurent Gastaldo, Gilbert Steinmann et Jean-Marc Terraz. Merci également aux techniciens du laboratoire des Structures et à Damien Dreier.

Pour leurs conseils pointus et le partage de leurs connaissances et expériences pratiques, merci au pétrographe François Röthlisberger, à Jürg Däppen des CFF et à Gérard Schelling de Scheuchzer.

Je tiens à exprimer mes plus sincères remerciements à mes chers amis et collègues du LITEP. Le Dr. Panos Tzieropoulos pour ses précieux conseils, ses analyses critiques et son soutien humain dans les moments difficiles, Yves, pour sa confiance et son encouragement, et Will pour le partage de ses connaissances techniques. Merci également au reste de la famille "ferroviaire": Christine, Isabelle, Maria, Jean-Daniel, Daniel, Jean-Pierre, Anne, Marine, Susana, David, Mariela et Regi, pour leur soutien, leur bonne humeur et les excellents moments (et apéros) ensemble.

Merci aussi à tous mes autres potes de GC pour la bonne ambiance. En dehors de l'EPFL je remercie tous mes amis, et en particulier mes gourous: Hélène, David et Jon pour leur soutien et les jours de travail ensemble. Un grand merci également à Isabelle et Pascal, à Alex, Patrice, Jacques, Joël, Julien, Raphaël, et à toute la "bande de buses", pour leur encouragement, surtout à la fin. Je tiens aussi à remercier ma belle-famille suisse pour leur soutien moral et leur douceur.

Tra gli amici italiani, ringrazio in particolare Francesca, Mattia, Matteo, Valentino e Michela per il loro incoraggiamento, il sostegno morale e il senso dell'umorismo Grazie anche a Simo, Sere, Lorenzo, Linda, Gloria, Silvia, Federicone, gli zii e i cugini.

Un ringraziamento particolare ai miei genitori, per la loro fiducia..

Enfin, merci de tout mon cœur à Nicolas, pour son appui moral et orthographique, sa confiance en moi et sa patience.

RÉSUMÉ

La géométrie de la voie ferrée se dégrade avec le chargement des trains et doit donc être entretenue périodiquement pour garantir la sécurité et le confort des convois. Les tassements, souvent irréguliers, résultent de l'arrangement des grains de ballast sous les charges et les vibrations. Le bourrage est une procédure d'entretien, utilisée pour rétablir la position géométrique correcte des voies ferrées ballastées. Cependant, la pénétration des pioches vibrantes dans le ballast est responsable de la rupture des arêtes des grains de ballast qui mène à une dégradation progressive du ballast et à une perte de ses propriétés mécaniques (élasticité, amortissement, résistance). La rupture des arêtes et l'abrasion des grains de ballast facilitent le développement des tassements. L'intervalle entre les opérations de bourrage décroît progressivement ainsi que son efficacité à long terme. Ce cercle vicieux peut être brisé uniquement par le renouvellement de ballast. La maintenance du ballast et de la géométrie représentent 40 à 50 % du coût global de maintenance des voies ferrées, ceci à cause de la fréquence des opérations et des travaux effectués pendant la nuit.

Le but de cette recherche est une meilleure compréhension de la dégradation du ballast due au processus de bourrage et du trafic, ainsi que l'évaluation de l'efficacité du bourrage, selon la condition du ballast et la rigidité de l'infrastructure. Cette connaissance permettra de diminuer les effets négatifs du bourrage sur le ballast et ainsi d'augmenter sa durée de vie et, par conséquence, la durabilité de la géométrie des voies.

Une application expérimentale a été réalisée en laboratoire sur un tronçon de voie à échelle réelle, qui repose sur deux types d'infrastructure. La simulation du trafic lourd, représentatif de 20 ans d'exploitation d'une voie chargée, a été réalisée grâce à un vérin. De nombreux capteurs ont mesuré en continu les tassements sous trafic à différents niveaux. Le processus de bourrage a été réalisé par une machine ad hoc dont les paramètres étaient contrôlables et mesurés en temps réel. L'évolution du comportement de ballast a été suivie par la mesure de la portance, au travers d'essais de plaque sous traverse. Ces essais ont été réalisés après chaque cycle de trafic et bourrage. Ces essais ont permis un suivi de l'état du ballast le long de sa durée de vie et de sa dégradation sous bourrage. L'analyse détaillée des résultats des essais ont permis de décrire des lois empiriques de développement des tassements.

Un modèle bidimensionnel à éléments finis a été réalisé pour simuler le comportement du ballast sous chargement de trafic ainsi que le développement de tassements et des déformations plastiques au sein du massif. L'influence de la rigidité de l'infrastructure et de l'état du ballast a été prise en compte. Les limites des modèles élastoplastiques existants, pour la modélisation des tassements du ballast à long terme ont été étudiées. Enfin, un modèle phénoménologique a été développé. La méthode de calcul inverse a été appliquée à un modèle tridimensionnel à éléments finis de la voie pour la compréhension des tassements sous chargement cyclique. Des calculs itératifs ont permis d'estimer l'évolution du module élastique du ballast avec le nombre de cycles.

Mots clés

Ballast, entretien, infrastructure, voie ferrée, modélisation numérique élastoplastique, calcul inverse, portance.

ABSTRACT

The geometry of the railway track is degraded under traffic load, and must be maintained periodically. This degradation is due to the arrangement of ballast particles under loads and vibrations, which results into irreversible plastic settlements. Tamping is a procedure of maintenance, used to restore the correct geometrical position of the ballasted tracks. However, the penetration of the vibrating tines into the ballast causes an increase in the fine particles content by rupture of the edges of the grains and leads to a progressive degradation of the ballast and thus to a loss of its mechanical properties. The main consequence is that the interval between two tamping operations decreases, along with the long-term effectiveness of the process. This vicious circle can be broken only by ballast renewal. Ballast and geometry maintenance represent 40 to 50% of the total railway maintenance budget during lifetime.

The goal of this research is a better understanding of ballast degradation and the development of a tool to evaluate the effectiveness of the track tamping, according to the ballast condition and the infrastructure stiffness. This knowledge will make it possible to decrease the destroying effects of tamping over ballast and, consequently, increase the durability of track geometry and ballast.

A full-scale laboratory study has been done on ballasts and infrastructures of different qualities. The dynamic loading of freight trains is simulated with a big hydraulic actuator, while the deformations of the track and his infrastructure are continuously measured. The accelerated loading corresponds to a period of 20 years of traffic operation on a high loaded line. Empirical settlement laws are written, based on the traffic results. Tamping process is performed with a special machine, which was built by purpose. The parameters to regulate tamping process can be controlled. The whole process and the equipment are completely instrumented, in order to control and measure several parameters in real time. The evolution of the ballast behaviour is analysed with the measurement of the bearing modulus. Plate load tests are performed under specially equipped sleepers, after each traffic cycle and tamping. The parameters of a new tamping are tested. The short and long-term effects on ballast are analysed and discussed.

A two-dimensional finite element model has been applied to simulate the response of the ballast layer under traffic loading, and the development of settlements. Ballast at different degradation levels is studied. The influence of the subgrade stiffness is also taken in account. The elastoplastic Hujoux behaviour law is applied, in order to study the cyclic plasticity. Results are presented and the critical zones, which show the most plastic behaviour, are identified. A phenomenological model is also developed to analyse separately the effects of traffic loading and track tamping on ballast behaviour and degradation. This analysis is based on a backcalculation approach, and is performed on a 3-D finite elements model of the track. The Young modulus of the ballast and the infrastructure layers *in situ* is calculated by iteration. Along with the traffic simulation, the evolution of the ballast elastic modulus is measured. A comparison between two sections with different infrastructures is done.

Keywords

Ballast, maintenance, infrastructure, railway track, elastoplastic FE model, backcalculation, plate load test

ZUSAMMENFASSUNG

Die Gleisgeometrie wird durch die Zugbelastung degradiert und bedarf daher regelmässiger Instandhaltung. Diese Degradierung wird durch die Anordnung der Schottersteine unter Einwirkungen von Kräften und Schwingungen verursacht, und hat plastische Setzungen zur Folge. Stopfen ist eine Methode, um die Gleisgeometrie wieder instand zu setzen. Das Eintreten der vibrierenden Stopfpickel in den Schotter sorgt aber durch die Abreibung der scharfen Kante der Schottersteine für eine Zunahme der Feinpartikel. Dies führt zu einer progressiven Verschlechterung des Schotters und somit zu einem Verlust der mechanischen Eigenschaften. Die schwerwiegendste Folge davon ist die zeitliche Verkürzung zwischen zwei Stopfungen, neben weiteren Langzeitfolgen. Dieses Problem kann nur durch eine Kompletterneuerung des Schotters gelöst werden. Der Schotter sowie die Verbesserung der Gleisgeometrie machen etwa 40-50% des gesamten Instandhaltungsbudgets aus.

Das Ziel der vorliegenden Studie ist, die Schotterdegradiierung besser zu verstehen und zusätzlich ein Gerät zu entwickeln, das die Wirksamkeit des Stopfens messen kann. Dabei werden Schotterzustand und Gleissteifigkeit in Betracht genommen. Diese Kenntnisse helfen, die negativen Auswirkungen des Stopfens auf den Schotter zu vermindern und somit die Dauerhaftigkeit der Gleisgeometrie und des Schotters zu verbessern.

Im Labor wurden Schotterversuche in Originalgrösse auf Gleisen unterschiedlicher Qualität durchgeführt, wobei die dynamische Belastung von Güterzügen mittels einer hydraulischen Presse simuliert wurde. Die Gleisverformungen wurden kontinuierlich gemessen. Die simulierte Last entspricht einer 20-jährigen Belastung von Zügen auf einer hoch belasteten Eisenbahnlinie. Auf der Grundlage dieser Belastung wurden empirische Setzungsregeln bestimmt. Das Stopfen wurde mit einem speziell zu diesem Zweck konstruiertem Stopfgerät durchgeführt, mit dem unterschiedliche Stopfparameter in Echtzeit eingestellt und gemessen werden konnten. Die Entwicklung des Schotterverhaltens wurde anhand des Dehnungsmoduls analysiert. Nach jedem Stopfvorgang und Belastungszyklus wurden unter den speziell dafür angepassten Eisenbahnschwellen Plattendruckversuche durchgeführt. Zudem wurde eine neue Stopfmethode erprobt und das Kurz- und Langzeitverhalten des Schotters wurde analysiert und diskutiert.

Eine 2-dimensionale Finite-Element-Methode wurde benutzt, um das Verhalten der Schotterschichten unter Zugbelastung zu simulieren. Dabei wurde Schotter mit unterschiedlichen Verschleissraten sowie wie der Einfluss der Elastizität des Unterbaus analysiert. Um die zyklische Plastizität zu bestimmen, wurden elastoplastische Hjujeux-Verhaltensregeln angewandt. Anhand der Ergebnisse konnten die kritischen Stellen mit den größten plastischen Verformungen bestimmt werden. Zusätzlich wurde ein phänomenologisches Model entwickelt, das die Einflüsse auf Schotterverhalten und -verschleiß durch die Zugbelastung und das Stopfen getrennt voneinander bestimmen kann. Diese Analyse basiert auf einer Rückberechnung mit Hilfe einer 3D Finite-Element-Methode des Gleises. Das Young-Modul des Schotters und des Unterbaus wurden bestimmt durch Iteration. Zusammen mit der Simulation der Zugbelastung wurde die Entwicklung des E-Moduls des Schotters gemessen. Schliesslich wurden zwei Gleisabschnitte mit unterschiedlichem Unterbau verglichen.

Kennwörter:

Schotter, Instandhaltung, Infrastruktur, Unterbau, Gleis, elasoplastisches Finite-Element Model, Rückberechnung, Plattendruckversuche

RIASSUNTO

La geometria del binario ferroviario si degrada col passaggio dei treni e necessita di manutenzione periodica, per garantire la sicurezza delle circolazioni. I cedimenti, spesso irregolari, risultano dalla risistemazione dei grani di ballast sotto i carichi e le vibrazioni. Il rinalzamento è una procedura di manutenzione, utilizzata per ristabilire la posizione geometrica corretta del binario ferroviario. Tuttavia, la penetrazione delle batte vibranti nella massiciata è responsabile della rottura degli spigoli del pietrisco, che conduce ad una degradazione progressiva dalla massiciata e ad una perdita delle sue proprietà meccaniche (elasticità, resistenza, smorzamento). La rottura degli spigoli e l'abrasione dei grani di ballast facilitano lo sviluppo dei cedimenti. L'intervallo tra le operazioni di rinalzamento decresce progressivamente così come la sua efficacia a lungo termine. Questo circolo vizioso può essere interrotto unicamente dal rinnovo della massiciata. La manutenzione della massiciata e della geometria del binario rappresentano tra il 40 e il 50% del costo globale di manutenzione del binario ferroviario, questo a causa della frequenza delle operazioni e dal fatto che le stesse sono effettuate durante la notte.

Lo scopo di questa ricerca è una migliore comprensione della degradazione della massiciata dovuta al processo di rinalzamento e del traffico, così come la valutazione dell'efficacia del rinalzamento, a seconda delle condizioni della massiciata e della rigidità dell'infrastruttura. Questa conoscenza permetterà di diminuire gli effetti negativi del rinalzamento sulla massiciata e così di aumentare la sua durata di vita e, per conseguenza, la durabilità della geometria del binario.

Un'applicazione sperimentale in laboratorio è stata realizzata su un segmento di binario a grandezza naturale che riposa su due tipi di infrastruttura. La simulazione del traffico pesante, rappresentativo di 20 anni di traffico di un binario carico, è stata realizzata grazie ad un martinetto idraulico dinamico. Numerosi sensori hanno permesso di misurare in continuo i cedimenti sotto traffico a differenti profondità.

Il processo di rinalzamento è stato realizzato con una macchina ad hoc, i cui parametri sono controllabili e misurabili in tempo reale. L'evoluzione del comportamento della massiciata è stata seguita dalla misura della portanza, mediante prove di carico su placca sotto le traverse. Queste prove sono state realizzate dopo ogni ciclo di traffico ed operazione di rinalzamento, ed hanno permesso di seguire lo stato della massiciata lungo la sua durata di vita e la sua degradazione in seguito al rinalzamento. L'analisi dettagliata dei risultati delle prove ha permesso di descrivere delle leggi empiriche di sviluppo dei cedimenti. È stato realizzato un modello bidimensionale ad elementi finiti per simulare il comportamento della massiciata sotto traffico e lo sviluppo dei cedimenti e delle deformazioni plastiche nella struttura. L'influenza della rigidità dell'infrastruttura e dello stato della massiciata è stata tenuta in conto. Sono stati studiati i limiti dei modelli elastoplastici esistenti, per la modellazione dei cedimenti della massiciata a lungo termine.

Infine, è stato sviluppato un modello fenomenologico. Il metodo di calcolo inverso è stato applicato ad un modello tridimensionale ad elementi finiti del binario per la comprensione dei cedimenti sotto sollecitazione ciclica. Dei calcoli iterativi hanno permesso di stimare l'evoluzione del modulo elastico della massiciata col numero di cicli di traffico sopportati.

Parole chiave

Massiciata, manutenzione, infrastruttura, binario ferroviario, modellizzazione numerica elastoplastica, calcolo inverso, portanza.

TABLE DES MATIÈRES

REMERCIEMENTS	III
RÉSUMÉ	V
ABSTRACT	VI
ZUSAMMENFASSUNG	VII
RIASSUNTO	VIII
TABLE DES MATIÈRES	IX
LISTE DES FIGURES	XV
LISTE DES TABLEAUX	XIX
LISTE DES SYMBOLES ET DES NOTATIONS	XX
1 OBJECTIFS ET DEMARCHE	1
1.1 CONTEXTE DE L'ÉTUDE.....	1
1.2 ORIGINE DE LA THÈSE, ENJEUX.....	1
1.3 OBJECTIFS DE LA THÈSE.....	2
1.4 DÉMARCHÉ.....	2
1.4.1 DÉFINITION D'UNE GRANDEUR DE SUIVI.....	2
1.4.2 MODÈLE DE SIMULATION À ÉCHELLE RÉELLE.....	3
1.4.3 MODÉLISATION DU COMPORTEMENT DU BALLAST.....	3
1.4.4 ESSAIS EN LABORATOIRE.....	3
1.4.5 CONTRIBUTION À LA MISE AU POINT D'UN BOURRAGE "INNOVANT".....	4
2 GENERALITÉS SUR LA VOIE FERRÉE BALLASTÉE	5
2.1 LES CONSTITUANTS DE LA VOIE FERRÉE ET LES CHARGES SUPPORTÉES.....	5
2.1.1 LES RAILS.....	6
2.1.2 LE SYSTÈME D'ATTACHE ET LA SEMELLE.....	6
2.1.3 LES TRAVERSES.....	6
2.1.4 LE BALLAST.....	7
2.1.5 LA SOUS-COUCHE ET LA PLATEFORME.....	9
2.2 LE COMPORTEMENT DE LA VOIE FERRÉE.....	9
2.2.1 INTRODUCTION.....	9

2.2.2	DÉTÉRIORATION DE LA GÉOMÉTRIE.....	10
2.2.3	CORRECTION DE LA GÉOMÉTRIE PAR BOURRAGE-NIVELLEMENT-DRESSAGE	12
2.2.4	DÉGRADATION DU BALLAST.....	14
2.3	SYNTHÈSE.....	15
3	<u>SYNTHÈSE DES ÉTUDES SUR LE COMPORTEMENT DU BALLAST.....</u>	17
3.1	ÉTUDES EXPÉRIMENTAUX.....	17
3.1.1	BOURRAGE DU BALLAST.....	17
3.1.2	TASSEMENT DE LA VOIE	20
3.1.3	ESSAIS IN SITU DANS LES CONDITIONS RÉELLES	21
3.1.4	ESSAIS EN LABORATOIRE À ÉCHELLE RÉELLE	23
3.2	MODÉLISATION NUMÉRIQUE DU BALLAST SOUS BOURRAGE	24
3.2.1	MODÈLES DISCRETS	24
3.2.2	MODÈLES CONTINUS	27
3.3	SYNTHÈSE	28
4	<u>REVUE DES LOIS DE COMPORTEMENT DES MILIEUX GRANULAIRES À LONG TERME</u>	29
4.1	LOI ÉLASTIQUE	29
4.1.1	ÉLASTICITÉ NON-LINÉAIRE	30
4.2	LOIS ÉLASTOPLASTIQUES.....	30
4.2.1	MODÈLE ÉLASTOPLASTIQUE DE HUJEU.....	31
4.3	LOIS DE COMPORTEMENT ÉLASTOPLASTIQUE CYCLIQUE À LONG TERME.....	34
4.3.1	LOI D'ÉCROUISSAGE CINÉMATIQUE.....	34
4.3.2	LA THÉORIE DU SHAKEDOWN	35
4.4	LOIS DE COMPORTEMENT VISCOPLASTIQUE.....	36
4.5	LOI DE COMPORTEMENT HYPOPLASTIQUE.....	40
4.6	LOIS ÉLASTOPLASTIQUES EMPIRIQUES.....	40
4.7	SYNTHÈSE	41
5	<u>ÉTUDE EXPERIMENTALE DU COMPORTEMENT DE LA VOIE SOUMISE A TRAFIC ET BOURRAGE</u>	43
5.1	OBJECTIFS ET MOYENS	43
5.2	CHOIX DES MATÉRIAUX DE FONDATION.....	46
5.2.1	ESSAIS PRÉPARATOIRES SUR LES FONDATIONS.....	46
	ESSAIS DE PORTANCE	46
	ESSAIS DE PÉNÉTRATION.....	48
5.3	SUPERSTRUCTURE FERROVIAIRE.....	49

5.3.1	CHOIX DE L'ARMEMENT.....	49
5.3.2	CHOIX DU BALLAST	49
5.3.3	ESSAIS DE CONTRÔLE DES PARAMÈTRES DU BALLAST.....	49
	GRANULOMÉTRIE ET FORME.....	49
	ESSAI DE RÉSISTANCE À LA FRAGMENTATION LOS ANGELES.....	49
	ESSAI DE COMPRESSION TRIAXIAL À GRANDE ÉCHELLE (TRIROC).....	50
5.4	DÉFINITION D'UNE GRANDEUR DE SUIVI DE L'ÉTAT MÉCANIQUE DU BALLAST.....	51
5.4.1	BILAN DES ESSAIS NON DESTRUCTIFS IN SITU.....	53
	ESSAI DE PLAQUE.....	53
	MESURE DE L'AFFAISSEMENT DE VOIE AVEC UN VÉHICULE.....	53
	MESURE DE LA PORTANCE ET DU COMPACTAGE DYNAMIQUE	54
	DÉFLECTOMÈTRE À IMPACT (FALLING WEIGHT DEFLECTOMETER)	54
	GPR (PÉNÉTROMÈTRE RADAR.....	55
	CAMÉRA À THERMOGRAPHIE INFRAROUGE	56
	CONDUCTIVITÉ ÉLECTRIQUE	56
	MESURE DE LA DENSITÉ AU RAYON GAMMA.....	56
	MESURE ÉLECTRIQUE DE LA DENSITÉ	56
5.4.2	CHOIX DE L'ESSAI DE PLAQUE.....	57
	ADAPTATION DU SYSTÈME DE MESURE À LA VOIE FERRÉE.....	57
	MESURE DE L'ESSAI DE PLAQUE	58
5.5	INSTALLATION DE CAPTEURS DE MESURE DES DÉPLACEMENTS DANS L'INFRASTRUCTURE 59	
5.6	SIMULATION ACCÉLÉRÉE DU TRAFIC	60
5.6.1	CARACTÉRISTIQUES DU VÉRIN DE SOLlicitATION	61
5.6.2	CARACTÉRISTIQUES DE LA SOLlicitATION.....	62
5.7	LA MACHINE DE BOURRAGE	62
5.8	ÉCARTS DE L'ÉTUDE EXPÉRIMENTALE EN LABORATOIRE PAR RAPPORT À LA RÉALITÉ	64
5.8.1	LA VOIE.....	65
	SECTION LONGITUDINALE.....	65
	SECTION TRANSVERSALE.....	65
5.8.2	LA SIMULATION DU TRAFIC ET LE BOURRAGE.....	65
5.9	PROGRAMME EXPÉRIMENTAL	66
5.10	SYNTHÈSE.....	67
6	RÉSULTATS DE L'ETUDE EXPÉRIMENTALE.....	69
6.1	TEST DES PARAMÈTRES DE BOURRAGE SUR LES SECTIONS À FONDATION SOUPLE	69
6.1.1	RÉSULTATS DES ESSAIS SUR LA FRÉQUENCE.....	71
6.1.2	RÉSULTATS DES ESSAIS SUR LE RELEVAGE ET LA PROFONDEUR.....	73
6.1.3	RÉSULTATS DES ESSAIS SUR L'AMPLITUDE (EN CORRÉLATION À LA FRÉQUENCE)	75
6.1.4	CONSTATATIONS GÉNÉRALES PENDANT LE BOURRAGE.....	79

FRÉQUENCE VARIABLE	79
EFFET DU BALLAST SUR LA FRÉQUENCE	80
HAUTEUR DE RELEVAGE.....	80
ÉTAT DU BALLAST.....	80
CONSTATATIONS SUR LA PLONGÉE DES PIOCHES	80
CONSTATATIONS SUR LA FERMETURE DES PIOCHES	81
6.1.5 ÉTUDE DU COMPORTEMENT DU BALLAST, SOUS "DÉBOURRAGE" À HAUTE FRÉQUENCE	81
6.2 SIMULATION DU TRAFIC ET VÉRIFICATION DU BOURRAGE	82
6.2.1 DÉROULEMENT DES ESSAIS.....	82
MISE EN PLACE.....	83
SÉRIE DE TRAFIC	84
BOURRAGE.....	84
6.2.2 RÉSULTATS POUR LA SECTION À FONDATION RIGIDE (S2)	85
6.2.3 RÉSULTATS POUR LA SECTION À FONDATION SOUPLE (S3)	90
6.2.4 DÉFORMATIONS PERMANENTES DES COUCHES DE FONDATION.....	95
6.2.5 RELATION ENTRE LA PORTANCE ET LES TASSEMENTS	96
6.2.6 CONSTATATIONS PENDANT LA SIMULATION DU TRAFIC - LES TRAVERSES SUSPENDUES.....	96
6.3 ÉVALUATION DE LA DÉGRADATION DU BALLAST	97
COMPARAISON DES RÉSULTATS DE L'ANALYSE GRANULOMÉTRIQUE	99
COMPARAISON DES RÉSULTATS DE RÉSISTANCE À LA FRAGMENTATION	99
6.4 CONCLUSIONS.....	100
6.5 SYNTHÈSE.....	101
7 <u>ANALYSE NUMÉRIQUE DU COMPORTEMENT DE LA VOIE SOUS TRAFIC.....</u>	103
7.1 OBJECTIFS.....	103
7.2 MODÉLISATION CYCLIQUE À LONG TERME DU COMPORTEMENT DE LA VOIE	103
7.2.1 CHOIX DE LA LOI DE COMPORTEMENT POUR LE BALLAST	104
7.2.2 CHOIX DU LOGICIEL	104
PRISE EN MAIN DU MODÈLE.....	104
7.2.3 PARAMÈTRES ET HYPOTHÈSES DE LA MODÉLISATION	105
7.2.4 COMPARAISON DES RÉSULTATS ENTRE UNE FONDATION RIGIDE ET UNE FONDATION SOUPLE ÉLASTIQUES.....	109
DÉPLACEMENTS VERTICAUX	109
CONTRAINTES VERTICALES.....	110
DÉFORMATIONS VERTICALES	112
DÉFORMATIONS PLASTIQUES.....	113
7.2.5 RÉSULTATS POUR UNE FONDATION SOUPLE ÉLASTOPLASTIQUE.....	114
7.3 COMMENTAIRES	118
7.4 LE CALCUL INVERSE	120

7.4.1	PROCÉDURE ET HYPOTHÈSES	122
	CALCUL DES MODULES ÉLASTIQUES DES MATÉRIAUX DE FONDATION	123
7.4.2	RÉSULTATS POUR LES DEUX SECTIONS	123
	OBSERVATIONS	126
7.4.3	CALCUL SANS TRAVERSES SUSPENDUES ET RÉSULTATS	126
7.5	SYNTHÈSE	128
8	<u>CONCLUSIONS ET PERSPECTIVES</u>	129
8.1	RÉSULTATS	129
8.1.1	COMPRÉHENSION DE LA DÉGRADATION DU BALLAST SOUS BOURRAGE ET TRAFIC	129
8.1.2	EFFICACITÉ DU BOURRAGE À LONG TERME	129
	INFLUENCE DE L'INFRASTRUCTURE	130
8.1.3	OPTIMISATION DU BOURRAGE	130
8.1.4	OUTIL DE SUIVI DE L'ÉTAT MÉCANIQUE DU BALLAST	131
8.1.5	MÉTHODE DU CALCUL INVERSE	131
8.2	ORIGINALITÉ DE LA THÈSE	131
8.3	PERSPECTIVES DE DÉVELOPPEMENT FUTURES	132
8.3.1	MODÉLISATION NUMÉRIQUE	132
8.3.2	RECHERCHE EXPÉRIMENTALE	133
8.4	RECOMMANDATIONS	133
9	<u>BIBLIOGRAPHIE</u>	135
9.1	GÉNÉRALE	135
9.2	NORMATIVES ET RÈGLEMENTS EUROPÉENS ET SUISSES	142
9.2.1	NORMES EUROPÉENNES	142
9.2.2	NORMES SUISSES	142
9.2.3	RÈGLEMENTS SUISSES	143
	<u>ANNEXE 1 : RÉSULTATS DES ESSAIS DE PÉNÉTRATION SUR LES SECTIONS À FONDATION SOUPLE (3 À 6)</u>	144
	<u>ANNEXE 2 : ANALYSE DES MATÉRIAUX DE FONDATION, À LA POSE</u>	146
	GRAVE, SECTIONS RIGIDES	146
	LIMON (FONDATION SOUPLE)	147
	GRAVE DRAINANTE (DE FOND)	148
	<u>ANNEXE 3 : RÉSULTATS DES ESSAIS EN LABORATOIRE SUR LE BALLAST</u>	149
	GRANULOMÉTRIE DE RÉFÉRENCE	149

GRANULOMÉTRIE À LA FIN DES ESSAIS:	150
SECTION 3 SOUS LA TRAVERSE	150
SECTION 3 AUTOUR DE LA TRAVERSE.....	151
SECTION 6 SOUS LA TRAVERSE.....	152
SECTION 6 AUTOUR DE LA TRAVERSE.....	153
<u>ANNEXE 4 : RESULTATS DES ESSAIS DE PLAQUE SUR LE BALLAST</u>	<u>154</u>
ESSAIS EFFECTUÉS PENDANT LES TESTS D'ÉVALUATION DES PARAMÈTRES DE BOURRAGE	154
ESSAIS EFFECTUÉS PENDANT LA SIMULATION DU TRAFIC ET BOURRAGE, SECTION 2 (FONDATION RIGIDE)	155
ESSAIS EFFECTUÉS PENDANT LA SIMULATION DU TRAFIC ET BOURRAGE, SECTION 3 (FONDATION SOUPLE)	155
<u>ANNEXE 5 : CYCLES D'ACQUISITIONS, SECTIONS 2 ET 3.....</u>	<u>156</u>
<u>ANNEXE 6 : CHARGE – DÉPLACEMENT VERTICAL.....</u>	<u>157</u>
<u>ANNEXE 7 : CURRICULUM VITAE.....</u>	<u>161</u>

LISTE DES FIGURES

Figure 2.1 : Structure d'une voie ferrée ballastée (Profillidis 2000)	5
Figure 2.2 : Répartition des charges à travers la superstructure (Esveld 2001)	5
Figure 2.3 : Courbe granulométrique prescrite pour un ballast de voie principale (R RTE 21110)	8
Figure 2.4 : Le système ferroviaire	9
Figure 2.5 : Types de défauts de géométrie de la voie (Rivier 2003)	10
Figure 2.6 : Interactions dans la voie : le cercle vicieux (Rivier 2003)	11
Figure 2.7 : Causes des tassements de la voie (Selig and Waters 1994)	12
Figure 2.8 : Action du bourrage : vibration, plongée et serrage (Selig and Waters 1994)	13
Figure 2.9 : Effet du bourrage sur le tassement de la voie (Selig and Waters 1994)	14
Figure 3.1 : Déplacement verticale des traverses après un cycle de bourrage (Fischer 1983)	18
Figure 3.2 : Influence du mode de bourrage sur la vitesse de stabilisation (Guérin 1996)	19
Figure 3.3 : Spectre de charge d'un train TALGO (NGI 2005)	22
Figure 3.4 : Spectre d'accélération dans le ballast, au passage d'un train TALGO (NGI 2005)	23
Figure 3.5 : Variation du gain de compacité, pendant un cycle de bourrage avec différents paramètres de sollicitation (Azéma 2007)	26
Figure 4.1 : Évolution des surfaces de charge dans le plan déviateur normalisé du mécanisme k lors du changement de direction de la sollicitation.	32
Figure 4.2 : Évolution des surfaces de rupture pendant les phases de charge et décharge (Chazallon et al. 2006)	34
Figure 4.3 : Comportement élastique et plastique selon la théorie du shakedown, sous chargement cyclique en traction et compression (Collins and Boulbibane 2000)	35
Figure 4.4 : Schéma représentant l'analogie entre l'approche visqueuse fluage $=f(\text{temps})$, et l'approche "viscoplastique", où le temps peut être remplacé par le nombre de cycles de chargement N (Mayoraz 2001)	37
Figure 4.5 : Régimes de comportement sous chargement cyclique, en fonction de p et q (Suiker and de Borst 2003)	39
Figure 5.1 : La halle fosse du LAVOC	43
Figure 5.2 : Coupes transversales de la Halle Fosse du LAVOC, pour deux types de section	44
Figure 5.3 : Plan et coupe longitudinale de la Halle Fosse du LAVOC, avec sections	45
Figure 5.4 : Exécution de l'essai de plaque standard sur les fondations	47
Figure 5.5 : Équipement pour l'essai triaxial à grande échelle	50
Figure 5.6 : Spécimen de ballast avant et après un essai triaxial	51
Figure 5.7 : Véhicule CFF pour la mesure de l'affaissement des voies (CFF 2008)	53
Figure 5.8 : Essais effectués sur 150m dans le cadre du projet EUROBALLT II (Grainger 2001)	54
Figure 5.9 : Plot d'une mesure sur la voie au GPR	55
Figure 5.10 : Équipement de la traverse pour l'essai de plaque, vérin manuel et système de mesure	58

Figure 5.11 : Exemple de résultat contrainte-tassement pour un essai de plaque.....	58
Figure 5.12 : Détail des positions des extensomètres pour les sections 2 (rigide) et 3 (souple).....	60
Figure 5.13 : Répartition d'une charge ponctuelle sur la voie (Profillidis 2000).....	61
Figure 5.14 : Vérin de simulation du trafic et poutre de répartition sur les rails.....	61
Figure 5.15 : Le véhicule de bourrage utilisé dans le cadre de la thèse	63
Figure 5.16 : Système et mesure du relevage de la voie	66
Figure 5.17 : Phases de l'expérimentation en laboratoire à échelle réelle.....	67
Figure 6.1 : Situation des sections soumises aux tests sur les paramètres de bourrage.....	70
Figure 6.2 : Résultat de l'essai de plaque après les essais de bourrage selon la fréquence.....	71
Figure 6.3 : Variation de la portance du ballast pendant le bourrage, selon la fréquence.....	72
Figure 6.4 : Instabilité de la portance, dispersion et valeurs moyennes en fonction de la fréquence	73
Figure 6.5 : Combinaisons de hauteurs de relevage et profondeurs de plongée.....	74
Figure 6.6 : Résultat de l'essai de plaque après les essais de hauteur de relevage-profondeur de bourrage	74
Figure 6.7 : Instabilité de la portance, en fonction du relevage et de la profondeur de bourrage..	75
Figure 6.8 : Mouvement elliptique des pioches selon l'amplitude de l'excentrique	77
Figure 6.9 : Comparaison des valeurs de portance à court et long terme, selon la fréquence et l'amplitude.....	77
Figure 6.10 : Amélioration de la portance avec le bourrage, selon la fréquence et l'amplitude.....	78
Figure 6.11 : Instabilité de la portance, en fonction de l'amplitude et de la fréquence des vibrations.....	78
Figure 6.12 : Surface du ballast avant et après le bourrage (formation de l'entonnoir).....	80
Figure 6.13 : Mise en place des essais de simulation du trafic.....	83
Figure 6.14 : Setup des essais de trafic sur la section à infrastructure rigide	85
Figure 6.15 : Comparaison des tassements de la voie sur la section à infrastructure rigide, entre 200 et 2'000'000 cycles.....	86
Figure 6.16 : Courbe charge-déplacement de la voie sous trafic, à 200 cycles.....	87
Figure 6.17 : Déplacement total absolu vertical de la voie sur la section à infrastructure rigide....	88
Figure 6.18 : Résultats des essais de plaque sur la section à fondation rigide, avant (a) et après bourrage (b) entre les séries de trafic	89
Figure 6.19 : Instabilité de la portance après trafic et bourrages sur la section à infrastructure rigide	90
Figure 6.20 : Détail de la poutre de mesure et de la disposition des capteurs LVDI sur la section à infrastructure souple	91
Figure 6.21 : Comparaison des tassements de la voie sur la section à infrastructure souple, entre 200 et 2'000'000 cycles.....	91
Figure 6.22 : Déplacement total absolu vertical de la voie sur la section à infrastructure souple ..	92

Figure 6.23 : Résultats des essais de plaque sur la section à infrastructure souple après les séries de trafic et les bourrages.....	93
Figure 6.24 : Instabilité de la portance après trafic et bourrages sur la section à infrastructure souple	94
Figure 6.25 : Tassements cumulés dans la section à infrastructure rigide, pendant la simulation du trafic.....	95
Figure 6.26 : Tassements cumulés dans la section à infrastructure souple, pendant la simulation du trafic	95
Figure 6.27 : Phénomène de la traverse suspendue, en fonction du chargement, sections rigide et souple.....	97
Figure 6.28 : Zone de prélèvement du ballast après les essais	98
Figure 6.29 : Ballast vieilli, lors du prélèvement à la fin des essais	99
Figure 7.1 : Processus de calcul avec GEFDYN et les modules de post processus.....	105
Figure 7.2 : Coupe de la voie sollicitée en laboratoire et simulée numériquement.....	106
Figure 7.3 : Maillage de la demi-voie créé avec Z_SOIL et dimensions.....	106
Figure 7.4 : Déplacements verticaux – infrastructure rigide élastique.....	109
Figure 7.5 : Déplacements verticaux – infrastructure souple élastique.....	109
Figure 7.6 : Contraintes verticales – infrastructure rigide élastique.....	111
Figure 7.7 : Contraintes verticales – infrastructure souple élastique	111
Figure 7.8 : Déformations verticales – infrastructure rigide élastique.....	112
Figure 7.9 : Déformations verticales – infrastructure souple élastique	112
Figure 7.10 : Déformations plastiques du ballast– infrastructure rigide élastique	113
Figure 7.11 : Déformations plastiques du ballast – infrastructure souple élastique.....	113
Figure 7.12 : Déplacements absolus – infrastructure souple élastoplastique.....	116
Figure 7.13 : Contraintes verticales – infrastructure souple élastoplastique.....	116
Figure 7.14 : Déformations verticales – infrastructure souple élastoplastique.....	117
Figure 7.15 Déformations plastiques – infrastructure souple élastoplastique	118
Figure 7.16: Distribution spatiale des déplacements pour une charge concentrée, sur un support multicouches.....	120
Figure 7.17 : Maillage 3D développé pour le calcul inverse	121
Figure 7.18 : Chargement et références pour la comparaison des amplitudes de déplacement par calcul inverse.....	122
Figure 7.19 : Déplacements verticaux calculés dans la structure (en m) dans le plan de l'axe de la voie	124
Figure 7.20 : Évolution du module du ballast, obtenu par calcul inverse, pour une charge de 20 à 200 kN - Section 2 à fondation rigide.....	125
Figure 7.21: Évolution du module du ballast, obtenu par calcul inverse, pour une charge de 20 à 200 kN - Section 3 à fondation souple	125

Figure 7.22 : Évolution du module du ballast, obtenu par calcul inverse, pour une charge de 120 à 200 kN - Section 2 à fondation rigide.....	127
Figure 7.23 : Évolution du module du ballast, obtenu par calcul inverse, pour une charge de 120 à 200 kN - Section 3 à fondation souple	127

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 2.1 : Prescriptions pour ballast de voie ferrée pour les classes 1 et 2 selon EN 13450.....	8
Tableau 2.2 : Exemple d'évolution de la granulométrie du ballast sur sa durée de vie (Ionescu 2005b).....	15
Tableau 5.1 : Résultats des essais de plaque sur les fondations.....	47
Tableau 5.2 : Paramètres minimaux des sols de fondation selon plusieurs sources	48
Tableau 5.3 : Éléments d'un armement de voie principale lourde en Suisse.....	49
Tableau 5.4 : Paramètres quantifiant la qualité et les performances du ballast	52
Tableau 5.5 : Paliers de charge pour la mesure de la portance avec l'essai de plaque.....	59
Tableau 5.6 : Paramètres de bourrage variables, possible sur la bourreuse ad hoc.....	64
Tableau 5.7 : Capteurs pour le contrôle des paramètres de bourrage	64
Tableau 6.1 : Combinaison des paramètres testés dans la phase I.....	70
Tableau 6.2 : Fréquences testées et leur variation	71
Tableau 6.3 : Paramètres de bourrage appliqués aux sections sous exploitation de trafic.....	83
Tableau 6.4 : Programme de simulation du trafic et bourrage sr les sections 2 et 3, et notations. 84	
Tableau 6.5 Comparaison des résultats des essais d'analyse granulométrique: passant cumulé (% masse).....	99
Tableau 6.6 : Comparaison des résultats des essais de résistance à la fragmentation (LA RB)	99
Tableau 7.1 : Paramètres de la loi élastique pour l'armement et des fondations.....	107
Tableau 7.2 : Paramètres du modèle élastoplastique de Hujeux pour le ballast.....	108
Tableau 7.3 : Paramètres du modèle élastoplastique de Hujeux pour le limon.....	115
Tableau 7.4 : Modules élastiques des matériaux d'infrastructure.....	123
Tableau 7.5 : Modules élastiques corrigés pour les matériaux d'infrastructure	126

LISTE DES SYMBOLES ET DES NOTATIONS

Alphabet Grec

α	paramètre du modèle de Hujeux
β	coefficient de l'état critique (modèle de Hujeux)
β^*	variable d'écrouissage cyclique (modèle viscoplastique)
$\Delta\sigma$	contrainte normale appliquée entre deux paliers de l'essai de plaque
Δs_i	différence de déplacement
δ_v	déflexion verticale
δ_0	déflexion initiale
δ_{ij}	symbole de Kronecker
Γ	pseudoviscosité
γ	coefficient d'anisotropie
ε	déformation
ε_v	déformation volumique
ε_{pv}	déformation volumique plastique
ε_q	déformation déviatoire
ε_r	constante diélectrique
φ	angle de frottement limite
φ'_{pp}	angle de frottement à l'état critique
φ	fonction d'écoulement (Perzyna)
\varkappa_p	fonction d'écrouissage (Perzyna)
λ	coefficient de lamé
μ	coefficient de lamé
ν	coefficient de poisson
ρ	poids volumique
ρ_s	poids volumique des grains
σ	contrainte normale
τ	contrainte de cisaillement
ψ	angle de dilatance
ψ_{BJ}	indice d'état, « state index »

Alphabet latin

A	surface
a_m	paramètre du modèle de Hujeux (écrouissage)
a_{cyc}	paramètre du modèle multimécanisme cyclique
a_d	coefficient de dilatace (modèle de Hujeux)
b	paramètre du modèle de Hujeux
c	cohésion
c	paramètre relatif à la loi d'écrouissage (modèle de Hujeux)
c	cycle
c_{cyc}	paramètre cyclique (modèle de Hujeux)
d	paramètre du modèle de Hujeux
D	diamètre
D_{10}, D_{50}, D_{60}	diamètres caractéristiques
D_r	densité relative
D	taux de déformation
E	énergie
E_v	module de déformation (essai de plaque)
e	indice des vides
e'	enfouissement plastique
E	module élastique, ou module de Young
f	surface de charge
G	module de cisaillement
g	accélération de gravité
h	hauteur
I	moment d'inertie
I_1, I_2	premier et deuxième invariant du tenseur de déformations (volumique et déviatoire)
J_1	premier invariant du tenseur des contraintes
J_2, J_3	deuxième et troisième invariant du tenseur déviatoire des contraintes
K	module de compressibilité volumétrique
k	perméabilité
K_0	coefficient de poussée des terres au repos
M_E	modules de déformation (essai de plaque)
M	pente de l'état critique
M_r	module résilient
m	évolution des modules d'écrouissage
N	nombre de cycles
n	exposant élastique
$P_{13.2}$	passant à 13.2 mm
P_{uc}, P_{lc}	position de la surface de rupture relative à la phase de charge et de décharge
p	pression moyenne de confinement $(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)/3$
p'	pression effective
p_{co}	pression critique initiale

Q	potentiel plastique (Perzyna)
q	déviateur des contraintes
r	rayon
r _{ela}	rayon de validité du domaine élastique (modèle de Hujeux)
r _{hys}	rayon de validité du domaine hystérétique (modèle de Hujeux)
r _{mbl}	rayon de validité du domaine mobilisé (modèle de Hujeux)
r _{iso}	rayon de validité du domaine isotrope (modèle de Hujeux)
s, s _{ij}	tenseur déviatorique des contraintes, et ses composantes
T	tenseur de contrainte de Cauchy
u	track modulus

Notations

CFE	Chemins de Fer Fédéraux
EN	Norme Européenne
ERRI	European Rail Research Institute
FI	Coéfficient de pollution (Fouling Index)
FWD	Défectomètre à impact (Falling Weight Deflectometer)
GPR	Ground Penetrating Radar
LA	Los Angeles test
LGV	Ligne à Grande Vitesse
LVDT	Capteur électrique de déplacements linéaires (Linear Variable Differential Transformer)
ORE	Office de Recherches et d'Essais (ancien ERRI)
OA	Ouvrages d'art
OT	Ouvrages en terre
QS	Qualité du Sous-sol
RhB	Chemin de Fer Rhétique (Rhätische Bahn)
SN	Norme Suisse
SI	Indice de forme (Shape Index)
SNCF	Société Nationale Chemins de Fer
TBC	Tonnes Brutes Cumulées
TF	Tonnage Fictif moyen journalier
UIC	Union Internationale Chemin de Fer

1 OBJECTIFS ET DEMARCHE

1.1 Contexte de l'étude

Les voies ballastées ont été développées depuis bientôt deux siècles. La vitesse, les charges par essieux et la densité de trafic ont progressivement augmenté avec le progrès technologique. Parallèlement, les exigences de confort et de sécurité pour la voie ont également évolué; les exigences sur la qualité du roulement, aussi. En même temps, l'augmentation des sollicitations de la voie, dues à des vitesses et à des charges plus élevées, engendrent une dégradation plus rapide de l'état géométrique et une usure accélérée des composants de la voie. Cela a pour effet un plus grand besoin d'entretien et une diminution de la durée de vie de certains composants de la voie. Les tassements discontinus et différentiels de la voie sont devenus plus fréquents, entraînant une forte augmentation des coûts d'entretien et, dans certains cas, des renouvellements précoces.

Pour résister aux charges, les composants de la superstructure ont évolué et sont devenus très performants. Les traverses ont évolué grâce au béton précontraint, et présentent maintenant une durée de vie trois fois supérieure à celles en bois. Des profils de rail plus lourds, tels que UIC 60, ont été développés pour résister au trafic lourd; tandis que les attaches ont évolué vers des solutions élastiques très fiables. Des semelles sous rail et sous traverse ont été intégrées dans l'armement pour amortir les vibrations. Les géotextiles et les sous-couches bitumineuses sont appliqués à la base de la plateforme pour garantir le drainage et la répartition des charges.

Pour le ballast, par contre, il n'y a pas eu d'évolutions technologiques remarquables. Pour faire face aux sollicitations croissantes, les normes ont imposé une épaisseur minimale supérieure, et des réquisits de dureté pour les roches. Ces améliorations ont permis de préserver la durée de vie du ballast malgré les sollicitations accrues. Le ballast reste toutefois l'élément qui se dégrade le plus rapidement dans une voie ferrée.

Récemment, plusieurs pays ont commencé à expérimenter avec des voies sur dalle en béton armé, spécialement pour les nouvelles lignes à grande vitesse (LGV). La voie sans ballast requiert des coûts de construction et de renouvellement plus élevés, mais ne nécessite qu'un entretien très réduit par rapport à la voie ballastée. Néanmoins, le manque d'expérience à long terme avec ce type de construction, d'une part, des considérations liées à une optimisation économique globale, d'autre part, font que la majorité des voies construites encore aujourd'hui, même pour des lignes à grande vitesse, sont toujours des voies ballastées.

De fait, la presque totalité des lignes ferroviaires existantes dans le monde repose sur un lit de ballast, qui est appelé à garantir la position géométrique de la voie, soutenir les charges et amortir les vibrations.

La voie ballastée a démontré qu'elle peut encore résister à des charges et vitesses très élevées (record de vitesse de 574,8 km/h en 2007). Mais à quel prix de maintenance?

1.2 Origine de la thèse, enjeux

La couche de ballast, quoique ce soit le trafic circulant, doit être entretenue périodiquement, ainsi le confort et la sécurité sont maintenus à un niveau acceptable. Le bourrage est une opération de maintenance dont le but est le rétablissement rapide de la géométrie de la voie ferrée.

Malgré ces avantages, à long terme le bourrage entraîne une dégradation du ballast. Les arêtes se brisent et les grains s'arrondissent. L'effet est particulièrement visible sur le long terme, lorsque la voie soutenue par du vieux ballast, se tasse plus en plus rapidement. La géométrie devient donc de plus en plus difficile à corriger et à conserver sur le long terme. Le bourrage doit être exécuté

plus souvent et les coûts augmentent pour le gestionnaire de l'infrastructure ferroviaire. Quand cette opération n'est plus efficace, ni économique, pour garantir la sécurité du trafic, le ballast doit être complètement renouvelé.

Les coûts de maintenance du ballast représentent environ le 30% du budget alloué annuellement à la maintenance de la voie.

Le bourrage mécanisé existe depuis environ 60 ans. Pendant cette période, les développements ont porté surtout la durabilité des pioches des machines et l'accélération de l'opération. Peu d'études scientifiques portent sur les paramètres du bourrage, et la dégradation du ballast à long terme n'est pas prise en compte.

Le processus de bourrage est encore considéré comme un processus empirique basé sur des retours d'expérience. Les experts observent que souvent l'efficacité de cette opération de maintenance dépend de la méthode de travail appliquée sur place, et de l'expérience de l'agent de manœuvre de la machine.

Il existe un réel potentiel d'amélioration du processus de bourrage. Outre la correction de la géométrie, on peut espérer augmenter la performance mécanique de la couche de ballast en choisissant des paramètres de bourrage bien définis.

L'étude menée dans le cadre de cette thèse veut apporter des réponses à cette nécessité d'amélioration du processus de bourrage.

1.3 Objectifs de la thèse

Cette thèse a plusieurs buts :

1. Compréhension de la dégradation du ballast sur le long terme sous les effets du bourrage et du trafic;
2. Évaluation de l'efficacité du bourrage en fonction des caractéristiques mécaniques de la sous-couche, de la qualité du ballast et du trafic.
3. Optimisation des paramètres du bourrage, pour assurer la correction de la géométrie en limitant la dégradation le ballast. Recherche des paramètres de bourrage qui garantissent la meilleure performance mécanique du ballast après bourrage (en fonction de la possibilité d'adaptation des machines).
4. Développement d'un outil de suivi mécanique de l'état du ballast, qui pourrait éventuellement être combiné aux instruments des bourreuses actuelles.

1.4 Démarche

1.4.1 Définition d'une grandeur de suivi

D'abord, les paramètres quantifiables décrivant l'état mécanique du ballast in situ sont définis. Le choix a été fait sur plusieurs critères. Chaque paramètre doit être significatif, c'est-à-dire qu'il doit varier notablement avec la dégradation du ballast. Sa variation peut être mesurable à court terme comme à long terme, rapidement, in situ et si possible en continu. Une évaluation des paramètres mesurés sur les voies ferrées permet de sélectionner celui qui décrit le mieux l'état mécanique du ballast dans la zone sollicitée..

1.4.2 Modèle de simulation à échelle réelle

Un banc d'essai à échelle réelle de dimensions 19 x 5,4 x 2 m a été mis en place au sein de la halle d'essai du LAVOC. Une portion de voie ferrée moderne y a été construite et a été soumise au trafic et au bourrage. Les cycles de trafic, c.à.d. les passages d'essieux, ont été simulés grâce à un vérin statique-dynamique de grande dimension. Des mesures prises en continu sur les machines, ainsi que sur la voie ont permis le suivi de nombreux paramètres pendant la simulation d'exploitation de la ligne. Sur deux sections, la simulation des effets du trafic pendant une période d'environ 30 ans sur une ligne très chargée ont permis d'étudier en détail la dégradation de la géométrie et du ballast, et d'en déduire un modèle phénoménologique. Le bourrage a été réalisé par un prototype de machine, construite *ad hoc*. Les paramètres du bourrage peuvent être modifiables, et leur mesure a été effectuée en continu pendant toute la durée du processus. Des essais sur les paramètres de bourrage ont été conduits pour analyser leur influence sur l'état mécanique du ballast. Des nouveaux paramètres de bourrage ont été définis et ce nouveau bourrage a été comparé avec le bourrage standard, sur deux sections soumises à trafic. Une évaluation sur le comportement à long terme a été réalisée faite, en particulier sur le développement des tassements et sur la dégradation du ballast.

1.4.3 Modélisation du comportement du ballast

Parallèlement aux mesures expérimentales, une modélisation numérique macroscopique de la voie a été effectuée pour comprendre la plastification du ballast sous charge et ses tassements à long terme. Une loi de comportement élastoplastique cyclique a été utilisée pour la simulation du comportement du ballast et de l'infrastructure. Le chargement ferroviaire dynamique est simulé et le développement des tassements dans le temps, en fonction du vieillissement du ballast, sont calculés et discutés. Une attention particulière est portée à la vitesse de tassement et au comportement à long terme. Le développement des tassements, la distribution des contraintes et des déformations dans la structure est étudiée en fonction du type de fondation. Les zones les plus critiques pour les déformations plastiques ont été détectées.

Une approche par calcul inverse est réalisée pour connaître le module élastique du ballast en laboratoire, et pour étudier son évolution avec le trafic et après les bourrages. Cette approche s'appuie sur un calcul élastique tridimensionnel à éléments finis, qui permet également d'évaluer la répartition des contraintes et déformations dans la structure.

1.4.4 Essais en laboratoire

Les essais à échelle réelle ont été accompagnés par des essais en laboratoire, tels que l'analyse granulométrique et l'écrasement Los Angeles. Ces essais, accompagnés par une étude pétrographique, ont permis de mieux connaître les caractéristiques du ballast posé. Un essai de compression triaxiale à grande échelle a été effectué pour déduire le comportement du ballast soumis à des sollicitations. Des essais de granulométrie ont également été réalisés sur les matériaux de fondation. De plus, des mesures du comportement mécanique ont été effectuées in situ sur les fondations: la portance, par essai de plaque, et la résistance à la pénétration.

A la fin des simulations à échelle réelle, des prélèvements de ballast sont effectués sous les traverses et dans la zone la plus sollicitée, pour évaluer la dégradation du matériau après le trafic et le bourrage. Une analyse granulométrique et un essai d'écrasement Los Angeles permettent de comparer l'état du ballast vieilli à celui en début de vie.

1.4.5 Contribution à la mise au point d'un bourrage "innovant"

Une fois le développement de la dégradation du ballast sous bourrage et l'évolution des tassements sous trafic analysés, la finalité de ce travail a été de dégager les caractéristiques essentielles d'un bourrage « innovant ». Les résultats expérimentaux sur l'optimisation des paramètres de bourrage devraient contribuer à la définition des potentialités d'amélioration, pour que les résultats soient plus homogènes et efficaces à court et moyen terme.

2 GENERALITÉS SUR LA VOIE FERRÉE BALLASTÉE

2.1 Les constituants de la voie ferrée et les charges supportées

La voie ferrée traditionnelle est constituée par un ensemble d'éléments qui permettent le guidage des trains et le support des charges induites par leurs circulations. On distingue la superstructure (ou armement) qui comprend les rails, les attaches, les traverses, les semelles, le ballast, une éventuelle couche de sous-ballast, et l'infrastructure, constituée par la plate-forme.

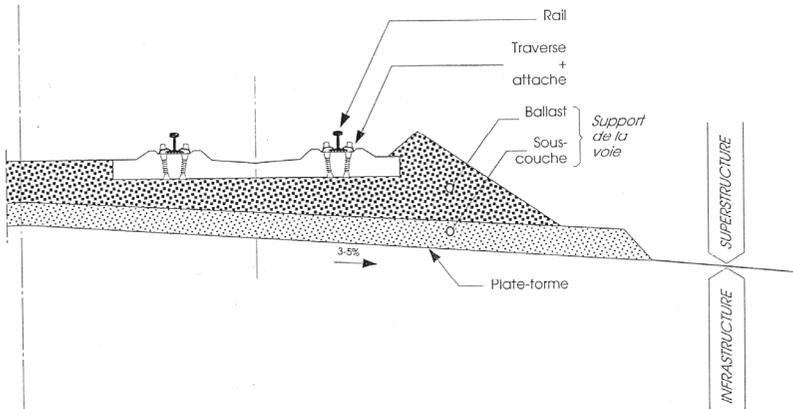


Figure 2.1 : Structure d'une voie ferrée ballastée (Profillidis 2000)

Les éléments de la voie doivent répartir les charges des trains jusqu'à la plateforme. La distribution des charges conduit, par une augmentation progressive de la surface de répartition des charges, à la diminution de la contrainte d'un facteur 20'000 environ entre les points de contact roues - rail et la plateforme (Esveld 2001; Lichtberger 2005). La contrainte entre la roue et le rail, initialement de l'ordre de 300 MPa, est ainsi réduite jusqu'à une valeur inférieure à la limite de poinçonnement de la plateforme par le ballast (Figure 2.1).

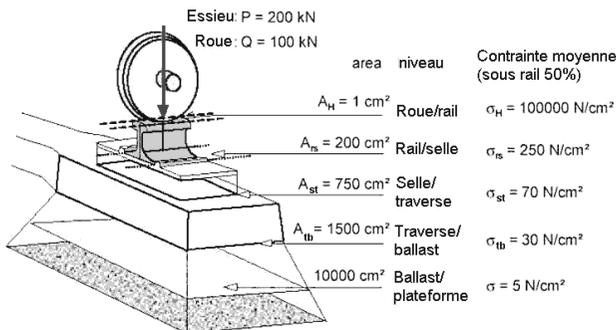


Figure 2.2 : Répartition des charges à travers la superstructure (Esveld 2001)

2.1.1 Les rails

Les rails constituent l'élément en contact entre le véhicule et la voie. Ils ont un rôle de première importance. Ils assurent :

- la transmission et la redistribution des charges verticale des roues aux traverses;
- le guidage latéral des roues, donc la reprise des forces transversales et leur transmission aux traverses;
- une surface de roulement lisse et la distribution des forces de freinage et d'accélération;
- le retour du courant de traction sur les lignes électrifiées, ainsi que la conduction du courant des circuits de voie pour les appareils de sécurité.

Les profils de rail actuellement utilisés sont le résultat d'une évolution qui a ses origines dans les mines avant même l'apparition du chemin de fer. L'amélioration du profil du rail est progressivement dictée par l'augmentation de la capacité portante.

Le profil le plus courant dans les lignes ferroviaires est le rail Vignole, ou rail à patin. Sa forme caractéristique lui donne une inertie verticale élevée et une répartition optimale des efforts tranchants. La caractéristique essentielle d'un rail est sa masse par mètre linéaire. L'UIC a standardisé deux profils selon le tonnage du trafic : 54 ou 60 kg par mètre linéaire.

2.1.2 Le système d'attache et la semelle

Le système d'attache permet la liaison des rails aux traverses. Ses principales fonctions sont les suivantes :

- la transmission des charges du rail à la traverse, et l'amortissement des vibrations et des chocs causés par le matériel roulant;
- la résistance longitudinale aux mouvements de dilatation des rails soudés, ainsi que la résistance au cheminement du rail;
- le maintien de l'écartement et l'inclinaison des rails dans certaines tolérances;
- l'isolation électrique entre le rail et les traverses métalliques.

Les systèmes d'attache élastique sont les plus couramment utilisés dans les lignes principales.

La semelle entre rail et traverse, généralement en élastomère, a une capacité d'amortissement importante qui peut réduire considérablement les charges dynamiques exercées sur les traverses (surtout pour la partie en haute fréquence).

2.1.3 Les traverses

Les traverses ont plusieurs fonctions. Elles assurent notamment :

- la transmission des charges des rails au ballast;
- le maintien de l'écartement et l'inclinaison au 1/20 des deux files de rail;
- une résistance mécanique suffisante dans les directions verticale et horizontale.

Les traverses, initialement en bois ou en métal ont été rendues de plus en plus lourdes et stables suite à l'invention du béton armé. Les seuls inconvénients du béton sont sa faible capacité d'amortissement des vibrations et son poids élevé. Malgré cette faiblesse, les traverses en béton monobloc ou bi-blochet sont les plus utilisées dans les voies principales, ainsi que dans toutes les

lignes à haute vitesse. Des traverses innovantes, plus larges ou en forme de H ont été récemment développées et sont utilisées dans la construction de certaines lignes. Leur forme spéciale garantit, au moyen d'une surface de contact avec le ballast plus élevée, une meilleure stabilité de la voie. Les traverses sont noyées dans un lit de ballast pour augmenter la résistance latérale et longitudinale de la voie aux déplacements.

Une autre innovation, appliquée sur les nouvelles lignes à fort trafic, est constituée par les patins réducteurs d'attrition. Ces matelas en polymère ou caoutchouc, collés sous les traverses en béton, permettent d'augmenter la surface de contact avec le ballast et diminuer les efforts sur ses arêtes. Leur utilisation sur les lignes à grande vitesse a montré une amélioration de la durée de vie du ballast, une meilleure absorption du bruit et des vibrations et une diminution des tassements locaux.

2.1.4 Le ballast

Le ballast est un matelas de roches concassées, qui assure plusieurs fonctions primordiales pour la voie:

- transmission uniforme jusqu'à la plate-forme les charges induites par les véhicules ferroviaires ;
- participation à l'élasticité de la voie ;
- stabilisation de la traverse, résistance aux forces longitudinales et transversales des trains ;
- amortissement des vibrations et absorption de bruit, garantissant ainsi la sécurité et le confort des circulations ;
- structure permettant la pose de la voie puis les corrections de la géométrie de la voie par bourrage ;
- drainage efficace de la voie et limitation des problèmes du gel.

Pour satisfaire ces fonctions, le ballast doit répondre à des critères de qualité géométrique et mécanique fixés par des normes internationales (EN 13450) ou nationales, ainsi qu'à des règlements définis par les propriétaires de l'infrastructure.

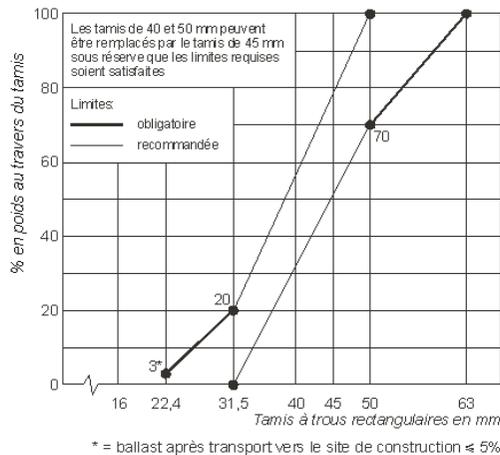
Les critères portent sur la granulométrie (Figure 2.3), la forme des grains, les caractéristiques pétrographiques, la résistance mécanique et aux agents atmosphériques, ainsi que la dureté des grains (Tableau 2.1)

Le ballast doit être constitué de grains de roches résistants, solides, compacts et exempts de fissures, dont 100 % de la surface est concassée. Les grains présentent des formes irrégulières, coniques ou cubiques, ainsi que des arêtes vives. Après plusieurs passages dans le concasseur ou dans le broyeur, les arêtes des grains doivent rester vives. Le concassage des grains garantit une meilleure portance car l'angularité augmente la résistance au cisaillement, malgré le risque de rupture des grains. La rugosité de la surface des grains augmente également la résistance au cisaillement du ballast (Selig and Roner 1987). En Suisse, une norme caractérisant la pétrographie des roches pour le ballast, SN 670115 s'ajoute à la norme européenne EN 13450, considérée comme peu restrictive.

Enfin, la couche de ballast doit avoir d'une épaisseur d'au moins 30 cm sous traverses pour répartir les charges à la fondation en manière homogène. Cette hauteur s'élève à 35 cm sous traverse dans le cas des lignes à haute vitesse.

Tableau 2.1 : Prescriptions pour ballast de voie ferrée pour les classes 1 et 2 selon EN 13450

Propriétés	Valeur Catégorie		Grandeurs mesurées
	Classe 1	Classe 2	
Granularité	mm	% massique	Passant
	63	100	
	50	70...99	
	40	30...65	
	31,5	1...25	
	22,4	0...3	
Grains fins	Aucune exigence		Passant
Fines	$\leq 0,5\%$ massique		Passant
Forme des grains	SI20 $\leq 20\%$ massique		Indice de forme (SI)
Pierres longues	$\leq 4\%$ massique		Pierres longues > 100 mm
Résistance à la fragmentation	LARB16 ≤ 16	LARB24 ≤ 24	Coefficient Los Angeles (LA)
Résistance à l'usure	Aucune exigence		Coefficient Micro-Deval (MDE)
Durabilité	Granulats fragiles		Pétrographie
Durabilité	MS $\leq 3\%$ massique		Valeur de sulfate de magnésium (MS)

**Figure 2.3 : Courbe granulométrique prescrite pour un ballast de voie principale (R RTE 21110)**

Dans les derniers décennies le ballast est de plus en plus étudié dans les laboratoires des entreprises des chemins de fer (Gerber 2005; Röthlisberger et al. 2005a). Ceci afin de prescrire des critères de qualité et performance croissants et pour définir des critères pour supporter l'augmentation du trafic (Röthlisberger et al. 2006). Notamment, une importance croissante est donnée à la pétrographie (Boucher and Selig 1987; Clifton et al. 1987; Klassen et al. 1987; Röthlisberger 2002; Watters et al. 1987), pour la compréhension des performances du ballast in situ, quoique la pétrographie ne représente pas un critère de choix suffisant.

2.1.5 La sous-couche et la plateforme

La pose d'une sous-couche entre le ballast et la plateforme permet d'éviter le poinçonnement de cette dernière, d'améliorer le drainage et la protection contre le gel et de protéger le ballast d'une éventuelle remontée de fines. La sous-couche peut être constituée de gravier 20-40 mm (appelé aussi sous-ballast), de béton bitumineux (Däppen 2003) ou d'un géotextile (Raymond 2002). Ces deux dernières possibilités optimisent la séparation entre la superstructure et la plateforme tout en augmentent la durée de vie de cette dernière.

L'infrastructure qui constitue la fondation de la voie peut être construite en remblais (ouvrage en terre) ou peut être un pont ou un tunnel (ouvrage d'art). Elle doit répondre à des exigences de portance (R RTE 21110), (ERRI 1974). La fondation assume une grande importance. Comme pour toutes les œuvres de génie civil, son hétérogénéité et sa raideur influencent le comportement à long terme de la superstructure soutenue.

2.2 Le comportement de la voie ferrée

2.2.1 Introduction

La voie ferrée n'est qu'une partie du système ferroviaire, comprenant deux éléments étroitement liés: l'infrastructure et le véhicule. L'objectif du système est la capacité, qui représente les prestations de trafic susceptibles d'être assurées durant un temps donnée, sur un réseau, dans des conditions données et avec un niveau de qualité de service donné (Putallaz 2007; Rivier 1997). Elle met donc en relation le véhicule et l'infrastructure au travers de l'horaire, qui représente l'offre de trafic. Le schéma suivant illustre ces relations :

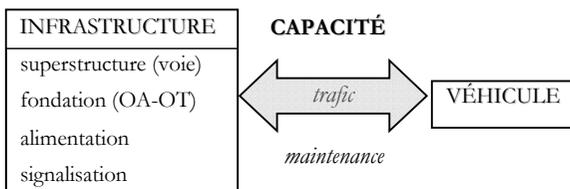


Figure 2.4 : Le système ferroviaire

Le comportement d'un élément ne peut être considéré comme indépendant des autres. Ainsi, toute modification d'un élément aura des effets – immédiats ou sur le long terme - sur les autres (Rivier 2003).

L'armement de la voie est normalement dimensionné en fonction d'un type charge de trafic défini. L'U.I.C.¹ définit quatre catégories (A à D) de trafic en relation à la charge admissible par essieu. Pour éviter une dégradation prématurée de la voie, chaque classe de trafic requiert des caractéristiques minimales pour les rails (notamment la hauteur et la nuance de l'acier), les traverses (espacement) et le ballast (notamment la granulométrie et l'épaisseur). Ainsi, l'expérience montre que la charge par essieu joue un rôle fondamental dans le contact rail - roue et que de graves problèmes de tenue des rails en voie se posent sur les réseaux admettant de très lourdes charges, comme les Etats-Unis et les pays de l'ex U.R.S.S., où les charges par essieu peuvent aller jusqu'à 32 tonnes (Alias 1977).

2.2.2 Détérioration de la géométrie

La circulation des trains induit une dégradation de la qualité de la géométrie de la voie et de l'état du matériel.

On peut distinguer plusieurs types de défauts de géométrie Figure 2.5:

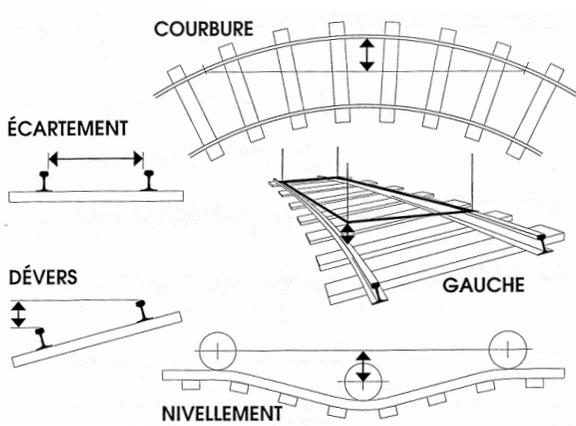


Figure 2.5 : Types de défauts de géométrie de la voie (Rivier 2003).

Les défauts de nivellement sont dus aux imperfections dans la couche de ballast peuvent être corrigés lors des opérations de maintenance de la voie. Dans le plan vertical, ils existent deux types de défauts de nivellement:

→ nivellement longitudinal, qui résulte du tassement vertical du ballast

¹ U.I.C.: Union Internationale des Chemins de fer

→ nivellement transversal, caractérisé par l'écart du dévers en courbe, et les défauts de gauche (ou torsion de la voie). Ce dernier est très important, 4 mm peuvent suffire à provoquer le déraillement d'un train.

Dans le plan horizontal, on rencontre les défauts de dressage et courbure, et les défauts d'écartement des rails.

La vitesse de dégradation de la géométrie et du matériel dépend entre autre de la conception et des propriétés de la voie (cf. 2.2.1).

Le type de trains et de matériel roulant circulant sur la voie (en particulier l'état des suspensions et le rapport entre masses suspendues et masses non suspendues) participent également la dégradation de la voie. Les effets des imperfections du contact roue-rail génèrent des surcharges dynamiques, très néfastes pour la durabilité de la voie. Ces surcharges sont proportionnelles aux charges non suspendues. La vitesse des trains joue dans ce cas un rôle significatif : elle amplifie ces charges dynamiques, accélérant la dégradation de la voie (Lopez-Pita 2004).

A cause des surcharges dynamiques induites par les défauts, au passage des trains, une relation étroite entre l'état du matériel et l'état de la géométrie a pu être mise en évidence. Ainsi un rail en bon état subit une usure très rapide si la géométrie de la voie n'est pas bonne. De même, une voie dont la géométrie est bonne, se dégradera rapidement si les composants (p. ex. le rail) sont usés. Par conséquence, les travaux de maintenance doivent veiller à restaurer en même temps l'état du matériel et de la géométrie, pour garantir leur efficacité à long terme. La Figure 2.6 montre les interactions fondamentales entre les éléments :

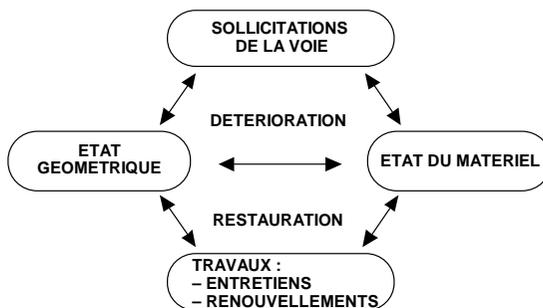


Figure 2.6 : Interactions dans la voie : le cercle vicieux (Rivier 2003).

Pour une charge statique constante, l'état géométrique de la voie se dégrade de manière différente d'un endroit à l'autre, car les charges dynamiques des trains ne sont pas partout identiques. Premièrement, le support des rails n'est pas continu et chaque traverse a une réponse différente aux sollicitations. De plus, le terrain de fondation d'une ligne est souvent très hétérogène, ce qui peut provoquer des tassements locaux et le phénomène de traverses suspendues aux rails (Dahlberg 2003). Ces traverses ne sont pas supportées par le ballast, et n'entrent en contact avec ce dernier, qu'au passage de la charge d'un essieu. Ce phénomène amplifie les tassements de la voie, car les traverses se trouvant aux côtés d'une traverse suspendue devront supporter des charges plus élevées.

Un problème à plus grande échelle se présente dans les zones de transition entre ouvrages en terre et ouvrages d'art (ponts et tunnels) : les tassements sont plus sévères à cause de la variation de rigidité de la fondation sur une petite longueur. Ce problème est plus fréquent et dangereux

sur des lignes à haute vitesse, où les grands rayons de courbe impliquent que l'insertion du tracé dans le territoire nécessite un grand nombre d'ouvrages d'art (Dahlberg et al. 2006). Des études récentes (Cuéllar 2009; Dahlberg et al. 2006; Lundqvist 2005) ont prouvé qu'une variation progressive de la raideur de la plateforme dans ces portions de voie permet de réduire significativement les tassements.

Des surcharges dynamiques sont également provoquées dans les courbes par toute déformation ou défaut de surface du rail (par exemple si le boudin va frotter contre le champignon du rail).

Ainsi, la géométrie de la voie ne se détériore jamais de manière homogène, ce qui induit des mouvements complémentaires des véhicules, qui ont pour conséquence d'augmenter les charges dynamiques sur la voie.

La qualité du matériel peut également être responsable des tassements de la voie. Une épaisseur insuffisante de ballast, une sous-couche de mauvaise qualité, ou un mauvais drainage induisent une mauvaise distribution des contraintes entre le ballast et la sous-couche. Si la sous-couche est poinçonnée par le ballast les particules fines remontent dans le ballast, affectant le drainage et l'élasticité de la voie et accélérant les tassements par surcharges dynamiques.

Les différentes dégradations présentées ci-dessus induisent donc des surcharges dynamiques par les véhicules qui se reportent sur la voie, augmentant ainsi la vitesse de dégradation. Un cercle vicieux apparaît et tend à augmenter la dégradation irrégulière de la géométrie de la voie. Ces tassements se produisent surtout dans la couche de ballast, comme montre la Figure 2.7.

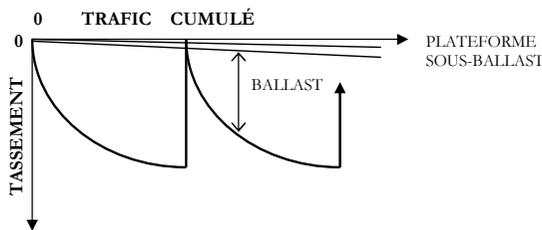


Figure 2.7 : Causes des tassements de la voie (Selig and Waters 1994)

La réaction en chaîne de la dégradation ne peut être interrompue que par des travaux d'entretien de la voie consistant à lui redonner une géométrie conforme au tracé. Pour y parvenir, des machines dites bourreuses-niveleuses-dresseuses sont employées.

2.2.3 Correction de la géométrie par bourrage-nivellement-dressage

Le bourrage-nivellement-dressage est une procédure d'entretien de la voie qui permet de restaurer la position géométrique correcte de la voie. Il est réalisé par des machines munies de pioches qui plongent dans le ballast encadrant les traverses. Le processus de bourrage se déroule en deux étapes : d'une part le soulèvement et repositionnement correct d'une portion de la voie dans les trois directions, et d'autre part l'action simultanée de vibration et réarrangement du ballast autour et au-dessous des traverses (Figure 2.8).

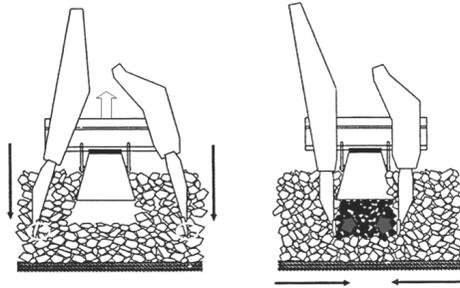


Figure 2.8 : Action du bourrage : vibration, plongée et serrage (Selig and Waters 1994)

Les meilleures conditions pour effectuer un bourrage de qualité et durable sont : une sous-couche homogène et saine, un ballast neuf ou peu pollué ayant une épaisseur suffisante, et un matériel en bon état. Ces caractéristiques ont tendance à se dégrader avec le temps.

L'opération de bourrage présente également un inconvénient : la pénétration des pioches provoque une augmentation des particules fines par rupture des arêtes des grains et conduit à long terme à une dégradation du ballast et à une perte de ses performances. En conclusion, bien que la géométrie de la voie puisse être corrigée par le bourrage, le ballast vieillit et ne peut jamais récupérer la qualité qu'il avait lors de sa mise en place.

D'ailleurs, le processus comporte une perte de compactage du ballast, ainsi que de stabilité latérale. Ces pertes sont particulièrement dangereuses dans les courbes. Elles doivent ainsi être récupérées pour garantir la sécurité du trafic : trois solutions différentes existent.

- La stabilisatrice dynamique appliquée aux rails, par l'intermédiaire de galets à boudins, des vibrations horizontales à 35 Hz, combinées à une charge verticale statique qui est transmise à la couche de ballast (Plasser and Theurer 1993).
- La dameuse utilise une technique différente: la vibration est appliquée directement à la surface du ballast, en correspondance des cases, des banquettes et aux épaulements, par l'intermédiaire de plaques. En plus de compacter le ballast, elle restaure son profil latéral (UIC 2008).
- En absence de l'une de ces deux machines, les premières 100.000 TBC² de trafic doivent circuler à une vitesse réduite de 80 km/h, avec des évidentes conséquences négatives sur la capacité de la ligne.

Approximativement, un bourrage est efficace pour 40-70 millions de tonnes de passage, soit environ 4-5 années de trafic. Cet intervalle se raccourcit avec le nombre des bourrages subis (Figure 2.9). La géométrie de la voie ne se maintient donc pas dans le temps lorsque le ballast est vieux. A un certain point, le bourrage n'est plus rentable et un renouvellement du ballast est

² TBC = Tonnes Brutes Complètes. Il s'agit d'une unité de mesure fictive du trafic qui prend en compte la composition des convois. 100.000 TBC correspond approximativement à 1 jour de trafic sur une ligne de catégorie UIC2, et 3-4 jours sur une ligne de catégorie UIC4.

nécessaire. La durée de vie du ballast varie entre 200 et 500 millions de tonnes cumulées, soit 20 à 50 ans environ d'exploitation, selon la densité de trains sur la ligne (Lichtberger 2005).

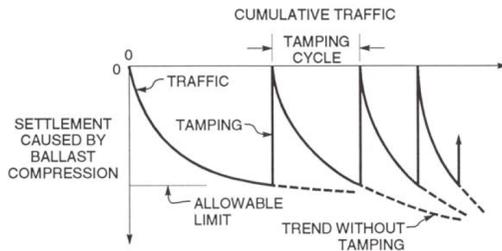


Figure 2.9 : Développement du tassement de la voie avec les bourrages cumulés (Selig and Waters 1994)

2.2.4 Détérioration du ballast

Le vieillissement du ballast est dû à différentes causes, qui sont de deux natures : mécanique et environnementale. D'abord, il y a les charges dynamiques induites par le trafic ferroviaire (cf. paragraphe 2.2.2). Ces charges sont distribuées sur les surfaces de contact entre traverse et ballast. La surface réelle de contact est estimée à 3-4% de la surface totale inférieure d'une traverse en béton monobloc³ (Riessberger 2006). Des chaînes de répartition de charges se forment entre les arêtes de ballast, qui peuvent se briser à cause des contraintes qui y sont concentrées.

L'opération de bourrage, en particulier la plongée des pioches, provoque une fragmentation des grains de ballast sous la traverse et entre les traverses, et à long terme, une diminution de sa granulométrie. Des essais *in situ* par les CFF sur le site d'Ostermundigen (Röthlisberger 2000) montrent que les opérations de bourrage abiment le ballast plus que le trafic. Après 28 plongées, la granulométrie du ballast est tellement réduite, que tous les vides sont saturés par les grains de taille plus petite (Röthlisberger et al. 2005b). A cet état, les fines, c.à.d. les particules passantes au tamis 22,4 mm (Figure 2.3 page 8) représentent plus de 30% en poids du ballast (Klotzinger), et le renouvellement du ballast devient alors nécessaire.

Afin de définir des critères de choix des roches pour le ballast plus restrictives et garantir une meilleure durabilité du ballast *in situ*, vis-à-vis des sollicitations de trafic et bourrage, ses ballasts de différentes duretés ont été soumis à des multiples essais d'écrasement telles que le Los Angeles et la compression en vrac dans les laboratoires des CFF (Röthlisberger et al. 2006). Les résultats de ces essais en laboratoire, parallèlement avec les retours d'expérience *in situ*, ont montré une corrélation linéaire entre la dégradation du ballast soumis aux essais de compression en vrac et celle due au bourrage. De la même manière, il existe une corrélation linéaire entre l'essai d'écrasement Los Angeles et le comportement du ballast soumis au trafic. Les roches mi-dures, de dureté inférieure à 5 sur l'échelle de Mohs (notamment les calcaires et dolomies) se dégradent

³ La présence des patins réducteurs d'attrition sous traverse permet l'augmentation de la surface de 30%

déjà visiblement à cause du trafic, tandis que le ballast dur (dureté Mohs >5) ne dégrade que sous l'effet du bourrage.

Dès sa pose, le ballast subit l'influence de son environnement, en particulier des agents atmosphériques les poussières et les plantes. Le choix de la nature du ballast et un désherbage effectué périodiquement sont prévus pour prévenir ce type de pollution. Pendant l'exploitation de la ligne, à la sollicitation ferroviaire s'ajoute une pollution provenant des éventuelles pertes de matériel des trains, et de la poussière d'acier des rails (Ionescu 2005a).

On peut résumer les conséquences mécaniques du vieillissement du ballast comme :

- rupture des arêtes et diminution de la granulométrie,
- remplissage des interstices et augmentation de la cohésion,
- arrondissement par abrasion des grains et diminution du coefficient de frottement interparticulaire,
- lubrification grains et des points de contact,
- perte des propriétés de drainage, diminution de la perméabilité,
- variation de la répartition des contraintes,
- perte des performances: le comportement élastique sous passage des trains devient élastoplastique avec l'augmentation des tassements irréversibles.

La diminution de taille des grains est la plus évidente parmi les caractéristiques ci-dessus.

Le Tableau 2.2 montre l'évolution des caractéristiques granulométriques du ballast le long de sa vie. Il est le résultat d'une étude cherchant à définir des critères de classification pour la pollution du ballast.

Tableau 2.2 : Exemple d'évolution de la granulométrie du ballast sur sa durée de vie (Ionescu 2005b)

Paramètre	D ₁₀ (mm)	D ₃₀ (mm)	D ₅₀ (mm)	D ₆₀ (mm)	D ₉₀ (mm)	D _{max} (mm)	D _{ekv} (mm)	P _{0,075} (%)	P _{13,2} (%)
Ballast nouveau	28.2	37.5	44.2	47.8	59.5	75	45.9	<1.0	<1.0
Ballast très pollué	<0.83	<9.43	< 22.3	<26.8	<47.4	<63.0	<23.5	>5.0	>40.0

Les recherches conduites par (Kolisaja 1997) montrent que le module de résistance du ballast varie en relation linéaire avec le diamètre équivalent $D_{ekv} = (D_{10} + D_{50} + D_{90})/3$. La perméabilité du ballast diminue aussi, lorsque la fraction de fines augmente ($P_{0,075}$).

Le degré de pollution du ballast, ou Fouling Index (FI) a été défini par la formule: $FI = P_{0,075} + P_{13,2}$ (Ionescu 2005b), dépendante du pourcentage passant aux tamis. Une formule alternative, en fonction du diamètre est proposée: $FI = D_{90}/D_{10}$.

Il est possible de classer le ballast en fonction de son état de pollution, entre "propre" et "très pollué". Une formule met aussi en relation le FI à la durée de vie résiduelle du ballast et permet, à travers un monitoring continu des voies, des prédire la tendance de la diminution de granulométrie dans le temps.

2.3 Synthèse

Le système de la voie ferrée ballastée est constitué de trois éléments interagissant entre eux: la superstructure, l'infrastructure et le matériel roulant.

Avec le progrès, les composants de la superstructure ont évolué pour garantir des performances de plus en plus élevées. Durant la même période, la vitesse, la charge cumulée annuelle, et les charges par essieux ont augmenté avec le temps.

La charge du trafic engendre une dégradation irrégulière de la géométrie, et une diminution de la durée de vie des composants de la voie, avec comme effet un besoin de maintenance. L'opération de bourrage permet de corriger rapidement la géométrie de la voie, mais en même temps, détruit peu à peu les particules du ballast.

La voie entre dans un cercle vicieux dont la dégradation d'un élément provoque des surcharges dynamiques et une accélération de dégradation du reste du système. La durabilité de la géométrie diminue, et ainsi l'efficacité du bourrage. Au bout d'un certain nombre d'années, le ballast a perdu tous ses propriétés, il ne peut plus assumer son rôle et doit être remplacé.

Les coûts de maintenance du ballast représentent environ le 30% du budget alloué annuellement à la maintenance de la voie.

3 SYNTHÈSE DES ÉTUDES SUR LE COMPORTEMENT DU BALLAST

De nombreuses études ont été faites pour mieux comprendre et prévoir le comportement du ballast pendant sa durée de vie. La majorité des publications traitent de l'évolution de la géométrie et du tassement du ballast sous effet du trafic. Un nombre plus limité d'études s'est occupé du comportement du ballast soumis au bourrage. Cette opération de maintenance a été considérée pendant longtemps comme un processus empirique, amélioré par des retours d'expérience.

Dans ce chapitre, les principales études du comportement du ballast sont présentées, selon l'approche de la recherche : expérimentation en laboratoire, essais *in situ* et modélisation numérique. Pour chacune des approches, les résultats les plus significatifs sont présentés.

3.1 Études expérimentaux

Les études expérimentales en laboratoire sur le ballast peuvent être classées en deux catégories : celles qui traitent des effets du bourrage sur le ballast et celles qui traitent du tassement et des déformations du ballast.

La plupart des essais sont effectués sur des échantillons de petites tailles, voire des bancs d'essais à échelle réduite. L'avantage de ce type d'approche est que l'échantillon a un poids et des dimensions adaptés aux presses de laboratoire. Le désavantage de la réduction consiste dans l'adaptation des paramètres entre le cas réel et le modèle réduit. Pour certains paramètres la loi de transfert est linéaire et la réduction est facile. D'autres paramètres, comme par exemple l'accélération de gravité, ne peuvent pas être réduits. Il est donc nécessaire de tenir compte des limitations et de leur influence sur les résultats, lors de leur analyse et discussion.

Les essais à échelle réelle, comprenant plusieurs traverses, sont très rares puisque coûteux en argent, moyens et temps. Peu d'instituts de recherche possèdent des installations permettant de tester une voie en grandeur réelle.

3.1.1 Bourrage du ballast

Morgan et Markland ont étudié l'effet des vibrations sur la stabilité d'un lit de ballast calcaire, à échelle $\frac{1}{2}$ (Morgan and Markland 1981). Une table vibrante impose une fréquence de vibration variable entre 24 et 60 Hz et les accélérations sont mesurées. Le déplacement d'une plaque posée sur le ballast est mesuré. Les résultats montrent que le ballast se stabilise par des accélérations supérieures à celle de la gravité, jusqu'à une valeur limite. Pour des accélérations inférieures à celle de la gravité, aucun changement n'est remarqué.

Dans une deuxième campagne d'essais les vibrations sont appliquées par la plaque à la surface du ballast. Les essais mettent en évidence la présence d'une fréquence de résonance, située entre 30 et 40 Hz, pour laquelle une faible force d'excitation provoque un enfoncement instantané de la plaque dans le ballast.

Parmi les études les plus connues sur le comportement du ballast sous bourrage, la thèse de (Fischer 1983) met en valeur l'influence de la fréquence et de l'amplitude des vibrations du bourrage sur le déplacement verticale du ballast. Le ballast est contenu dans un banc d'essai de dimensions $1 \times 0.38 \times 0.25$ m, qui comprend aussi un bout de traverse et une pioche en profondeur. Les fréquences testées sont 8, 16, 25, 35, 50, 60, 70 et 80 Hz, et les amplitudes de vibration 1, 3 et 5 mm (le double aux pioches). Pendant le bourrage, aucun relevage n'est appliqué à la voie;

ensuite le ballast est à chaque fois renouvelé. Les expériences montrent que la fréquence dirige le comportement du ballast (Figure 3.1) de la manière suivante:

- pour des fréquences inférieures à 35 Hz, le ballast se comporte comme un solide et son arrangement requiert l'action de grandes forces ;
- pour des fréquences moyennes (35 à 50 Hz), le ballast est dans un régime visqueux, et l'action conjointe de la fréquence des vibrations et de la force du serrage permet un réarrangement contrôlé des grains.
- au delà de 50 Hz la vibration engendre l'effondrement de la structure constituée de ballast. Les déplacements des grains ne sont plus maîtrisables, même pour des faibles forces: on assiste à une liquéfaction du ballast.

L'amplitude de la vibration accélère le passage de l'état raide à visqueux ou liquide. D'ailleurs, on peut observer qu'une amplitude de vibration de 2 mm inhibe le passage aux régimes visqueux et liquide pour les fréquences de travail, et le ballast reste en régime solide.

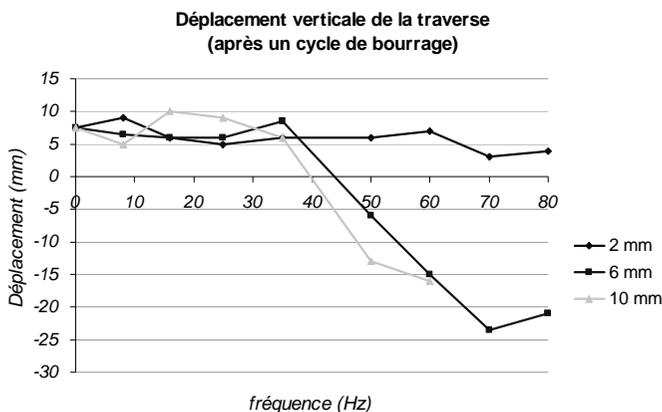


Figure 3.1 : Déplacement verticale des traverses après un cycle de bourrage (Fischer 1983).

Selon Fischer, la fréquence optimale de bourrage est celle qui n'engendre aucun déplacement verticale du ballast. Ces résultats ont été exploités par Plasser & Theurer en 1983 pour la standardisation de nouvelles bourreuses travaillant à 35 Hz et une amplitude de ± 6 mm.

Les courbes montrent la nécessité d'étudier de façon plus approfondie l'intervalle de fréquences 35-50 Hz, correspondant à l'état visqueux du ballast conjointement avec la variation des amplitudes des signaux de vibration.

La stabilité de la voie en fonction des conditions initiales de densité du ballast a été l'objet d'une recherche expérimentale (Sato 1989). Le bourrage traditionnel, par machine de type Jackson, et le compactage par percussion par Vibrogir ont été reproduits en laboratoire sur un banc d'essais à échelle 1/7. Leurs effets sur la stabilité de la voie ont été comparés qualitativement. L'appareil Vibrogir est constitué d'une masse excentré vibrante agissant sur une plaque posée sur le ballast, et qui le compacte par percussion verticale.

Sur la base de constatations visuelles, Sato conclut que le bourrage par percussion donne une meilleure compacité au ballast sous les traverses. D'autre côté, aucune mesure de tassement a été faite et il manque une description détaillée des échantillons.

Cette comparaison entre les techniques de bourrage a été reprise par (Guérin 1996). Le bourrage par vibration avec une machine hydraulique et le compactage par percussion, à 30 Hz, ont été réalisés. Les échantillons ont été ensuite soumis à 2 – 4 millions de cycles de trafic, répétés une quinzaine de fois. Les mesures effectuées sont la déflexion élastique maximale d'un blochet (la moitié d'une traverse bi-blochet) dans le ballast sous chargement et le tassement vertical du blochet après décharge.

La Figure 3.2 met en évidence deux phases au cours des essais: une première phase de mise en place, à très fort tassement (I), suivie par une deuxième phase à tassement considérablement plus faible (II). Le début de la phase II correspond au moment à partir duquel la voie est stabilisée et où la circulation des trains peut se faire à vitesse commerciale. Son obtention rapide représente un avantage.

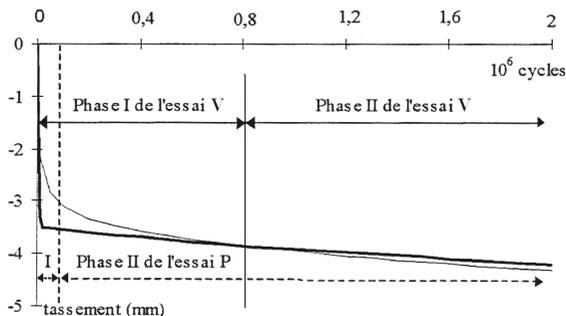


Figure 3.2 : Influence du mode de bourrage sur la vitesse de stabilisation (Guérin 1996)

On peut constater que la phase I s'achève beaucoup plus tôt pour l'essai P (courbe en gras) compacté par percussion, que pour l'essai V (courbe en trait fin) compacté par vibration: 10'000 cycles pour l'essai P et 600'000 cycles pour l'essai V. Elle confirme les observations de (Sato 1989). On remarque que la méthode de bourrage n'agit que sur la vitesse de tassement, pas sur sa quantité, qui dépend uniquement de l'arrangement des grains après le bourrage.

Le comportement du ballast soumis à vibrations (bourrage) a été reproduit dans un banc d'essai à échelle réduite (1/3) (Oviedo-Marlot 2001), dans le but de définir des critères de qualité du bourrage. Cet échantillon utilise les symétries longitudinale et transversale de la voie. L'échantillon est constitué d'une traverse bi-bloc en béton armé noyé dans du micro-ballast de granulométrie 6/20 mm. Le bourrage optimal a été défini comme celui qui satisfait deux critères: contact ballast - traverse et densité. Les résultats mettent en évidence les trois régimes de comportement du ballast - "rigide", "visqueux" et "liquide"- en fonction de la fréquence.

Les fréquences moyennes garantissent la meilleure densité, tandis que le meilleur contact est obtenu pour des fréquences moyennes à hautes. Toutefois, à cause de la simulation à échelle réduite, les résultats n'ont un intérêt que qualitatif et le calcul des valeurs respectives pour l'échelle réelle n'est pas possible.

Un banc d'essai à échelle réelle a été employé pour l'étude des effets des charges et du bourrage sur quatre types de ballast (Lim 2004; McDowell et al. 2005). Les essais ont été conduits en conditions humides, représentatives des conditions du ballast au Royaume Uni, avec du ballast 25 – 50 mm neuf ou préalablement soumis à un chargement de 1 million de cycles de trafic ferroviaire, à une fréquence de 3Hz.

Le bourrage a été simulé avec un marteau Kango, de longueur 200 mm et diamètre 25 mm, introduit dans le ballast à chaque côté d'une traverse. Des trous de guidage permettent une inclinaison de 10° par rapport à la verticale. Le marteau Kango est inséré jusqu'au niveau inférieur de la traverse, à 160 mm de distance de la traverse. Trois plongées de bourrage sont effectuées sur le ballast mouillé, à diverses distances de l'extrémité de la traverse, pour simuler la présence simultanée de plusieurs pioches.

Les résultats ont montré que chaque bourrage augmente la rigidité et diminue la vitesse de tassement à long terme; cependant cette amélioration s'affaiblit avec le nombre de bourrages subis. Ensuite, le ballast a été prélevé à différentes profondeurs et analysé en laboratoire avec des essais de granulométrie, ainsi que des essais d'abrasion et écrasement. La rupture des grains a été remarquée surtout en dessous de la traverse.

Les résultats de toutes ces simulations montrent que les modèles à échelle réduite sont plus faciles à gérer mais l'exploitation numérique des résultats est moins aisée en raison de la modification des paramètres et de la marge d'erreur dans les deux échelles. Les thèses de Fischer et Oviedo montrent des points à approfondir dans la modélisation du bourrage par rapport aux fréquences. Dans ses résultats, McDowell souligne la nécessité d'étudier les effets du bourrage sur du ballast plus pollué et dégradé pour simuler la rigidité et les déformations de la voie quand le bourrage devient de moins en moins efficace.

3.1.2 Tassement de la voie

Le comportement du ballast après bourrage, soumis à trafic, a été modélisé dans un banc d'essai à échelle 1/3, dans le cadre de la validation de lois de prédiction des défauts de voie verticaux (Guérin 1996) et latéraux (Bodin 2001) obtenues par simulation numérique. Le banc d'essai est le même utilisé par Oviedo-Marlot (cf. 3.1.1) avec un matelas d'élastomère de raideur connue comme couche de fondation. Les essais effectués sont de deux types: essais quasi statiques de stabilité latérale, et essais de fatigue sous le passage d'un grand nombre d'essieux.

Guérin et Bodin constatent que les tassements du ballast sont liés davantage à la déflexion élastique, plutôt qu'à la charge imposée. Les essais ont aussi montré que les vibrations, entraînant des réassemblages granulaires, sont la cause principale des tassements. L'usure des grains n'est responsable que du 10% du tassement global sous trafic. Dans ses résultats, Bodin met en évidence la nécessité de mesurer les contraintes au niveau du sol pour évaluer la répartition de charge à travers le ballast.

Les essais de (Karrech 2007) avec du ballast à échelle 1/3 ont montré que le mécanisme de tassement est guidé par l'écoulement des grains vers des zones moins chargées, plutôt que par le réarrangement des grains. Le tassement concerne essentiellement les couches supérieures de la structure, tandis que l'élasticité de la fondation affecte la vitesse de tassement. L'établissement d'une loi de tassement de la voie sous trafic a été le sujet d'une autre recherche expérimentale à échelle 1/3 (Al Shaer 2006).

Un des pionniers dans l'étude du tassement du ballast a été (Shenton 1978). Plusieurs essais triaxiaux cycliques avec des contraintes jusqu'à 400 kPa et des fréquences jusqu'à 30 Hz ont été menés. Les échantillons ont un diamètre de 229 mm et une hauteur de 250 mm et présentent une granulométrie allant de 13 à 38 mm. Le nombre de cycles max appliqués est de 50. Les résultats ont montré que le tassement axial dépend du tassement lors du premier cycle et du nombre total de cycles, selon la formule empirique suivante:

$$\varepsilon_N = \varepsilon_1(1 + 0.2 \cdot \ln N)$$

Des lois similaires, en fonction du nombre de cycles N et de la contrainte déviatoire et de la pression hydrostatiques, ont été établies à l'aide des essais triaxiaux. Ces lois empiriques seront détaillées dans le paragraphe 4.6.

Des essais de plus grande taille ont été conduits par (Augustin 2002). Il s'agit d'un essai triaxial cyclique à 30'000 cycles, sur un échantillon de 80 cm de diamètre, et d'un essai oedométrique cyclique à 700'000 cycles, sur un échantillon de diamètre 51 cm. Ces essais ont montré une dissipation de l'énergie considérable dans les cycles d'hystérèse. En outre, une variation du comportement du ballast avec le nombre de cycles a été remarquée, et notamment :

- une augmentation de la résistance au cisaillement ;
- une diminution considérable des déformations permanentes ;
- une diminution des déformations réversibles.

3.1.3 Essais *in situ* dans les conditions réelles

Les expérimentations *in situ* pour analyser le comportement du ballast dans les conditions réelles sont rares en littérature. Les entreprises de chemins de fer effectuent parfois des recherches et des essais *in situ*, pour contrôler la dégradation des éléments de la voie et mieux planifier sa maintenance à moyen et long terme. Toutefois, ces essais restent, dans la plupart des cas, à usage unique des gestionnaires des infrastructures. Les rapports sont confidentiels. Souvent ces essais sont effectués dans des voies secondaires, pour faciliter l'accès et éviter des interférences avec le trafic.

Les essais *in situ* sont moins fréquents que ceux réalisés en laboratoire pour les raisons suivantes :

- la difficulté d'isoler l'échantillon des conditions extérieures, dont la variabilité peut influencer les mesures ;
- la difficulté de contrôler tous les paramètres en jeu ;
- la difficulté d'accéder régulièrement à un tronçon de voie sous exploitation, à cause des risques pour la sécurité ;
- la difficulté d'effectuer les mesures et de les interpréter.

Comme abordé dans le chapitre précédent, une recherche sur la dégradation du ballast sous bourrage a été menée par les CFF dans une voie de la gare d'Ostermundigen (Röthlisberger 2000). Les avantages d'un tel endroit sont son accessibilité par les machines de bourrage et la possibilité d'y faire circuler des trains. Par contre, aucune mesure n'a été prise sur place pendant les essais. Des prélèvements de ballast ont été effectués et analysés en laboratoire.

Les essais documentés en littérature sont souvent de courte durée. et ils sont mis en place pour obtenir des paramètres de calibration et validation de modèles ou tester des nouveaux systèmes de mesure.

Des accéléromètres ont été introduits dans le ballast au dessous de la traverse pour détecter la vibration du ballast sous le passage des trains, en présence de défauts de géométrie (Zhai et al. 2004). Ces mesures ont permis de valider un modèle conique de vibration du ballast. En outre, une fréquence de résonance du ballast entre 80 et 100 Hz a été mesurée.

Des essais semblables ont été menés par (Dahlberg 1995) pour déterminer les accélérations du ballast et de la voie sous charge et vérifier les modèles d'interaction voie-véhicule. Les paramètres du ballast sont mesurés ponctuellement au moyen d'accéléromètres et extensomètres insérés dans le ballast.

Actuellement plusieurs méthodes continues et non destructives d'inspection de la voie sont en cours d'expérimentation. Parmi les plus importants, le pénétromètre radar ou GPR, la thermographie infrarouge et la mesure des variations de conductivité ont été analysés par plusieurs auteurs (Narayanan et al. 2004; Zagyapan and Fairfield 2002). Ces méthodes d'investigation permettent de mesurer l'épaisseur du ballast et d'identifier les discontinuités dans la voie. Ces techniques de mesure ont été installées sur des chariots et testées *in situ*. L'avantage de ces mesures est leur durée d'application, qui ne demande qu'une plage très réduite d'occupation de la voie. De plus, ces essais ne demandent pas de mise en place de capteurs dans l'infrastructure.

Les essais sous trafic de longue durée sont peu documentés. En effet, le suivi d'un tronçon sous trafic, même chargé, demande des délais longs, et pendant ce temps les variations des conditions climatiques peuvent influencer les résultats. Pendant le projet SUPERTRACK (NGI 2005) le comportement de trois tronçons de la ligne Madrid-Zaragoza ont été suivis pendant un an et demi. Trois traverses à 4,8 m de distance l'une de l'autre ont été équipées de capteurs pour la mesure:

- du déplacement absolu du rail, et de son moment à flexion.
- des déplacements relatifs des éléments de la voie;
- de la pression à la base des traverses;
- des accélérations dans le ballast et sur la traverse.

Les essais ont permis de mesurer de la réponse dynamique de la voie sous trafic de trains TALGO pour une vitesse de 200 km/h, en particulier le spectre du chargement et les accélérations dans le ballast sous passage des différents essieux Figure 3.3 et Figure 3.4.

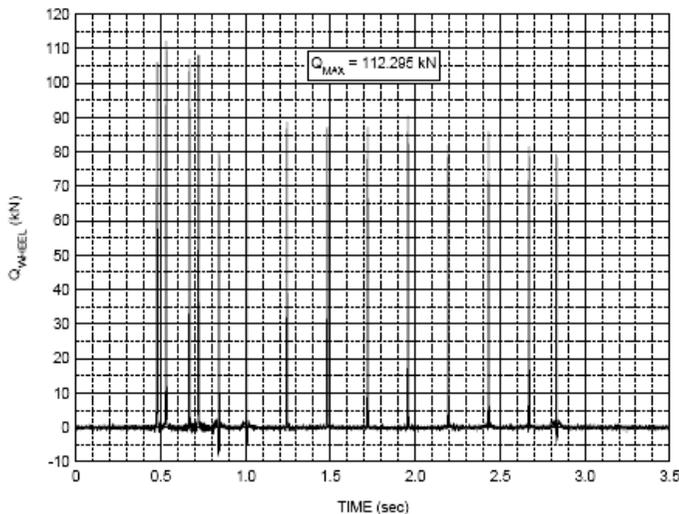


Figure 3.3 : Spectre de charge d'un train TALGO (NGI 2005)

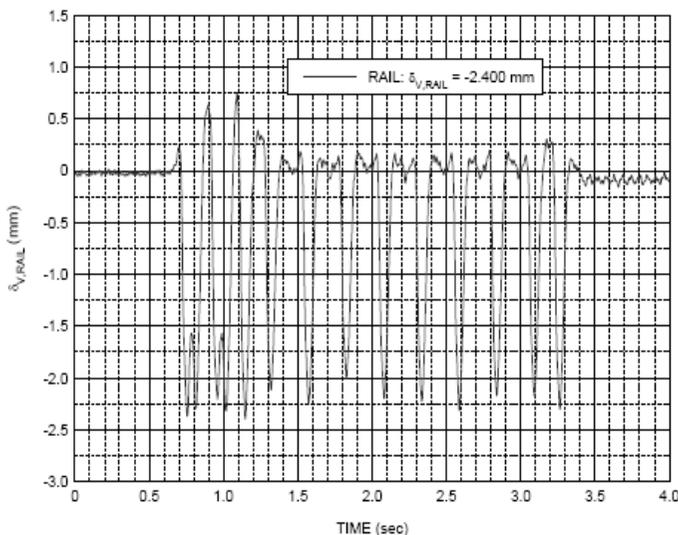


Figure 3.4 : Spectre d'accélération dans le ballast, au passage d'un train TALGO (NGI 2005)

Des essais de caractérisation sismique (SASW) ont été menés, à quelques mètres de la voie, pour déterminer la vitesse et fréquence des ondes propagées dans le sol marneux saturé et très plastique. Ces mesures sont préalables aux essais en laboratoire à échelle réelle, décrits dans le paragraphe suivant.

3.1.4 Essais en laboratoire à échelle réelle

Le plus impressionnant essai en laboratoire, de par sa taille et de par la problématique traitée, a été développé dans le cadre du projet européen SUPERTRACK (NGI 2005). Il consiste d'un tronçon de voie de 21m, reproduisant les caractéristiques et les conditions d'une des sections mesurées *in situ* (cf. 3.1.3). La structure profonde de 4 m a été équipée de nombreux capteurs, posés à différents niveaux. La simulation du trafic à haute vitesse est effectuée par trois véris décalés, donnant ensemble une fréquence de 17 Hz. Des extensomètres, capteurs de pression, géophones et accéléromètres ont été installés. Une modélisation numérique complète l'analyse de la voie a été validée par les mesures expérimentales. Les résultats du projet européen SUPERTRACK sont très complets dans la description du comportement dynamique de la voie sous la charge des trains à grande vitesse. Ces analyses servent de base aux gestionnaires des infrastructures pour prévoir les causes de dégradation de la voie liées à la grande vitesse.

Un autre essai à échelle réelle, plus petit que le précédent, aborde l'étude du flambage des voies (Van 't Zand 1997). Un panneau de voie avec 5 traverses a été soumis à un chargement longitudinal et latéral par deux véris, tandis qu'une charge statique verticale variable était appliquée. La résistance latérale du ballast a été mesurée en fonction des charges appliquées. Les essais ont permis de valider un modèle théorique de flambage de la voie.

La mise en place des essais à grande échelle en laboratoire demande des gros moyens et des investissements importants. Toutefois, cette solution permet d'effectuer des nombreuses manipulations et mesures, en vitesse et sans compromettre le trafic et la sécurité des personnes. En outre, le tronçon est à l'abri des variations climatiques, en particulier de l'effet de l'eau. Il

permet ainsi d'étudier le comportement de la voie indépendamment de tout paramètre externe qui pourrait rendre difficile l'interprétation des résultats.

3.2 Modélisation numérique du ballast sous bourrage

3.2.1 Modèles discrets

Dans les modèles à éléments discrets, l'agrégat est considéré comme un milieu granulaire, constitué de corps discrets rigides en contact. Ces modèles sont appelés microscopiques, car ils abordent le comportement du milieu à l'échelle des grains qui le constituent.

L'avantage de ce type de modèle est la possibilité d'analyser chaque particule qui constitue le milieu granulaire, et de suivre son évolution dans le temps. Il permet de considérer des particules de différentes formes et de différentes dimensions, avec une représentation très réaliste des contacts entre elles. Il est également possible de modéliser des éléments externes (p. ex. l'élément "pioches de bourrage"), et leur insertion et interaction avec le ballast. Les modèles à éléments discrets se focalisent sur la position réciproque des éléments, le nombre et type de contacts entre eux et la répartition des contraintes à travers ces contacts. Les phénomènes comme le tassement, la densification ou encore la ségrégation et le réarrangement des grains sont les résultats de la dynamique des points de contact. Les vibrations ou un chargement dynamique sont des facteurs qui modifient le nombre des points de contact et de la répartition des contraintes à travers ces points.

Le désavantage principal des modèles discrets est le nombre élevé de paramètres en jeu, qui rendent difficile la modélisation de cas complexes. Les utilisateurs ont dû souvent apporter de nombreuses simplifications, avec les restrictions de validité conséquentes.

Dans le cas du ballast, les méthodes numériques en éléments discrets ont été essentiellement utilisées pour représenter le comportement du ballast à court terme, par l'évolution du nombre et type des contacts entre les grains. L'évolution du milieu granulaire est décrite avec des lois qui dirigent les interactions, les déplacements et les efforts.

Une distinction est faite entre les modèles newtoniens, et les approches non déterministes. La méthode de Dynamique de Contact et la méthode de Dynamique Moléculaire sont des modèles newtoniens, basés sur la mécanique classique. Les modèles non déterministes se basent, par exemple, sur la méthode de Monte Carlo.

Les hypothèses à la base des modèles discrets sont :

- chaque grain est considéré comme rigide; aucune interpénétration entre grains n'est possible,
- les interactions entre les grains se font aux points et surfaces de contact, qui sont en nombre variable selon la géométrie et taille des grains. Les déplacements entre grains sont gouvernés par le coefficient de frottement et la résistance au cisaillement,
- les collisions entre grains sont gérées par leurs masses et vitesses (énergie cinétique)
- la densification et les tassements sont le résultat du réarrangement des grains et de l'évolution des contacts entre eux.

Les applications des modèles à éléments discrets sur une infrastructure ferroviaire sont:

- la distribution des contraintes dans le ballast soumis à chargement, à travers des chaînes de contacts, et les tassements conséquents ;
- la densification ou non du ballast soumis à vibration et l'évolution des points de contact entre ses grains.

Les modèles les plus simples simulent le ballast par un ensemble d'éléments circulaires (Suiker et al. 2001a; Suiker et al. 2001b) ou sphériques (Ricci et al. 2005) monodimensionnels.

Cette simplification est très pratique pour décrire une couche à épaisseur homogène pour des recherches théoriques qualitatives sur des couches fines.

Dans cette optique, (Suiker et al. 2001b) a étudié la propagation d'ondes dans une couche de ballast en fonction de son épaisseur et de la taille des grains, et en particulier les fréquences caractéristiques.

D'un côté (Ricci et al. 2005) ont montré comment les prédictions des modèles à éléments discrets tendent vers les modèles à éléments finis, pour une taille des grains qui tend vers zéro. La vitesse du chargement et la rigidité de l'infrastructure sont des paramètres qui dominent les accélérations dans le ballast et son tassement.

L'utilisation d'éléments circulaires monodimensionnels est, par contre, insuffisante pour décrire les multiples contacts entre granulats concassés de forme et taille variée.

Une amélioration dans la modélisation des grains de ballast a été faite par (Lu 2008). Chaque grain de ballast est représenté par un assemblage de sphères interpénétrantes, de différentes dimensions. Les arêtes sont obtenues par des sphères plus petites dont la cohésion avec le corps principal est plus faible. Le but de ce modèle tridimensionnel est la compréhension de la rupture des grains à différentes échelles sous un chargement monotone et cyclique. Des essais triaxiaux ont été modélisés. Les résultats mettent en évidence le rôle de la rugosité et du blocage des grains sur la résistance du ballast sous charge monotone. D'autre côté, l'abrasion du ballast cause une augmentation du nombre des contacts et une diminution de la force transmise à chacun. Ce paramètre joue un rôle important sur les déformations irréversibles, lors du chargement cyclique.

Une procédure de calcul du tassement des matériaux granulaires sous chargements répétitifs a été présentée par (Karrech 2007) avec un modèle numérique tridimensionnel. Le modèle se compose de trois parts, dont la méthode de la dynamique moléculaire est le moteur. Ce modèle prédit de manière assez précise l'écoulement du ballast sous chargements cycliques. Une procédure abrégée a aussi été développée et permet d'estimer les tassements dans le temps, tout en gagnant en temps de calcul.

Les applications les plus intéressantes des modèles à éléments discrets consistent dans la simulation détaillée du processus de bourrage, en particulier l'effet d'enfoncement des pioches et leur action sur les grains de ballast à court terme.

Oviedo-Marlot (Oviedo-Marlot 2001) a développé un modèle microscopique 2D à grains polygonaux. Sa modélisation micromécanique par éléments discrets est conduite en parallèle sur des essais à échelle réduite. Les résultats montrent le comportement du ballast à travers les chaînes de propagation de charges de la traverse à la plateforme pour trois régimes de comportement. Ces trois comportements dépendent des fréquences de vibration :

1. Faibles fréquences: le matériau se comporte comme un "solide": la résistance du ballast est importante, et les effets de vibration ne perturbent pas les contacts des grains ;
2. Moyennes fréquences ($25 \text{ Hz} < f < 50 \text{ Hz}$) : le matériau a un comportement "visqueux": la résistance du ballast est relativement plus faible et le contact des grains est perturbé par la vibration;
3. Hautes fréquences: le matériau se comporte comme un "liquide", le ballast s'écoule sans aucune contrainte, l'amas de grains de ballast est totalement liquide.

Une simulation par modèle à éléments discrets 3D de l'entier du procédé de bourrage a été présentée par (Tutumuler 2006). L'objectif du travail est d'évaluer l'influence de la forme la texture et l'angularité des particules sur la résistance verticale et la résistance aux déformations

latérales du ballast, ainsi que le tassement et la stabilité de la voie. Les grains de ballast sont modélisés comme des grains polyédriques de granulométrie et de forme la plus proche possible de granulats réels. L'auteur établit un répertoire, comprenant onze formes de grains, de la plus plate à la plus ronde. En plus, l'auteur a l'originalité de considérer des grains de plusieurs tailles, en reproduisant ainsi la granulométrie du ballast proche de la réalité.

Une fois les grains déposés, des bourroirs de forme polyédriques sont introduits dans le matériau à une fréquence de 35 Hz, puis ils serrent et ressortent. La durée d'un cycle est de 2 s. Les auteurs observent un fort compactage sous le blochet. D'autre part, ils remarquent une diminution nette la résistance latérale (jusqu'à 40%) et une flexion au centre de la traverse.

Différentes formes de particules ont été testées: le résultat est que la résistance est également fonction de la forme des particules utilisées. Les particules les plus angulaires garantissent une meilleure résistance au cisaillement et stabilité latérale. Les grains plats et oblongs ont peu d'effet sur la stabilité latérale de la voie, car la rupture des grains n'est pas prise en compte dans le modèle.

La dynamique vibratoire des matériaux granulaires à grains polyédriques a été analysée dans un modèle à éléments discrets par la méthode de dynamique des contacts (Azéma 2007). Un objectif de ce travail est de mettre en relation la résistance mécanique du matériau à la forme polyédrique des grains. L'auteur a simulé le cycle complet de bourrage, composé de la plongée des pioches, le serrage du ballast sous la traverse et le retrait des pioches.

Un aspect intéressant de son travail est l'étude de la rhéologie du ballast, lorsqu'il est soumis à différentes combinaisons de fréquences lors des trois étapes du bourrage. Six cas ont été étudiés et les résultats ont été comparés.

Cet étude a permis de mettre en évidence les fréquences qui garantissent pour un compactage optimale du milieu granulaire.

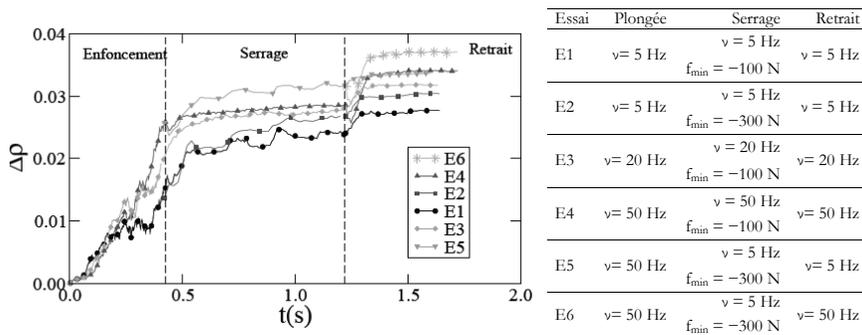


Figure 3.5 : Variation du gain de compacité, pendant un cycle de bourrage avec différents paramètres de sollicitation (Azéma 2007)

Ce compactage est obtenu par:

- un enfoncement des pioches à faible vitesse, combiné à une fréquence de vibration élevée,
- le serrage avec une fréquence faible, combinée à un déplacement plus rapide des pioches,
- un retrait des pioches combiné à une fermeture à fréquence de vibration élevée.

Ces résultats sont relatifs à une étude purement numérique, mais ils montrent l'intérêt d'une validation expérimentale.

Un autre aspect important met en évidence est que le compactage du ballast sous la traverse se produit lors de la phase d'ouverture des pioches. Pendant cette phase du bourrage, le taux de compactage diminue avec la fréquence. L'état de densification du ballast est à l'origine du tassement de la voie. L'auteur énonce la nécessité d'effectuer une étude du tassement sous l'effet d'un chargement cyclique sur la voie pour mieux caractériser l'impact du bourrage et d'en optimiser les paramètres.

3.2.2 Modèles continus

La mécanique des milieux continus se base sur la représentation du ballast comme un milieu continu, constitué d'éléments homogènes.

La méthode des éléments finis est plus souple que celle des éléments discrets : mise à part la simplification liée à l'hypothèse du milieu continu, l'application de différentes lois de comportement à court et long terme est possible sans alourdir le calcul. La prise en compte de phénomènes tels que la présence d'eau, le drainage et la situation thermique du milieu sont aussi intégrables dans le calcul.

De nombreux auteurs en font usage pour le calcul du tassement de la voie sous charge de trafic. Des modèles bidimensionnels (Abdelkrim 2004; Suiker 2002) et tridimensionnels (Al Shaer 2006; Bodin 2001; Chebli 2007; Fortunato 2005; NGI 2005; Profillidis and Poniridis 1985) ont été établis. Les lois constitutives développées et appliquées dans le cas ferroviaire, mais aussi pour des problèmes similaires avec applications routières ou géomécaniques seront détaillées dans le chapitre 1. La modélisation est, en générale, validée par des essais triaxiaux (Fortunato 2005; Suiker et al. 2005), en laboratoire à échelle réduite (Al Shaer 2006; Bodin 2001), ou plus rarement à échelle réelle (Chebli 2007; NGI 2005).

Aucune application à la simulation du processus de bourrage n'est connue. Ceci est explicable par le fait que, contrairement à la méthode par éléments discrets, le milieu continu est un ensemble dont la géométrie reste fixe dans le temps. Il est très difficile d'insérer l'élément « pioche » et de créer des vides, à cause de l'hypothèse de continuité. Bien qu'il soit possible de simuler la vibration du ballast, les phénomènes qui se produisent lors du bourrage sont trop liés au granulat et à sa taille, pour être représentés par ces modèles.

Les approches macroscopiques résident sur la définition d'un volume élémentaire représentatif (REV). Le rapport entre ce volume et le diamètre des granulats doit être suffisamment grande pour éliminer l'influence des hétérogénéités au niveau microscopique, comme la présence des vides, la diverse forme et taille des grains, etc. Afin de considérer le milieu comme homogène ce rapport doit être supérieur à 10.

Or, la voie ferrée repose sur une couche de ballast de granulométrie comprise entre 20 et 60 mm. D'autre côté, l'épaisseur du lit de ballast 300 mm sous la traverse ; et aussi l'espace entre deux traverses, rempli de ballast, mesure environ 300 mm. Un volume représentatif de 300 mm, contenant entre 5 et 15 particules de ballast par côté, constitue la taille minimale selon le critère d'homogénéité. Toutefois, cette représentation est un peu réductive, car le comportement des grains de ballast contenus dans ce volume peut être très différent, à cause des sollicitations très localisées.

Malgré ces limitations, l'approche continue est très satisfaisante pour la description du comportement à long terme des matériaux granulaires et des phénomènes liés à la plasticité, comme la diminution de volume pendant le tassement, l'abrasion et la rupture des grains.

En ce qui concerne le maillage, il est nécessaire de trouver un compromis. Plusieurs auteurs ont fait recours à une simplification, considérant la taille du volume élémentaire du ballast jusqu'à 10 cm (Bodin 2001; Fortunato 2005; Karrech 2007; Suiker 2002).

Dans le cadre de cette thèse, nous considérerons un volume élémentaire du ballast de 15 cm de taille, bien que nous soyons conscients que cette simplification n'est pas totalement correcte du point de vue théorique.

3.3 Synthèse

Dans ce chapitre, sont présentées les trois principales approches de recherche sur le comportement du ballast: simulation en laboratoire, essais *in situ* et modélisation numérique.

De nombreuses études ont été réalisées pour mieux comprendre le comportement du ballast. La plupart des publications traitent du tassement du ballast et l'évolution de la géométrie sous effet des charges engendrées par le trafic. Un nombre plus limité d'études a concerné le comportement du ballast soumis à vibration. Le bourrage a été considéré pendant longtemps comme un processus empirique basé sur des retours d'expérience. Concernant la simulation du bourrage, les simulations à éléments discrets réussissent à modéliser l'interaction des grains sous vibration. D'autre côté, il n'est pas possible de simuler la dégradation des arêtes. La validation des paramètres optimaux de bourrage reste à compléter.

4 REVUE DES LOIS DE COMPORTEMENT DES MILIEUX GRANULAIRES À LONG TERME

Le ballast, composé d'un ensemble de particules en contact, se comporte comme un milieu poreux. Le comportement d'un tel milieu dépend de trois facteurs essentiels: les contacts entre ses particules, le réseau de vides qui s'établit et le contenu en eau dans ces vides. La granulométrie du ballast est très grossière (généralement une seule classe 30-50 mm), et la présence de fines négligeable. En conséquence, l'eau ne peut pas s'accumuler dans les vides entre particules.

Le comportement du ballast peut être décrit par une approche microscopique ou macroscopique. Ces deux approches ont été exposés en détail dans le paragraphe 3.2.

L'approche micromécanique prétend décrire le comportement des matériaux granulaires, se basant sur leur résistance à rupture et à l'abrasion des particules. Les autres paramètres qui mènent le comportement du milieu sont la forme des grains, le frottement entre eux, et la densité.

L'approche macromécanique considère le comportement du milieu en fonction du compactage, du degré de consolidation, et de la déformation des particules qui le composent.

Habituellement, l'étude du comportement de matériaux granulaires, soumis à chargement cyclique, fait appel à des modèles mécaniques des milieux continus.

Le choix d'une loi de comportement est très important: il dépend de la nature du phénomène que l'on étudie et simule. Dans le présent chapitre, nous nous concentrerons sur les lois de comportement qui peuvent être adoptées dans le cadre d'un modèle macroscopique pour la description du tassement de la voie, sous un chargement cyclique de longue durée.

Une analogie entre les infrastructures routières et ferroviaires en ce que concernent la durée des sollicitations et les matériaux grossiers non cohésifs qui les constituent peut être réalisée. En conséquence, nous élargissons notre intérêt aux modèles développés pour le domaine routier, mais qui pourraient également être étendus à des applications ferroviaires.

4.1 Loi élastique

La relation contrainte - déformation la plus simple pour caractériser les matériaux granulaires, se base sur la loi de Hooke, qui exprime le comportement élastique et isotrope:

$$\sigma_{ij} = C_{ijkl} \varepsilon_{kl}$$

La matrice d'élasticité C_{ijkl} contient le module élastique E et le coefficient de Poisson ν , qui décrivent le comportement réversible des matériaux.

Si on utilise les modules de compressibilité K et de cisaillement G :

$$K = \frac{E}{3(1-2\nu)} \quad G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

la loi élastique peut être exprimée dans ses composantes volumétriques et déviatoires:

$$\sigma_{ij} = K \cdot \varepsilon_{kk} \delta_{ij} + 2G \cdot e_{ij}$$

où $\frac{1}{3} \varepsilon_{kk}$ est la composante isotrope, et e_{ij} est la composante déviatoire de la déformation ε_{ij} .

4.1.1 Élasticité non-linéaire

La loi élastique est dite non-linéaire si la rigidité du matériau est dépendante de la charge appliquée, des déformations ou de la densité. Le comportement des matériaux granulaires dépend de la contrainte, donc non-linéaire. Le coefficient de Poisson, par contre, est invariable, ou très peu variable, car il dépend uniquement du matériau.

Plusieurs auteurs ont proposé des relations entre le module de cisaillement G et des paramètres comme l'indice des vides, la contrainte moyenne et l'anisotropie :

$$\frac{G}{G_{\max}} = 1 + \frac{\gamma}{\gamma_r} \left[1 + a e^{\left(\frac{b \cdot \gamma}{\gamma_r} \right)} \right] \quad (\text{Hardin and Drnevich 1972})$$

$$\text{avec } \gamma_r = \frac{\tau_{\max}}{G_{\max}}$$

$$G = 220 K_2 \sqrt{\rho'} \quad (\text{Seed et al. 1986})$$

avec K_2 obtenu à travers des abaques en fonction de e et γ .

Le modèle de Boyce exprime les modules de compressibilité K et de cisaillement G en fonction des deux premiers invariants du tenseur des contraintes :

$$G = G_1 \rho^{(1-n)}$$

$$K = \frac{K_1 \rho^{(1-n)}}{\left[1 - \beta \left(\frac{q}{p} \right)^2 \right]} \quad (\text{Boyce 1980})$$

$$\text{avec } \beta = (1-n) \frac{K_1}{6G_1}$$

Le coefficient β est automatiquement déterminé si l'on satisfait le théorème de réciprocité. Dans ce cas on a un modèle à trois paramètres (K , G et n) ; autrement on parle de modèle de Boyce à quatre paramètres (K , G , n et β).

Le module élastique dépend directement des caractéristiques du matériau. Dans le cas du ballast, la résistance découle de la forme cubique des grains (ORE 1970), de leur rugosité, de leur grand diamètre, de l'absence de particules fines et de la dureté des roches (Fortunato 2005). La densité influence le module E , et constitue un paramètre très intéressant à considérer.

4.2 Lois élastoplastiques

Plusieurs études ont prouvé que la valeur du module E augmente pendant les premiers cycles de charge, pour se stabiliser ensuite avec le temps. De même, les déformations plastiques sont très élevées pendant les premiers cycles de charge, puis diminuent progressivement.

La loi de comportement élastoplastique s'approche le mieux du comportement de la voie. La formulation théorique se base sur les trois relations suivantes.

$$\varepsilon_{ij}^{\text{tot}} = \varepsilon_{ij}^{\text{é}} + \varepsilon_{ij}^{\text{pl}} \quad (\text{comportement élastoplastique})$$

$$\varepsilon_{ij}^{\text{é}} = \frac{1+\nu}{E} \sigma_{ij} - \frac{\nu}{E} \text{tr} \sigma \delta_{ij}, \text{ ou } \sigma_{ij} = K \cdot \varepsilon_{kk} \delta_{ij} + 2G \cdot e_{ij} \quad (\text{élasticité linéaire})$$

$$\varepsilon_{ij}^{pl} = \lambda \frac{\partial f}{\partial \sigma_{ij}} \quad (\text{principe de normalisation})$$

où f est le critère de rupture, et λ un paramètre scalaire. La surface f représente la limite de contrainte qui sépare le comportement élastique avant rupture, et le comportement plastique après rupture. Lorsque l'état de charge atteint le critère de rupture, des déformations plastiques apparaissent, et se cumulent aux déformations réversibles. La formulation générale de la surface de rupture f est:

$$f(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3) = 0$$

et peut prendre diverses expressions, selon le modèle élastoplastique adopté (Mohr - Coulomb, Drucker - Prager, Von Mises, Tresca...).

Dans les paragraphes suivants, nous illustrerons les lois élastoplastiques à caractère cyclique, qui suivent mieux l'évolution des tassements de la voie sous des cycles de trafic répétés.

4.2.1 Modèle élastoplastique de Hujoux

Il s'agit d'un modèle multimécanisme à écrouissage mixte (Aubry and Hujoux 1982; Hujoux 1985). Ce modèle est très complet et permet de prendre en compte les effets du chargement cyclique sur les matériaux granulaires. Ce modèle a été explicité et décrit dans la thèse de (Mayoraz 2001). Nous reprenons par la suite cette description.

Ce modèle comporte 3 mécanismes de déformations plastiques déviatoires et un mécanisme isotrope de consolidation volumique. Chaque mécanisme déviatoire possède 2 variables d'écrouissage, dont une associée à la déformation plastique déviatoire et l'autre à la déformation plastique. L'écrouissage en densité est commun aux 4 mécanismes qui sont donc couplés. La loi obéit au principe d'état critique de Mohr-Coulomb modifié. La partie élastique du modèle est non linéaire et dérive d'un potentiel. La surface de charge de chaque mécanisme s'écrit de la manière suivante:

$$f_k = q_k - p_k \sin \phi \left(1 - b \cdot \ln \frac{p_k}{p_c} \right) r_k ; \text{ où}$$

k est la variable d'écrouissage cinématique;

q_k et p_k sont respectivement le déviateur et la pression moyenne dans le plan k ;

p_c est la pression critique (variable d'écrouissage isotrope), définie comme dans la théorie du modèle Cam-Clay : $p_c = p_{c0} \exp(\beta \cdot \varepsilon_v^p)$

$$r_k \text{ est le degré de mobilisation du mécanisme } k: r_k = r_k^{el} + \frac{\varepsilon_{qk}^p}{a + \varepsilon_{qk}^p}$$

Dans chaque plan, la loi est non associée et on peut écrire:

$$d\varepsilon^p = \lambda_k \left(\frac{\partial f_k}{\partial S_k} + \sin \psi - \left(S_k : \frac{\partial f_k}{\partial S_k} \right) \cdot \frac{1}{p_k} \right) ; \text{ où}$$

ψ est l'angle de dilatance (généralement admis égal à ϕ),

S_k est un vecteur dans le plan du mécanisme: $\|S_k\| = q_k$; qu'on peut normaliser:

$$\tilde{S}_k = \frac{S_k}{p_k \sin \phi \left(1 - b \cdot \ln \frac{p_k}{p_c} \right)}$$

Donc la surface de charge de chaque mécanisme déviatoire se réécrit : $f_k = \|\tilde{\sigma}\| - r_k$

La surface de charge du mécanisme isotrope est définie de la manière suivante :

$$f_{iso} = p - dp_c r_{iso}$$

avec p la pression moyenne définie avec les trois composantes normales du tenseur des contraintes et d'un paramètre indiquant la distance de la droite de consolidation isotrope à la droite critique.

Les lois d'évolution des deux variables d'écroûissage sont données par la loi suivante :

$$\dot{r}_k = \lambda_k \frac{(1 - r_k)^2}{(a_{cyc} + \alpha(r_k)(a_m - a_{cyc}))}$$

et

$$\dot{r}_{iso} = \lambda_{iso} \frac{(1 - r_{iso})^2}{c} \cdot \frac{p_{ref}}{p}$$

Pour le modèle cyclique, il existe, en plus de la surface de charge monotone f_k et de la surface élastique de dimension constante r_{el} , une surface de charge définie :

$$f_k^c = \|\tilde{\sigma}_k - (D_k - n_k r_k^c)\| - r_c^k$$

La figure suivante montre l'évolution des diverses surfaces de charge dans le plan déviateur normalisé d'un mécanisme : la surface monotone (extérieure), celle de limite élastique (la plus petite) et la surface intermédiaire, cyclique, qui peut se dilater et translater dans le plan du mécanisme (écrouissage mixte).

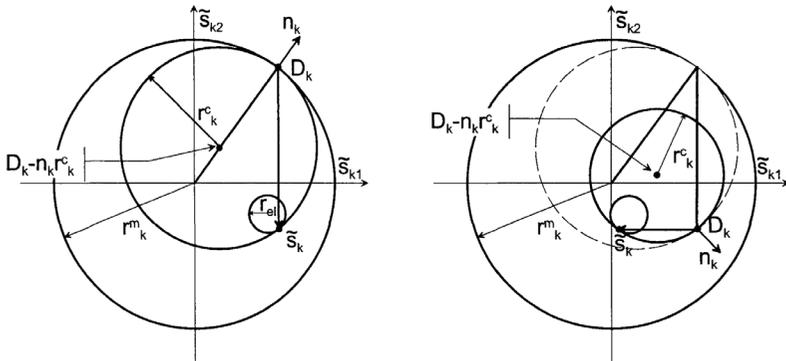


Figure 4.1 : Évolution des surfaces de charge dans le plan déviateur normalisé du mécanisme k lors du changement de direction de la sollicitation.

A chaque changement de sens de la sollicitation pour le mécanisme k , D_k et n_k sont réinitialisés.

En fonction de l'amplitude des déformations il est possible de distinguer quatre domaines:

- Un domaine élastique, si $\varepsilon < 10^{-5}$, pour lequel $0 < r < r_{cl}$. Le paramètre α n'est pas mobilisé.
- Un domaine hystérique, si $10^{-5} < \varepsilon < 10^{-4}$, pour lequel $r_{cl} < r < r_{hyst}$. Ici, $\alpha_k = 0$ et la surface cyclique ne subit pas d'écroutissage, mais un amortissement (hystérese).
- Un domaine intermédiaire si $10^{-5} < \varepsilon < 10^{-4}$, pour lequel $r_{hyst} < r < r_{mob}$. Dans ce cas, α_k évolue suivant une hyperbole, selon:

$$\alpha_k = \left[\frac{r_k - r_k^{hyst}}{r_k^{mob} - r_k^{hyst}} \right]^m$$

- Un domaine mobilisé si $10^{-4} < \varepsilon < 10^{-3}$, pour lequel $r_{mob} < r < 1$, ou $\alpha_k = 1$

Le mécanisme isotrope cyclique est défini comme suit:

$$\left| \frac{\tilde{p}}{p_c} - (D_{iso} - n_{iso} r_{iso}^c) - r_{iso}^c \right|$$

tandis que les variables d'écroutissage évoluent avec la même loi que pour le modèle monotone.

L'état des contraintes et l'état des déformations, dans le plan du mécanisme k sont définis par:

$$p_k = \frac{\sigma'_{ii} + \sigma'_{jj}}{2}$$

$$q_k = \left[\left(\frac{\sigma'_{ii} - \sigma'_{jj}}{2} \right)^2 + \sigma'^2_{ij} \right]^{1/2}$$

$$\bar{\varepsilon}_k = \left[\left(\frac{\varepsilon_{ii} - \varepsilon_{jj}}{2} \right)^2 + \varepsilon_{ij}^2 \right]^{1/2}$$

Le modèle de Hujeux est un modèle très complet pour décrire le comportement cyclique des géomatériaux. Il prend en compte un nombre important de paramètres, tels que la dilatanse, l'état de la densité, l'augmentation de la déformation plastique avec le déviateur des contraintes, etc. Toutefois, le modèle d'Hujeux présente un certain nombre de limitations. Tous les paramètres qui le constituent peuvent être obtenus de manière précise qu'en effectuant plusieurs essais triaxiaux. Ce modèle montre une tendance à surestimer les déformations permanentes avec l'augmentation du nombre de cycles tandis que dans la réalité le tassement a tendance à se stabiliser rapidement. Ce phénomène est surtout marqué pour le tassement du ballast, qui a tendance à se stabiliser plus rapidement que les sables. Le modèle de Hujeux a été développé et calibré pour les sables.

Selon plusieurs sources, dont (Mayoraz 2001), pour une augmentation progressive du nombre de cycles, le modèle de Hujeux n'est pas capable de prédire correctement l'accumulation des déformations permanentes au cours des cycles, puisqu'il diverge rapidement. Ce phénomène apparaît déjà après quelques dizaines de cycles, selon (Lassoudière 1984) et (Hicher and Rahma 1994). Des nombreuses corrections permettent d'arriver à simuler jusqu'à une certaine de cycles, mais aucune simulation de chargement au-delà de cette limite ne semble possible.

On trouvera au chapitre 7 les calculs réalisés avec le modèle de Hujeux qui confirment les doutes des autres auteurs.

4.3 Lois de comportement élastoplastique cyclique à long terme

4.3.1 Loi d'écroissage cinématique

Dans une étude récente, (Chazallon et al. 2006) ont amélioré le modèle de Hujeux pour les sables, afin d'affiner le comportement des matériaux granulaires de fondation, sous chargement cyclique à long terme. L'accumulation des déformations plastiques avec les cycles de charge est simulée par l'introduction de l'écroissage cinématique, concept qui a été ajouté au modèle d'Hujeux. Le découplage des déformations élastiques et plastiques, et de ces dernières entre monotones et cycliques, permet une simplification du calcul.

Le comportement élastique se base sur les paramètres du modèle non linéaire K_a, G_a, n, γ .

Le comportement plastique requiert la connaissance des paramètres suivants, liés aux phénomènes:

- Rupture et dilatance (C_0, M et M_c);
- Plasticité monotone (β, P_{C0}, a, b), indépendante du temps;
- Plasticité cyclique ($r_c^{el}, P_{uc/le}$).

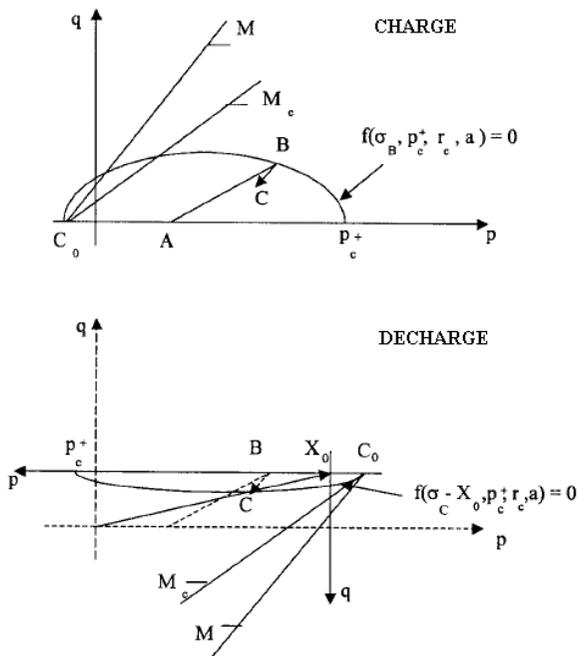


Figure 4.2 : Évolution des surfaces de rupture pendant les phases de charge et décharge (Chazallon et al. 2006)

Les paramètres P_{uc} et P_{lc} décrivent la position de la surface de rupture f à chaque phase de charge et décharge. Le ratio P_{uc}/P_{lc} , propre à l'écroutissage cinématique, a été introduit dans le modèle pour mieux l'adapter aux résultats expérimentaux. Des essais triaxiaux cycliques ont permis de calibrer le modèle. Le modèle de Chazallon met en évidence l'effet de la pression moyenne et du chemin de chargement sur les déformations cycliques à long terme.

Ce modèle a été appliqué pour la simulation de l'ornièrage sous chargement cyclique, effectués en laboratoire à grandeur nature sur une infrastructure routière. Un modèle tridimensionnel simplifié à éléments finis a été implémenté. La simulation prédit qualitativement les résultats expérimentaux, mais montre une tendance à sous-estimer les déformations plastiques cumulées, qui se stabilisent plus rapidement que dans les résultats expérimentaux. L'auteur justifie cette différence avec les conditions de température et humidité variables des essais à l'air libre, et de certains phénomènes qui ne sont pas simulés dans le modèle (déformations latérales, rotation des axes due aux charges roulantes). Les déformations totales calculées avec le modèle montrent une grande sensibilité aux résultats de la phase élastique du calcul, et de ses paramètres.

4.3.2 La théorie du shakedown

Un autre modèle, dénommé "Shakedown", a été développé pour prédire les déformations à long terme d'une fondation routière, soumise à un chargement cyclique de longue durée (Yu and Li 2009).

Selon cette théorie, la réponse d'un matériau granulaire à un chargement cyclique dépend du niveau de charge Figure 4.3:

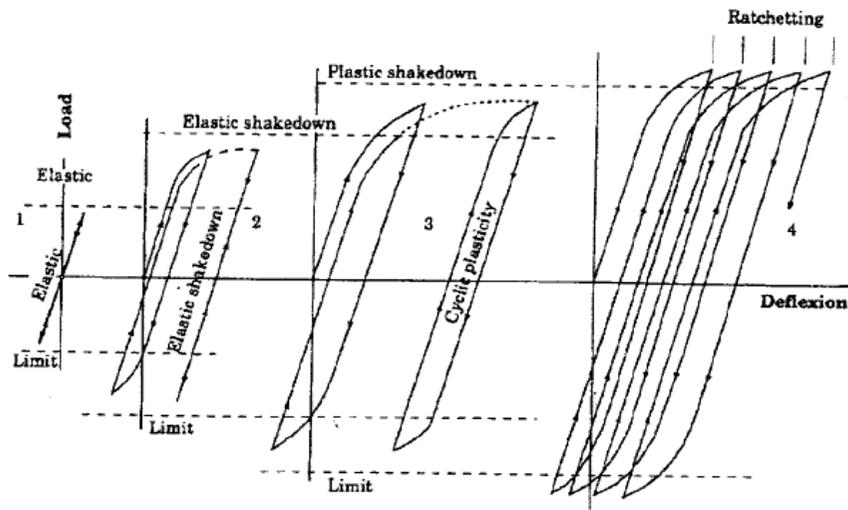


Figure 4.3 : Comportement élastique et plastique selon la théorie du shakedown, sous chargement cyclique en traction et compression (Collins and Boulbibane 2000)

Tant que l'amplitude du chargement reste suffisamment faible, la réponse du matériau est élastique et réversible. Pour des charges au delà de la limite élastique, des déformations plastiques

irréversibles apparaissent. Dès ce moment, le matériau peut révéler trois types de réponse à long terme, en fonction du niveau de charge.

Après N cycles de charge, les contraintes résiduelles peuvent être telles que les déformations plastiques à chaque cycle se stabilisent jusqu'à disparaître. Mise à part les déformations cumulées jusqu'à ce moment, le matériau se comporte de nouveau "élastiquement". Dans ce cas la structure a subi un shakedown élastique (comportement 2 en Figure 4.3. Voir aussi Figure 4.5): les déformations permanentes cessent d'évoluer.

Toutefois, pour des niveaux de charge plus importants, soit les déformations cycliques diminuent et deviennent constantes (shakedown plastique), soit elles augmentent indéfiniment (phénomène de "rochet", ou *ratchetting*) et la structure s'affaisse. La limite de rupture, dite charge de shakedown, est un paramètre essentiel pour déterminer le comportement à long terme des infrastructures routières (Hornych et al. 2007).

Le modèle shakedown comporte des paramètres d'élasticité (linéaire ou non), ainsi que des paramètres de la surface de rupture, par exemple ceux de Mohr - Coulomb ϕ et c , ou ceux propres à autre critère.

(Allou et al. 2007; Chazallon and Habiballah 2005) ont appliqué le modèle pour la simulation d'expériences en laboratoire, en particulier à des essais triaxiaux cycliques à long terme.

Pour l'implémentation dans un calcul à éléments finis, une procédure par étapes a été développée. Une série de cycles est appliquée, ensuite l'amplitude est augmentée et le calcul est réitéré. Cette procédure de calcul requiert des passages manuels qui demandent beaucoup de temps. Par conséquent elle a été appliquée qu'à des essais triaxiaux cycliques. Selon Chazallon, en raison de la complexité de la structure, une application structurelle avec cette procédure de calcul est infaisable.

Ce modèle à trois cas est très intéressant comme support pour le dimensionnement routier. Cependant, ce modèle trouve une application moins intéressante dans le cas d'une voie ferrée. La structure ferroviaire est opportunément dimensionnée par des normes strictes qui garantissent une marge de sécurité importante pour que la limite du shakedown plastique ne soit jamais atteinte dans le cas des chargements prescrits pour la ligne.

Même le comportement shakedown élastique revêt moins d'intérêt que pour une infrastructure routière. Les tassements différentiels qui se développent dans une voie ferrée, nécessiteraient un modèle structural très grand et complexe. Malgré la stabilisation des tassements, leur hétérogénéité provoque la dégradation du confort et de la sécurité des circulations, qui peuvent déclencher le besoin d'entretien de la voie. Les limites d'intervention peuvent donc être dépassées même avant que les tassements se soient stabilisés dans un comportement de shakedown élastique.

Pour ces raisons, malgré l'intérêt de ce modèle pour le domaine routier, il reste peu ou pas compatible avec une application ferroviaire.

4.4 Lois de comportement viscoplastique

Le choix d'une approche viscoplastique, par rapport à un modèle élastoplastique, est motivé par la possibilité de prédire l'état à la fin de chaque cycle au lieu de l'état à la fin de la totalité des cycles. Il existe une analogie entre l'augmentation de la déformation d'un matériau visqueux sous charge constante, et les déformations plastiques cumulées sous un chargement cyclique (Suiker and de Borst 1997).

L'analogie conduit à remplacer le temps par le nombre de cycles de charge, en faisant l'hypothèse que l'amplitude du chargement reste constante (Figure 4.4). Cette condition est normalement

remplie pour des matériaux granulaires soumis à un chargement homogène. Pour des essais en laboratoire cette homogénéisation est facilement imposée par un vérin. Dans le cas réel d'une voie exploitée à trafic mixte voyageur et fret, l'amplitude de la charge est variable. La notion de déformation en fonction du nombre de cycles de charge est très intéressante du point de vue ferroviaire. Le trafic est considéré comme le paramètre clé de la dégradation de la voie, et par extension du rail. De plus, le nombre de cycles de charge d'une ligne est connu avec précision dans le temps, car les sillons (c.à.d. les passages des trains) sont établis dans un horaire de référence.

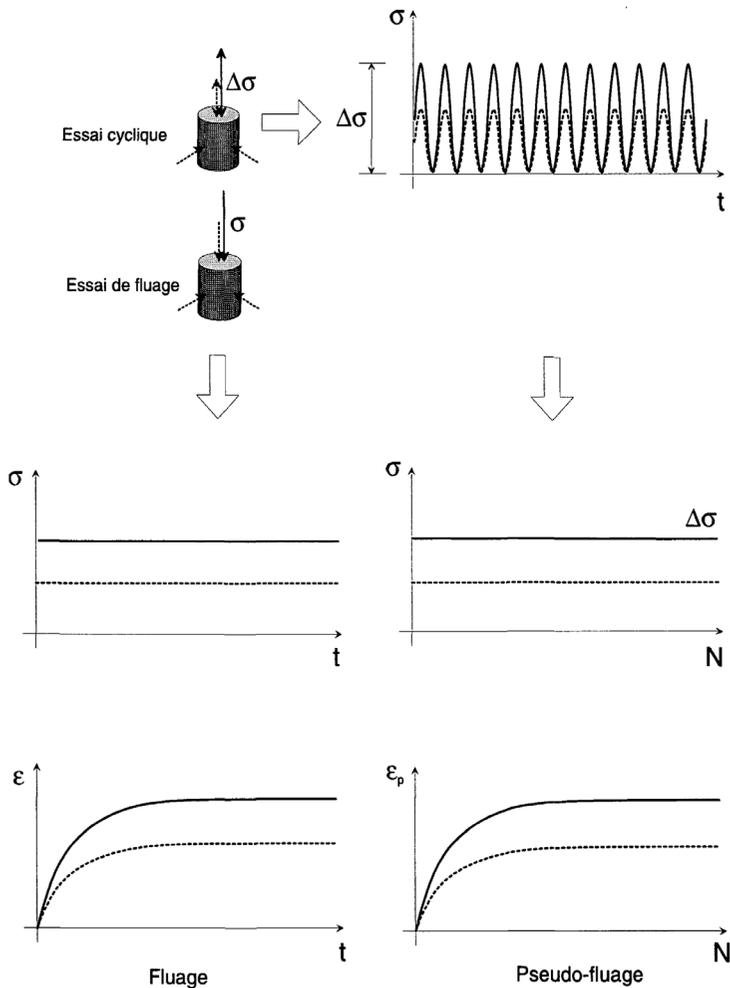


Figure 4.4 : Schéma représentant l'analogie entre l'approche visqueuse fluage $\epsilon=f(\text{temps})$, et l'approche "viscoplastique", où le temps peut être remplacé par le nombre de cycles de chargement N (Mayoraz 2001)

L'approche viscoplastique de (Perzyna 1966) vise à calculer les déformations viscoplastiques sans la difficulté de devoir respecter la condition de consistance. Ainsi, un point peut se situer en dehors de la surface de charge. Cette dernière le rattrape en s'écroutissant, et en engendrant des déformations viscoplastiques. Le modèle se base sur la définition:

- de la fonction d'écoulement ϕ ,
- de la surface de charge,
- de sa fonction d'écroutissage α_p ,
- du potentiel plastique Q

Les paramètres nécessaires pour le modèle sont:

M pour définir l'état critique, β^* pour définir la variable d'écroutissage avec les cycles de charge, n et Γ qui règle la vitesse d'écoulement. Ces deux derniers paramètres sont déterminés avec des relations en fonction de β^* , définies par Perzyna même.

(Mayoraz 2001) a intégré cette loi pour reproduire des essais triaxiaux sur les matériaux de fondation routière. Il a repris les caractéristiques principales des modèles viscoplastiques de (Perzyna 1966) et comprend les quatre paramètres décrits ci-dessus. Pour simplifier le problème, il a employé la fonction d'écroutissage et le potentiel plastique du modèle Cam-Clay modifié. Cette simplification est jugé excessive pour le comportement des matériaux granulaires, et le critère de plasticité doit sans doute être adapté dans le futur.

Le modèle reproduit bien les déformations volumiques plastiques, mais a tendance à surestimer les déformations déviatoires, ainsi que la vitesse d'accumulation des déformations plastiques cycliques. Selon l'auteur, il est primordial de connaître avec précision la valeur de β^* , car ce paramètre a une grande influence sur les résultats.

Mayoraz admet que certains choix simplificatifs sont à l'origine de la qualité des résultats. La loi d'écoulement, la loi associée et les variables d'écroutissage doivent notamment être améliorés.

Une autre approche viscoplastique, pour décrire la densification cyclique du ballast ferroviaire sous charge répétée, a été développée par (Suiker 2002), et successivement perfectionnée par (Suiker and de Borst 2003). Comme le modèle précédent, ce dernier prédit les déformations cycliques non pas en fonction du temps, mais en fonction d'un paramètre équivalent, c'est-à-dire le nombre de cycles de chargement subis. Suiker considère que la déformation plastique pour chaque cycle est infime, mais que pour un grand nombre de cycles, les déformations cumulées peuvent devenir très importantes. Suivant cette hypothèse, le modèle ne veut pas simuler chaque cycle de charge, mais uniquement l'enveloppe de la déformation plastique maximale, générée par le chargement répété, afin de calculer les déformations cumulées.

Le chargement est associé à un comportement plastique, tandis que le déchargement est supposé élastique (conditions Kuhn – Tuckers).

Les déformations plastiques sont menées par deux mécanismes qui portent au compactage du matériau: la déformation volumétrique et le glissement avec frottement. Ces déformations se déclenchent lorsque le niveau de charge dépasse les limites, et restent constantes pendant la phase de décharge.

L'expression de la déformation plastique par cycle se base sur le modèle viscoplastique de Perzyna, par la fonction d' "overstress".

Le modèle considère le critère de rupture de Drucker – Prager, avec une limitation sur la direction p par la pression définissant le comportement shakedown

En fonction de l'état de charge p - q , quatre régimes de comportement peuvent se vérifier Figure 4.5:

1. le régime shakedown, qui comporte un comportement uniquement élastique du matériau;
2. le régime de densification cyclique, pour lequel les déformations plastiques se cumulent progressivement, sous le chargement cyclique;
3. le régime à frottement, que comporte une rupture par cisaillement lorsque le niveau de la charge cyclique est supérieur à la résistance maximale du matériau;
4. le régime à traction, pour lequel une rupture instantanée apparaît. Les matériaux granulaires non cohésifs ne présentent aucune résistance à la traction.

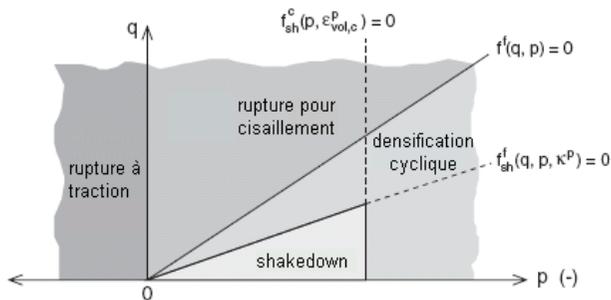


Figure 4.5 : Régimes de comportement sous chargement cyclique, en fonction de p et q (Suiker and de Borst 2003)

Dans ce modèle, le comportement rochet (ratchetting), défini par les lois du shakedown, n'a pas été incorporé. Le rochet prévoit que les déformations plastiques augmentent progressivement (cf. 4.3.2) si l'état de charge est supérieure à la charge shakedown. Or, ce phénomène n'apparaît pas dans les infrastructures ferroviaires soumises uniquement au trafic, car le compactage progressif du matériau bloque les grains entre eux et empêche un développement illimité des déformations plastiques volumétriques.

Le modèle requiert les paramètres de la loi élastique non linéaire (en particulier, d'une loi dite hypoélastique, où E dépend de la pression selon une loi de puissance), et ceux relatifs au comportement plastique. Ce dernier est décrit par des nombreux paramètres de calibration, relatifs à la plasticité monotone et à la plasticité cyclique.

La calibration du modèle porte à une simulation assez précise de l'état de charge pour un grand nombre de cycles, mais néglige d'autres aspects du comportement du ballast. Le comportement élastique est trop rigide et les déformations volumétriques pour les premières centaines de cycles sont aussi inexactes. Certains paramètres, selon l'auteur, sont à définir avec plus de précision. Le modèle a été implémenté dans un code à éléments finis. Le comportement d'une section de voie est simulé, puis comparé à des mesures faites in situ sur un tronçon d'essai. Des facteurs de correction ont été appliqués pour compenser la surestimation des contraintes due à l'analyse 2D.

Nous pouvons conclure que les résultats de ce modèle sont sujets aux conditions et simplifications imposées, ainsi qu'à la précision des paramètres. Certains aspects de la déformation du ballast sont bien évalués, mais le modèle est limité par les paramètres choisis. Quantitativement, les résultats des simulations présentent certaines divergences par rapport au comportement réel. Celles-ci sont imputables aux hypothèses faites, et aux caractéristiques du modèle.

Malgré les limites, l'approche viscoplastique présente l'intérêt de simuler le chargement cyclique dans son enveloppe globale. Elle permet de s'affranchir de la simulation de tous les cycles. Cette hypothèse simplifie et réduit notablement le calcul, sans pour autant distordre les résultats. Plusieurs essais triaxiaux cycliques sont nécessaires pour déterminer avec précision l'ensemble des paramètres nécessaires. L'approche viscoplastique a un grand potentiel mais nécessite d'être plus développée.

4.5 Loi de comportement hypoplastique

La loi hypoplastique est utilisée pour décrire le comportement de matériaux granulaires non cohésifs. Le comportement contrainte – déformation s'exprime par une relation entre le taux de contrainte T et le taux de déformation D :

$$T^\infty = f(T, e, \delta, D);$$

où T est le tenseur de contrainte de Cauchy, e l'indice des vides et δ le tenseur des déformations inter-granulaires, qui représente l'histoire des déformations. La vitesse de l'accumulation des déformations dépend de tous ces paramètres ci-dessus.

Cette loi a été initialement développée pour les sables (Niemunis and Herle 1997), pour la prédiction des déformations cumulées sous un chargement cyclique de faible amplitude.

Une loi analogue a été adoptée par (Augustin 2002), pour simuler un essai œdométrique cyclique et un essai triaxial cyclique sur le ballast, avec les mêmes conditions que dans les essais en laboratoire (cf. 3.1.2).

Ses résultats montrent que cette loi décrit bien le tassement du ballast, avec son allure logarithmique. Il montre l'augmentation de résistance tangentielle, ainsi que la réduction des déformations plastiques et réversibles avec les cycles.

Cependant, cette analogie est uniquement valable d'un point de vue qualitatif. Quantitativement, les déformations permanentes calculées sont beaucoup plus importantes que celles réellement constatées. Une nouvelle définition de toutes les variables d'état est nécessaire pour une représentation quantitative plus correcte des déformations à long terme du ballast.

Dans le cadre de cette recherche, cette loi a été aussi appliquée avec l'objectif de simuler le comportement d'une portion de voie à long terme. Le ballast a été modélisé avec des éléments bidimensionnels de 60 cm. La simulation a été menée jusqu'à 10⁰/000 cycles, par pas de calcul successifs. L'influence d'une petite variation de la hauteur de ballast initiale entre traverses sur l'amplitude des tassements à long terme a été observée. La simulation a, en outre, montré qu'une variation de l'indice de vides sous différentes traverses mène à long terme à des tassements différentiels plus importants.

4.6 Lois élastoplastiques empiriques

Des lois empiriques ont été déduites de essais triaxiaux cycliques, répétés jusqu'à 100⁰/000 cycles, pour déterminer les déformations permanentes à long terme. Pour le ballast, Shenton a obtenu les relations suivantes:

$$\varepsilon_N = \varepsilon_1(1 + 0.2 \cdot \log N) \quad (\text{Shenton 1978})$$

$$\varepsilon_1^p = K \left(\frac{q_{\max}}{\sigma_3} \right)^\alpha \quad (\text{Shenton 1978})$$

$$\varepsilon(N) = a \cdot N^{0.2} + b \cdot N \quad (\text{Shenton 1985})$$

Ses essais montrent que déformations longitudinales permanentes se cumulent linéairement avec le logarithme du nombre de cycles. Après environ 1'000 cycles, ces déformations commencent à se stabiliser. La première de ces formules a été adoptée par l'O.R.E. et des expressions semblables ont aussi été obtenues par (Alva-Hurtado 1980) et (Profillidis 1983).

Enfin, d'autres auteurs, notamment (Ionescu et al. 1996) ont proposé une loi générale pour le ballast:

$$\varepsilon_1^p = a \cdot \log(N) + b \quad \text{pour } N < X$$

$$\varepsilon_1^p = c \cdot N + d \quad \text{pour } N > X$$

Des modèles empiriques semblables ont aussi été développés en géotechnique routière, pour l'étude des déformations des graves de fondation, et notamment:

$$\varepsilon_1^p(N) = A \left(1 - \left(\frac{N}{100} \right)^{-B} \right) \quad (\text{Paute et al. 1994})$$

$$\varepsilon_1^p(N) = a \left(\frac{q}{\sigma_s} \right)^m N^b \quad (\text{Li and Selig 1996})$$

$$\varepsilon_1^p(N) = A(1 - N^{-B}) \quad (\text{Lekarp 1997})$$

Ces expressions relient les déformations axiales permanentes au nombre de cycles (généralement sous forme de logarithme). Le paramètre qui relie les déformations permanentes au nombre de cycles dépend de l'état de contrainte.

Les comportements élastique et plastique des granulats sont découplés et mis en évidence.

Le comportement élastique, intervient lors du passage d'un essieu (routier ou ferroviaire), et est dominé par les paramètres: E et ν , ou K, G, γ et n pour l'élasticité non linéaire.

Le comportement plastique intervient à long terme sous un nombre élevé de cycles de charge. Les paramètres associés décrivent la rupture par cisaillement et la plasticité.

4.7 Synthèse

Dans ce chapitre, nous avons décrit les différentes approches, développés pour l'étude des tassements des milieux granulaires sous chargement cyclique.

Le cas le plus simple est constitué par l'élasticité linéaire. De nombreux auteurs ont cependant constaté que pour les matériaux granulaires, un comportement élastique non linéaire est plus approprié.

Ensuite, l'examen des modèles élastoplastiques a été réalisé. La plupart des lois élastoplastiques ont été développées pour simuler un état de chargement monotone, culminant par la rupture du matériau.

Dans cette thèse, nous nous intéresserons au comportement du ballast en service, c'est-à-dire sous un chargement répété pendant plusieurs années. Des millions de cycles de charge cumulés, induisent des déformations permanentes. Pour la représentation du comportement du ballast à long terme, nous avons porté une attention particulière aux modèles élastoplastiques cycliques. Des nombreux auteurs ont développé des lois pour prédire les déformations plastiques cumulées sous un grand nombre de cycles de charge.

Le modèle élastoplastique de Hujeux est très complet, puisqu'il prend en charge des nombreux aspects du comportement plastique du ballast. Cependant, pour un nombre de cycles de charge

croissant, il surestime les déformations plastiques cumulées, et il a tendance à diverger. Le modèle avec écrouissage cinématique a été développé pour résoudre les problèmes du modèle de Hujeux. Ce modèle a plutôt tendance à sous-estimer les déformations sur le long terme.

Le modèle shakedown permet de décrire les possibles comportements des milieux granulaires à long terme, en fonction de l'état de charge. Ce modèle ne s'avère pas adéquat, car certains des comportements décrits ne reflètent pas la réalité du ballast. De plus, il est très sophistiqué et limité au calcul d'un échantillon: il n'est pas applicable à une structure complète.

Une autre approche est constituée par les modèles viscoplastiques, qui utilisent l'analogie avec le comportement visqueux en fonction du temps pour décrire les déformations plastiques en fonction du nombre de cycles de charge. Il est possible de s'affranchir de la simulation de chaque cycle, par la simulation de l'enveloppe globale de charge. Le calcul est plus rapide, mais la qualité des résultats n'est pas très bonne, en raison des nombreuses simplifications qui sont adoptées.

Le modèle hypoplastique se trouve aussi en stade de développement, et les résultats actuels montrent une surestimation des déformations plastiques dans le temps.

Enfin, nous avons décrit les lois empiriques, tirées directement des essais triaxiaux ou sur des structures. Ces lois, malgré leur simplicité de formulation, trouvent une grande utilisation dans les applications géotechniques aux milieux routier et ferroviaire.

5 ETUDE EXPERIMENTALE DU COMPORTEMENT DE LA VOIE SOUMISE A TRAFIC ET BOURRAGE

5.1 Objectifs et moyens

Dans la recherche, les essais en vraie grandeur représentent une grande potentialité pour explorer le comportement des structures et de faire des nouvelles découvertes. La partie centrale du projet consiste dans la simulation accélérée de 15 à 35 ans d'exploitation d'une superstructure ferroviaire. Un objectif des essais est de définir les caractéristiques d'un bourrage durable dans le temps et peu agressif vers le ballast.

Un tronçon rectiligne de voie ferrée avec sa fondation a été construit. Il a été soumis à plusieurs millions de cycles de trafic (essieux), ainsi qu'aux opérations de correction de la géométrie prévus périodiquement. Pendant le trafic, les tassements du ballast et de l'infrastructure sont suivis en continu. L'évolution de l'état mécanique du ballast sous traverse est mesurée périodiquement, après chaque série de trafic et de bourrage. L'objectif des essais est de déduire des lois d'évolution du comportement du ballast le long de sa durée de vie.

Une attention particulière est consacrée à l'influence des opérations de bourrage sur l'état du ballast, et donc sur ses tassements. Le bourrage agit sur la réorganisation des grains, sur la densité apparente et sur le mécanisme de la rupture des arêtes. Ceci a des conséquences sur la durabilité même du matériel, et sur le besoin de son renouvellement (Röthlisberger 2000). Les paramètres optimaux de bourrage, qui garantissent la meilleure durabilité du ballast, sont définis par les résultats à long terme.

Les essais ont été menés dans la halle fosse du laboratoire des voies de circulation de l'EPFL. Cette halle permet de mener des essais de sollicitation sur les infrastructures de transport à échelle réelle, et à la simulation de solutions innovantes.



Figure 5.1 : La halle fosse du LAVOC

L'avantage de ce laboratoire couvert est de pouvoir contrôler l'environnement de la structure testée (températures humidité, etc.). Il est possible de les maintenir constants, soit de définir leur variation dans le temps. En outre, par rapport à une structure à l'extérieur, il est plus facile d'installer un grand nombre de capteurs et d'acquérir des valeurs fiables en tout moment. L'accès à la structure peut être fait en tout moment, sans perturbation pour la circulation. Le seul désavantage est lié aux dimensions de la halle même, qui limitent le gabarit des installations.

La fosse est longue 19 m et large 5 m (Figure 5.1). Il est possible de la séparer en deux parties indépendantes, d'environ 13 m et 6 m de longueur, à travers un batardeau d'acier, d'une épaisseur de 0,3 m.

La profondeur de la fosse est de 2 m, ce qui permet également le choix des matériaux de fondation. Les installations de la fosse permettent également de simuler un niveau de nappe phréatique dans la fondation, ou d'isoler thermiquement la structure pour la tester à des hautes ou basses températures. Ces paramètres n'ont pas été étudiés dans ce projet.

Les paramètres qui font objet de l'expérimentation, sont les paramètres de la fondation, ceux du trafic et ceux du bourrage. A cet effet, le tronçon ferroviaire de 19 m a été divisé en 6 sections (Figure 5.2, Figure 5.3).

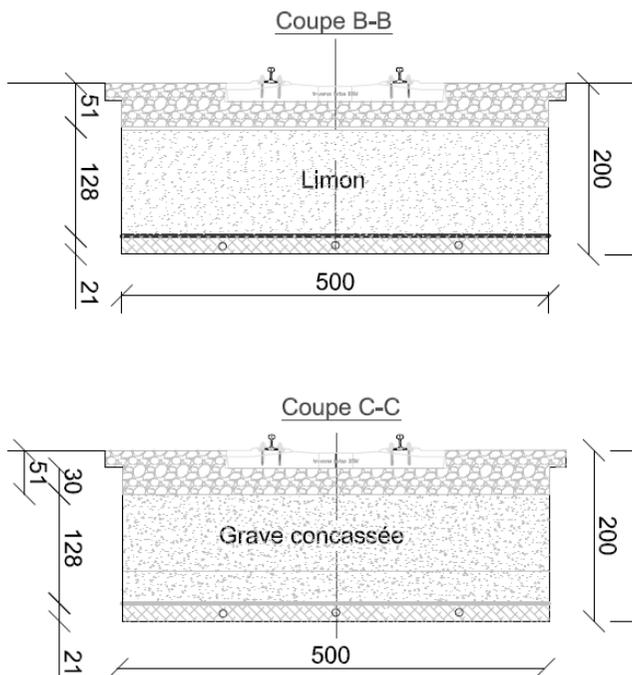


Figure 5.2 : Coupes transversales de la Halle Fosse du LAVOC, pour deux types de section

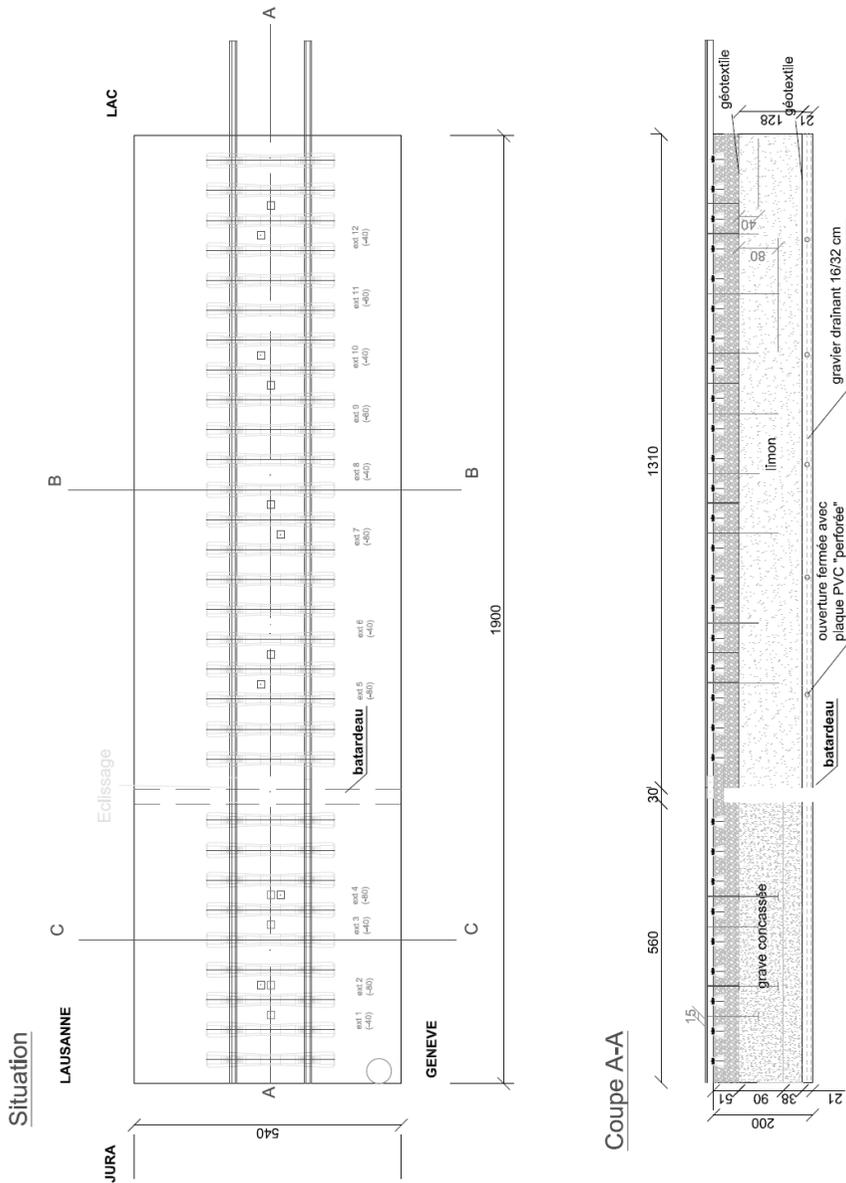


Figure 5.3 : Plan et coupe longitudinale de la Halle Fosse du LAVOC, avec sections

5.2 Choix des matériaux de fondation

La rigidité de l'infrastructure de la voie est un paramètre très important dans le comportement du ballast et sa dégradation. L'influence de l'infrastructure sur les besoins de maintenance n'a que peu été étudiée auparavant; il s'agit donc d'un aspect intéressant à analyser. Les fondations souples donnent souvent des soucis aux gestionnaires d'infrastructure, notamment pour leur besoin accru en maintenance.

Deux types de fondation ont été installés sous la voie. Une fondation rigide en grave 0-30 a été mise en place sur les premières deux sections, tandis que les sections 3 à 6 présentent une fondation souple, en sable limoneux de Saubraz, à l'état sec. Ce dernier est superposé d'une couche d'environ 2 cm de sable pour parfaitement niveler la plateforme. Une feuille de séparation en géotextile non tissé a été posée pour éviter le poinçonnement de la fondation par le ballast et un possible remonté de fins. Les fondations présentent une épaisseur de 130 cm, et reposent sur une couche de grave drainante de diamètre 0-16, de 20 cm d'épaisseur. Tous les matériaux ont été posés par couches et hautement compactés pour garantir une stabilité suffisante sous trafic.

Une étude de faisabilité de la fondation souple avec du polystyrène expansé a été réalisée. L'atout de ce matériau est son homogénéité et une valeur de rigidité bien définie et constante. Par contre, le désavantage de ce matériau est une limite de comportement élastoplastique différente de celle des matériaux granulaires. Pour cette raison et pour le suivi des essais avec une modélisation numérique qui devrait respecter le comportement des vrais matériaux, l'idée de la fondation souple en polystyrène a été abandonnée.

5.2.1 Essais préparatoires sur les fondations

Des échantillons des matériaux de fondation ont été prélevés pour être analysés au laboratoire. Les essais portent sur l'analyse granulométrique le poids à sec avant lavage (masse initiale). Les résultats montrent que les matériaux granulaires 0-16 et 0-30 sont classifiables comme grave II, le limon et le sable sont conformes aux performances requises.

Des essais de portance (essais de plaques), des essais de pénétration ont été réalisés et sont détaillés ci-dessous.

Essais de portance

Des essais de plaque, effectués sur chaque section, confirment les valeurs de portance. La structure rigide présente des valeurs de portance supérieures au minimum requis par les CFF pour des voies de type I⁴ ($M_{E1} = 150 - 300$ MPa). La fondation souple présente des valeurs de portance suffisantes pour des voies CFF de type III ($M_{E1} = 15 - 25$ MPa).

Des essais de plaque ont été réalisés sur les fondations de chaque section pour vérifier leur portance. Pour appuyer le vérin, une structure constituée de deux poutres d'acier d'une longueur

⁴ Selon la classification CFF, sont définies voies de catégorie I les voies principales (VP1) et de service (VS1) sur lesquelles le trafic journalier moyen dépasse 25'000 tonnes brutes complètes (TBC). Le tracé et l'infrastructure sont conçus pour des vitesses de circulation élevées.

de 7 m et d'un poids de 2 tonnes chacune, et deux conteneurs remplis de 1000 litres d'eau chacun, posés sur les poutres (Figure 5.4). La structure complète, d'une masse totale de 6 tonnes est donc supérieure à la charge maximale de 5,3 t prescrite dans la norme SN 670317b. La procédure, le vérin utilisé, ainsi que l'instrumentation, sont conformes à la norme suisse.

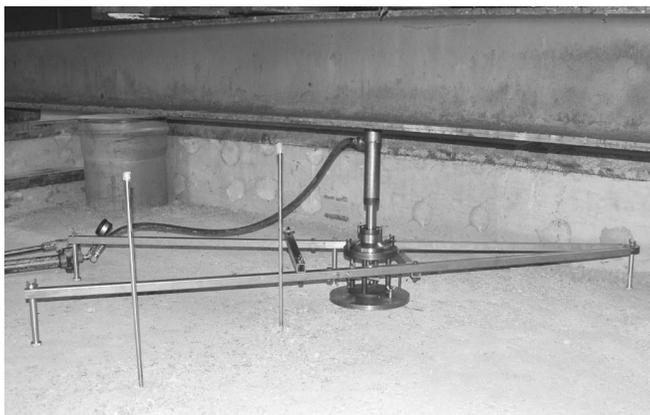


Figure 5.4 : Exécution de l'essai de plaque standard sur les fondations

Dix essais ont été réalisés, dont trois sur la grave, cinq sur le limon, et deux sur l'entière fondation souple : géotextile + sable + limon. Les résultats sont présentés dans le tableau Tableau 5.1.

Tableau 5.1 : Résultats des essais de plaque sur les fondations

Essai	Matériau fondation	ME ₁ [MN/m ²]	ME ₂ [MN/m ²]	Ev ₁ [MN/m ²]	Ev ₂ [MN/m ²]	ME ₂ /ME ₁ [-]	Ev ₂ /Ev ₁ [-]
1	grave	74.6	306.6	65.1	257.9	4.11	3.96
2	grave	170.7	483.7	136.5	396.5	2.83	2.90
2b	grave	156.3	347.8	118.3	282.4	2.23	2.39
3	limon	20.6	110.6	8.8	77.3	5.36	8.81
4	limon	44.6	142.4	32.7	104.1	3.19	3.18
4b	limon	19.2	102.3	11.6	80.5	5.34	6.94
5	limon	23.2	98.1	15.4	71.5	4.23	4.64
6	limon	30.4	105.3	9.9	75.1	3.46	7.60
7	limon-sable	16.6	75.6	14.1	60.9	4.55	4.30
8	limon-sable	21.3	88.6	16.9	74.9	4.16	4.44

Le module statique à long terme est lié à Ev₂; nous pouvons déduire les valeurs moyennes par la formule:

$$E = \frac{\pi(1-\nu^2) \cdot E_v}{3}$$

où ν est le coefficient de Poisson.

Nous obtenons ainsi pour la grave: $E_{\text{grave}}=306$ MPa, et pour le limon $E_{\text{limon}}=74$ MPa, et pour l'entière infrastructure souple (limon + sable) $E_{\text{fondation souple}}=65$ MPa. Les rigidités sont aussi conformes aux critères de plusieurs sources, selon le Tableau 5.2:

Tableau 5.2 : Paramètres minimaux des sols de fondation selon plusieurs sources

Source	Bonne qualité QS3	Qualité moyenne QS2	Mauvaise qualité QS1
(Texeira 2003)	E= 80 MPa	E= 25 MPa	E= 12,5 MPa
(Profillidis 2000)	E= 80 MPa	E= 20-25 MPa	E= 12,5 MPa
(Bodin 2001)	E= 100 MPa	E= 30 MPa	E= 20 MPa
(Esveld 2001)	E= 75 MPa	-	E= 8.7 MPa
(Fortunato 2005)	E> 80 MPa	E= 25-80 MPa	E= 15-25 MPa

Essais de pénétration

Des essais de pénétration dynamique (PANDA) ont été faits dans la fondation souple, pour en mesurer la résistance et la densité.

Le principe de l'appareil consiste à frapper manuellement sur un train de tiges à l'aide d'un marteau. La résistance moyenne du limon à la pénétration dynamique est calculée à partir de la "formule des Hollandais":

$$q = \frac{E \cdot M}{Ae' (M + P)}, \quad \text{où:}$$

A est la section de la pointe ($2 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$)

E est l'énergie apportée au système (exprimée en Joules) à chaque coup

e' est l'enfoncement plastique (exprimé en m) à chaque coup

M est la masse frappante (2.3 kg)

P est la masse de la tête de battage + tiges + pointe (4 kg)

La fondation en limon présente une résistance à la pointe inférieure à 10 kN. Les résultats détaillés sont dans l'Annexe 1 : . L'essai a montré une résistance variable.

Sur la section 6, les essais 1 et 2 montrent une consistance de molle à moyenne, homogène avec la profondeur. Les résultats des essais 3, 5 et 7, relatifs aux sections 3, 4 et 5, montrent une consistance croissante avec la profondeur de molle à moyenne-ferme. Enfin, les résultats des essais 4 et 6, sur les sections 3 et 5 montrent que la consistance peut aller jusqu'à dure, à 90 cm de profondeur. La section à infrastructure souple montre la plus haute consistance, et sera utilisée pour la simulation du trafic.

Les trous laissés par l'essai ont servi pour la pose des extensomètres dans le limon.

5.3 Superstructure ferroviaire

5.3.1 Choix de l'armement

En ce qui concerne l'armement, nous avons choisi un armement typique des lignes à fort trafic, qui sont donc dimensionnés pour les charges maximales. L'armement lourd le plus utilisé sur les lignes principales en Suisse présente les caractéristiques suivantes Tableau 5.3 recommandées par l'UIC pour toutes les lignes à fort trafic:

Tableau 5.3 : Éléments d'un armement de voie principale lourde en Suisse

	Type (CFF)	Résistance mécanique
Rail	CFF IV (UIC 60)	$E=2,1 \cdot 10^5 \text{ N/mm}^2$
Attache	élastique W	$E=2,3 \cdot 10^5 \text{ N/mm}^2$
Semelle	élastique en caoutchouc	
Traverse	B 70 en béton monobloc	$E=3 \cdot 10^4 \text{ N/mm}^2$

En outre, la voie a été coupée en deux parties, à la frontière du changement de fondation. Un éclissage a été posé au droit du batardeau qui sépare les deux infrastructures, pour minimiser l'effet réciproque des matériaux de fondation sur les tassements.

5.3.2 Choix du ballast

Le choix du ballast a porté sur deux critères: la conformité à la norme EN 13450 et la dureté prescrite par la SN 670115. Sur le conseil d'un pétrographe, le choix s'est porté sur un ballast de dureté conforme à la norme suisse, mais pas trop élevée, pour pouvoir en étudier la dégradation. Nous avons jugé le ballast de la carrière d'Arvel trop hétérogène, pour garantir de valeurs moyennes fiables pour les essais, et avons choisi le ballast de Famsa provenant de la carrière de Massongex - Les Freneys. Ce ballast très homogène est constitué de grès, avec une quantité de granulats concassés durs de 95 %. Sa pétrographie présente 25 - 30% de teneur en minéraux durs (quartz et calcite), qui lui confèrent une grande dureté. La résistance moyenne en vrac est de 210 à 240 N/mm² et la résistance à la fragmentation Los Angeles est de 11 à 15. Sa masse volumique réelle est 2,69 t/m³ (www.famsa.ch/technique).

5.3.3 Essais de contrôle des paramètres du ballast

Des échantillons de ballast nouveau ont été prélevés de la halle fosse le jour de sa pose, et analysés en laboratoire pour en vérifier les caractéristiques.

Granulométrie et forme

Les essais confirment la conformité du matériau aux exigences de la norme EN 13450. Le ballast présente un indice de forme (SI) de 12 selon les normes SN 670 902-4a et EN 933-4, et un coefficient d'aplatissement de 18, selon les normes SN 670 902-3a et EN 933-3.

Essai de résistance à la fragmentation Los Angeles

Les essais effectués selon la norme EN 1097-2 confirment la conformité du matériau aux exigences. Le ballast présente un coefficient Los Angeles de 15. Le maximum prescrit par la norme suisse pour les voies principales est de 16. Le choix de ballast de Famsa permet donc une analyse de la fragmentation en cours de sa durée de vie, tout en restant un ballast de haute qualité.

Essai de compression triaxial à grande échelle (TRIROC)

Les propriétés mécaniques du ballast dirigent la loi de comportement. La connaissance de ces valeurs est utile tant pour la modélisation numérique que pour la compréhension des performances de la voie à long terme.

Des essais de compression triaxiale à grande échelle ont été entamés en laboratoire, pour étudier les relations contrainte-déformation, la résistance à la compression et au cisaillement, l'angle de frottement, et la dégradation du ballast. Trois échantillons ont été fabriqués dont les dimensions sont les suivantes: diamètre de 300 mm et hauteur de 600 mm. L'installation d'essai est représentée dans la Figure 5.5:

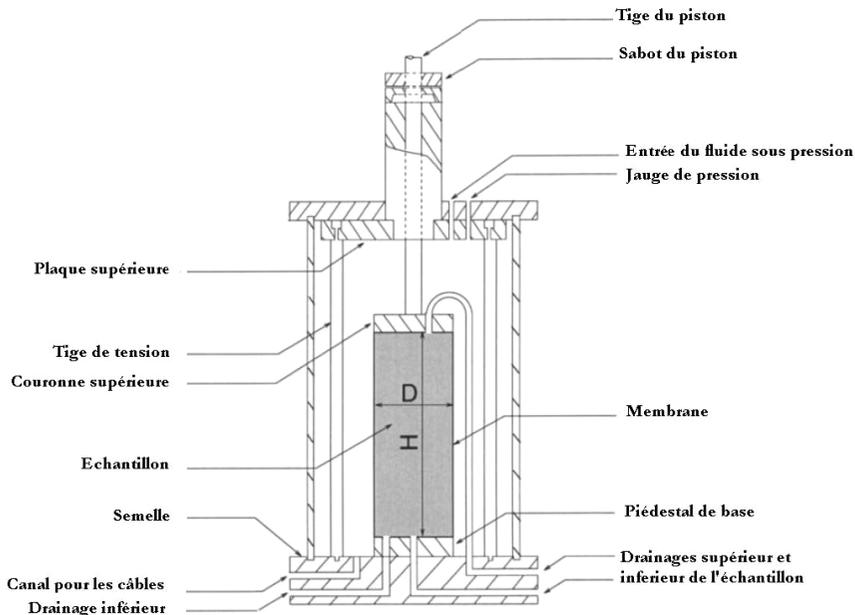


Figure 5.5 : Équipement pour l'essai triaxial à grande échelle

Le ratio de taille de l'échantillon est défini comme le diamètre de l'échantillon, divisé par la dimension maximale des particules contenues. Si ce ratio est égal ou supérieur à 6, les effets de taille de l'échantillon deviennent négligeables. Par conséquent, dans ces essais, seuls des grains de ballast de diamètre compris entre 20 et 50 mm ont été utilisés. Le ballast de l'échantillon a été compacté au marteau vibrant, ainsi que sur une table vibrante, pour reproduire sa densité in situ. Les membranes utilisées pour contenir l'échantillon sont en caoutchouc très résistant, et en vulkollan® 65 sh. Les échantillons sont mis sous vide et sollicités en régime statique avec une pression de confinement de 0.2 MPa et une force de compression verticale croissante.



Figure 5.6 : Spécimen de ballast avant et après un essai triaxial.

Les résultats des trois essais se sont révélés insatisfaisants. Lors de la mise en charge, les arêtes du ballast sous vide percent la membrane étanche. Le remplacement de la membrane pour un matériau beaucoup plus résistant n'a pas donné des meilleurs résultats. Ce type d'essais a été abandonné et nous nous sommes basés sur des valeurs bibliographiques.

Nous savons que les caractéristiques des ballasts présentent une certaine variabilité et que les principes de la modélisation numérique doivent être valables pour tous les types de ballast. Cet échec n'a pas compromis la suite de la recherche.

Des essais triaxiaux similaires, avec des appareils de diamètre 300 mm ont été performés par (Fortunato 2005) et (Suiker et al. 2005). Dans les deux cas, la granulométrie a été limitée à 40 mm. Ce choix est, à notre avis, un peu extrême, car il est représentatif que de 30 à 55% de la granulométrie réelle du ballast (cf. Figure 2.3, paragraphe 2.1.4).

Pour la modélisation numérique, nous allons privilégier les résultats des essais exécutés sans le cadre du projet SUPERTRACK par (NGI 2005). Il s'agit d'essais triaxiaux cycliques jusqu'à 1'200'000 cycles à très grande échelle. L'apparat, sous vide, mesure 625 mm de diamètre et 1250 mm d'hauteur et permet l'analyse du ballast dans sa granulométrie intégrale. Le ballast testé provient de la carrière française Roy.

5.4 Définition d'une grandeur de suivi de l'état mécanique du ballast

Une fois l'infrastructure installée, son tassement dans le temps et en particulier l'évolution de l'état mécanique du ballast avec le trafic et le bourrage doivent être suivies. Il est nécessaire de choisir un paramètre quantifiable décrivant l'état mécanique du ballast in situ.

Le paramètre doit satisfaire plusieurs exigences: il doit être significatif, c'est-à-dire qu'on doit remarquer sa variation, même à court terme, avec la dégradation du ballast. Étant donné que le

ballast se dégrade le plus sous la traverse, les exigences deviennent très restrictives. De plus, ce paramètre doit:

- être mesurable rapidement in situ, par un essai non destructif
- être mesurable, si possible, en continu.

Nous avons étudié les paramètres qui caractérisent la qualité du ballast par rapport à ses performances. Les quatre paramètres qui pilotent le comportement du ballast sont la dureté, la résistance mécanique et à l'usure, ainsi que la forme et taille des grains (Chrismer 1985). La dureté et la résistance à l'usure sont constantes et mesurables uniquement en laboratoire. Le Tableau 5.4 présente les valeurs moyennes des paramètres du ballast neuf et vieux. La plupart de ces paramètres sont très intéressants à suivre, mais la plus grande difficulté réside dans leur mesure in situ.

Pour la granulométrie et l'indice des vides, un prélèvement de matériau est nécessaire. Récemment, des installations qui scannent les particules et en mesurent automatiquement la rugosité, la forme et la granulométrie ont été développées (Descantes 2006; Tolppanen et al. 2000). Cependant, ces machines sont destinées à l'utilisation en laboratoire et présupposent le prélèvement d'échantillons in situ. La densité, n'est mesurable in situ par des moyens non destructifs, que sur des granulats fins.

La perméabilité, la constante diélectrique et la vitesse de propagation des ondes sont mesurables in situ et même in continu, mais ne fournissent pas des valeurs qui sont directement corrélables à l'état mécanique du ballast.

Enfin, le module élastique est mesurable in situ, quoique pas in continu. La mesure est assez rapide. Ce paramètre satisfait le mieux aux exigences indiquées; il a donc été choisi comme le plus représentatif de l'état du ballast.

Le Tableau 5.4 présente les paramètres quantifiant la qualité du ballast in situ, avec les valeurs typiques pour du ballast neuf et usé.

Tableau 5.4 : Paramètres quantifiant la qualité et les performances du ballast

Caractéristique	Valeurs ballast neuf	Valeurs ballast dégradé	Sources
Granulométrie (FI)	<10	>20	(Ionescu 2005b; Selig and Waters 1994)
Module élastique E	270 – 350 MPa 340 – 630 MPa	120 – 240 MPa	(Fortunato 2005)
Perméabilité k	> 25 mm/s	< 2 mm/s	(Lim 2004; Selig and Waters 1994)
Indice des vides e	> 0,7	< 0,4	(Fortunato 2005; Lim 2004)
Constante diélectrique ϵ_r	3	3.3	(Clark et al. 2001)
Vitesse du signal GPR	1,2 - 2,1 · 10 ⁸ m/s	0,8 - 1,2 · 10 ⁸ m/s	(Clark et al. 2003; Hugenschmidt 2000; Jack and Jackson 1999)

5.4.1 Bilan des essais non destructifs in situ

Pour une application future sur les machines de mesure de la voie, ou directement de bourrage, un bilan des essais non destructifs réalisables *in situ* dans le cadre de l'ingénierie civil, et en particulier dans les transports, a été réalisé. Parmi ces essais, certains sont également très rapides, et peuvent être exécutés in continu. Nous décrivons ici leurs avantages et inconvénients, avant de choisir le plus adéquat pour la suite.

Essai de plaque

L'essai de plaque consiste dans l'application, avec un vérin, d'une charge par paliers sur une plaque de diamètre standardisé, posée sur le sol. Une phase de charge est imposée par paliers, et est suivie par une phase de décharge. Ensuite, une autre phase de charge, est appliquée. Les déplacements verticaux du sol sont mesurés à chaque palier. A partir de ces valeurs on peut calculer des modules de portance relatifs à la première et deuxième série de charge, et en déduire le comportement à moyen et long terme. Cet essai est traditionnellement utilisé pour le contrôle de portance des fondations. Dans le paragraphe 5.2.1 nous avons présenté l'application aux matériaux d'infrastructure de la voie.

Cet essai présente l'avantage de mesurer directement la réponse mécanique du sol (dans notre cas le ballast et la fondation) et son comportement à long terme. Il permet de découvrir aussi les problèmes de la fondation, mais une interprétation de la cause est nécessaire. L'application à une voie ferrée doit être étudiée, car le ballast sollicité se trouve sous la traverse, et il n'est donc pas accessible directement. L'essai de plaque est ponctuel et sa mesure n'est pas instantanée : un essai nécessite entre demi-heure et une heure. Ces deux aspects présentent une limitation pour son application à large échelle.

Mesure de l'affaissement de voie avec un véhicule

La portance de la voie peut également être obtenue en mesurant les déflexions de la voie au passage d'un véhicule de charge standardisée. Les CFF mesurent ainsi en continu l'affaissement des voies, à une vitesse de 5 à 10 km/h (CFF 2008).



Figure 5.7 : Véhicule CFF pour la mesure de l'affaissement des voies (CFF 2008)

Le wagon d'essai possède un essieu qui applique une charge de 20 t; des essieux déchargés se trouvent à des distances fixes de celui-ci. En fonction de la mesure de l'angle entre les axes des

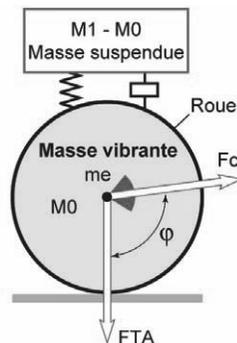
essieux, l'affaissement de la voie sous chaque traverse est mesuré. A partir des déflexions mesurées, il est possible de calculer la portance de la voie.

L'avantage de cette méthode réside dans la mesure instantanée et en continu de du module de voie, sur des longues distances. Cet essai permet de découvrir aussi les problèmes de la fondation. Son désavantage est la difficulté d'isoler la contribution de chaque élément de la voie (p. ex. la qualité du ballast et celle de la plateforme) dans le résultat.

Mesure de la portance et du compactage dynamique

Cette méthode récente est pratiquée sur les fondations routières et ferroviaires, ainsi que sur les enrobés. L'équipement consiste d'un rouleau vibrant d' 1 m de diamètre équipé d'accéléromètres. Pendant que le rouleau compacte progressivement la couche, sa résistance et sa densité apparente sont mesurées en continu. L'avantage de cet essai est qu'il fournit en continu, à une vitesse de 3 km/h la réponse mécanique du sol jusqu'à 60 cm de profondeur. D'autre côté, une adaptation de ce procédé à la granulométrie grossière et discontinue du ballast, et surtout à une voie ferrée, est difficile.

Une application intéressante serait l'intégration de cet essai aux plaques de damage, pour le compactage des épaulements de la voie (cf. 2.2.3)



Défectomètre à impact (Falling Weight Deflectometer)

Cet essai est normalement utilisé sur les revêtements routiers, pour en mesurer la portance (Fortunato 2005). Il donne la réponse de la superstructure et de l'infrastructure, comme l'essai de plaque, mais grâce à la présence de plusieurs capteurs à différentes distances de la masse qui tombe, il est possible d'isoler ces deux composantes. La machine pour l'essai existe également en version modifiée pour les chemins de fer (Grainger 2001). Dans ce cas, la masse est de 12,5t.

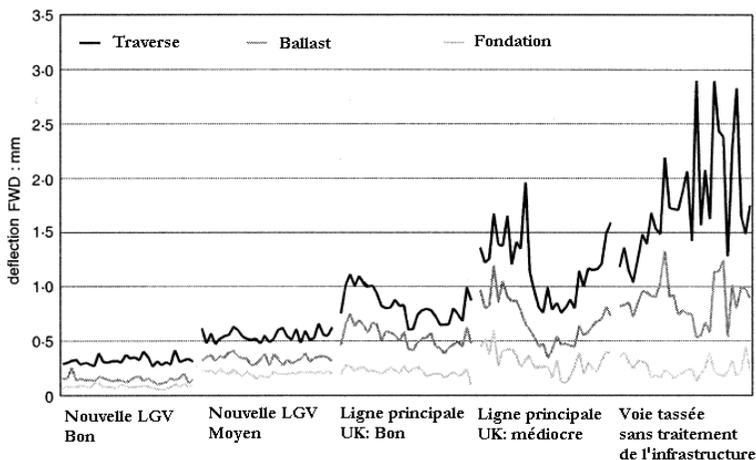


Figure 5.8 : Essais effectués sur 150m dans le cadre du projet EUROBAL T II (Grainger 2001)

Malgré ce développement, l'application dans le milieu ferroviaire reste peu développée. Cet essai a le désavantage d'être ponctuel et assez lent (environ deux heures), ce qui limite son applicabilité sur les voies en exploitation (Zagyapan and Fairfield 2002).

GPR (*pénétromètre radar*)

Cette méthode non destructive permet une inspection rapide et continue de l'infrastructure. La vitesse maximale est de 10 km/h. Son principe est l'émission d'ondes électromagnétiques, qui sont absorbées ou réfléchies et captées par un récepteur. Il est possible d'effectuer jusqu'à 15 mesures par mètre. Ils existent deux types d'antenne, en fonction du résultat requis. Pour obtenir une grande résolution on utilise des antennes à haute fréquence (~900 MHz); pour une détection en profondeur on emploie une antenne à basse fréquence (~500 MHz). Actuellement des développements vont jusqu'à 3 GHz. En fonction de l'antenne, il est possible de détecter la présence de ballast dégradé, ou des anomalies dans la fondation, telles que:

- un changement du type de fondation
- un mauvais drainage (ou la présence de poches d'eau dans la fondation)
- une remontée de fins dans le ballast

En fonction de la vitesse de réception du signal, il est possible:

- soit de calculer la constante diélectrique d'une couche et l'associer à une cause.
- soit de calculer la profondeur d'une couche, lorsque l'on connaît son constant diélectrique.

Pour effectuer un enregistrement correct, il est nécessaire de bien calibrer le GPR en fonction des conditions in situ. Ensuite, pour la bonne interprétation des résultats, il est important de filtrer le signal de tous les bruits (p. ex. présence de rails, traverses, présence d'installations, signaux extérieurs...).

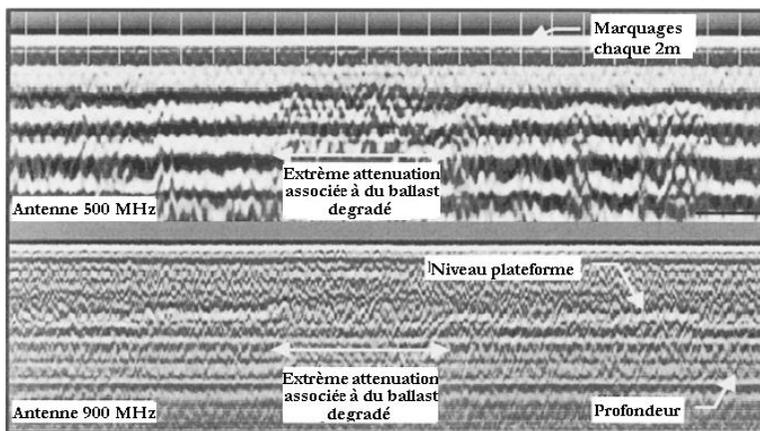


Figure 5.9 : Plot d'une mesure sur la voie au GPR.

Cette méthode est largement utilisée dans le milieu ferroviaire: les CFF et RhB l'utilisent pour l'inspection de la fondation avant le renouvellement complet de la voie (Hugenschmidt 2000). Le GPR permet de mesurer, de façon rapide et continue, la profondeur du ballast. En outre, il localise les sections avec des problèmes de drainage ou de séparation, permettant aux spécialistes de décider sur le besoin d'assainir la plateforme. L'utilisation du GPR a permis aux CFF de

réduire le nombre d'échantillons prélevés de un chaque 25m à un chaque 300m, avec un gain économique important.

La seule limite de cette méthode est qu'elle ne donne aucune information mécanique quantitative des couches, mais uniquement leur profondeur approximative, ainsi que leur état qualitatif. A partir de cette mesure, il est difficile de comparer avec précision deux cas similaires.

Caméra à thermographie infrarouge

Cette méthode se base sur le rayonnement infrarouge des matériaux en fonction de leur température. Ainsi, un ballast vieux présente un coefficient d'émission différent d'un ballast neuf. Ce phénomène est encore plus évident si les ballasts sont mouillés, en fonction des vitesses d'évaporation. Lors que les ballasts sont à une température différente que celle de l'air, ils se refroidissent ou réchauffent à des vitesses différentes. Les techniques d'imagerie thermique permettent de convertir les radiations thermiques invisibles, en images. Cependant, cette technique présente plusieurs inconvénients qui en limitent l'utilisation. Les mesures sont très ponctuelles car seule la température en surface peut être mesurée (Clark et al. 2002). La vitesse de mesure est inversement proportionnelle à la résolution de l'image. La différence entre ballast nouveau et pollué est évidente, mais reste qualitative. Le système a été expérimenté avec succès en laboratoire. Pour les essais in situ une calibration est nécessaire, car les conditions atmosphériques in situ (soleil, pluie, vent) ont une énorme influence sur les mesures. En conclusion, cette méthode est trop approximative et inapplicable in situ.

Conductivité électrique

Cette méthode ressemble à la précédente, mais le paramètre mesuré est la conductivité électrique, au lieu du rayonnement thermique (Mc Carter and Desmazes 1997). Comme la méthode précédente, l'utilisation de cette mesure nécessite des conditions atmosphériques particulières, l'humidité de l'air pouvant fausser les résultats. La présence de poudre de fer du rail dans le ballast crée aussi une interférence. Pour ces raisons ce système ne peut pas être retenu.

Mesure de la densité au rayon gamma

Cette mesure de la densité se base sur l'envoi et réception des émissions radioactives (Sunaga 1994). Cependant, l'instrumentation n'est pas adaptée au ballast et à la taille de ses vides. Les résultats ne se sont pas suffisamment satisfaisants, et les mesures peuvent être effectuées uniquement dans un environnement fermé, pour des raisons de santé et sécurité. Cela constitue une grave limitation à l'application *in situ*.

Mesure électrique de la densité

Développé par Humboldt, ce système permet de mesurer la densité des sols fins, grâce à l'émission, réflexion et réception d'ondes de fréquence radio. Cependant, comme pour la mesure au rayon gamma, l'instrumentation n'est pas du tout adaptée à la granulométrie du ballast et aucune application de ce genre n'est connue à ce jour.

5.4.2 Choix de l'essai de plaque

Le choix a été en faveur de l'essai de plaque pour la mesure de la portance du ballast. Ce paramètre est significatif, pour prévoir le comportement du ballast in situ. La mesure est indépendante des facteurs météorologiques. Cet essai donne également une indication sur l'état de compactage du sol, en fonction des modules de portance obtenus lors du premier et deuxième cycle de chargement. Nous avons pris la décision de positionner la plaque sous la traverse, pour mesurer l'état du ballast exactement dans la zone de bourrage et de concentration des charges du trafic.

Cet essai présente, malgré tout, quelques inconvénients: la mesure est assez lente (environ 30 minutes), ponctuelle (une traverse). Il n'est pas possible de l'effectuer directement in situ sous les traverses, mais il est possible d'effectuer une mesure de portance sur la voie entière, avec un véhicule, et de sortir la composante ballast-infrastructure du "track modulus" (Farritor 2006; Selig and Li 1994) u, défini comme:

$$u = \frac{1}{4} \left(\frac{1}{EI} \right)^{\frac{1}{3}} \left(\frac{P}{\delta_0} \right)^{\frac{4}{3}}$$

où EI sont respectivement le module d'élasticité et le moment d'inertie du rail,

et δ_0 est la déflexion du rail, mesurée au point d'application de la charge P.

Des coefficients correctifs, en fonction du type d'armement, peuvent être appliqués pour isoler la portance du ballast. Notamment la présence et résistance d'éventuelles semelles sous rail ou sous traverse a une influence sur le track modulus, tandis que le rail et les traverses en béton sont très rigides.

Adaptation du système de mesure à la voie ferrée

L'objectif de l'essai de plaque est de mesurer la portance du ballast sous l'extrémité de la traverse, dans la zone du bourrage. C'est ici que le ballast subit les plus grandes sollicitations, pendant sa durée de vie. En conséquence, nous avons procédé à des adaptations de l'installation, ad hoc

Douze traverses en béton monobloc (deux par section) ont été percées dans leur extrémité. Des tiges d'acier, d'un diamètre de 40 mm y ont été insérées, pour la transmission de la force aux plaques (Figure 5.10). Le diamètre de ces dernières est de 300 mm selon la norme de l'essai. Une rotule, à l'interface entre chaque tige et la plaque, permet une application verticale correcte de la force sur le ballast et prévient d'éventuelles flexions de la tige contre le béton de la traverse. Les tiges sont libres de glisser à travers les trous des traverses pendant l'essai de plaque. Un boulon serré à l'extrémité supérieure de chaque tige permet de maintenir la plaque solidaire à la traverse pendant les phases de bourrage et la simulation du trafic. Pour l'essai de plaque, le boulon est dévissé pour laisser le système tige-plaque indépendant de la traverse.



Figure 5.10 : Équipement de la traverse pour l'essai de plaque, vérin manuel et système de mesure

Les paliers de charge sont appliqués à travers un vérin manuel, positionné sur la tige. Un capteur de force, interposé entre le vérin et le contrepois, permet l'enregistrement en continu des forces pendant tout l'essai. Les déplacements sont mesurés à travers un capteur de déplacement inductif de type LVDT, de gamme 20 mm et précision 0.01 mm. Celui-ci est installé sur une poutre transversale, supportée de manière indépendante de la voie. La pointe du capteur pose sur une plaque vissée sur la tige, permettant la mesure du déplacement vertical de la plaque.

Mesure de l'essai de plaque

Nous effectuons l'essai de plaque selon la procédure expliquée dans la norme suisse SN 670317b. La charge est appliquée par paliers, pour un total de deux cycles de charge, et un de décharge, comme présentés dans le schéma suivant:

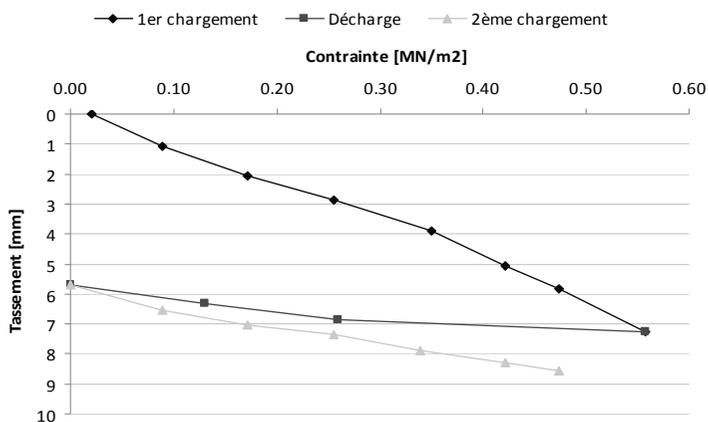


Figure 5.11 : Exemple de résultat contrainte-tassement pour un essai de plaque

La charge est appliquée par paliers; le Tableau 5.5 montre les contraintes de chaque palier:

Tableau 5.5 : Paliers de charge pour la mesure de la portance avec l'essai de plaque

Paliers	1 ^{er} cycle de chargement	Cycle de décharge	2 ^{ème} cycle de chargement
	Contrainte σ (MN/m ²)	Contrainte σ (MN/m ²)	Contrainte σ (MN/m ²)
0	0.01	0.53	0.00
1	0.08	0.25	0.08
2	0.16	0.12	0.16
3	0.24	0.00	0.24
4	0.32		0.32
5	0.40		0.40
6	0.45		0.45
7	0.53		

Les déplacements verticaux de la plaque sont mesurés à chaque palier. A partir des mesures effectuées, il est possible de calculer les deux modules de déformation, Ev1 et Ev2, relatifs au premier et au deuxième cycle, par cette formule:

$$E_v = 0,75 \cdot \frac{\Delta\sigma_l}{\Delta s_l} \cdot D \quad (\text{MN/m}^2)$$

où $\Delta\sigma$, est la contrainte normale appliquée entre deux paliers, Δs , la différence de déplacement correspondante mesurée, et D est le diamètre de la plaque (300 millimètres). Ev1 est indicatif de la densité du ballast et de son comportement à court terme. D'autre côté, Ev2 est indicatif du comportement du ballast sur le long terme (quelques années de chargement de trafic).

Le module élastique E est calculé en fonction d'Ev et du coefficient de Poisson ν , par la formule de Dysli (cf. 5.2.1). En effectuant l'essai de plaque à différents stades de la durée de vie du ballast, il est possible de suivre l'évolution de sa portance.

5.5 Installation de capteurs de mesure des déplacements dans l'infrastructure

Plusieurs points de mesure des déplacements verticaux sont disponibles pour chaque section:

D'abord, le déplacement de la voie est mesuré grâce à un capteur LVDT (capteur électrique inductif de déplacements linéaires) posé en correspondance avec l'axe de la traverse.

Le tassement du ballast est obtenu par différence des déplacements de la voie et de la base du ballast. Des capteurs LVDT ont été connectés à des extensomètres posés sur l'axe de la voie, à la base du lit de ballast. Dans les sections avec fondation souple des points de mesure supplémentaires sont posés à la base du lit de ballast près de la zone de bourrage. Les quatre extensomètres sont situés à une distance d'environ 10 cm de l'axe de la voie.

Les tassements dans la fondation sont mesurés grâce à des capteurs LVDT, posés sur des extensomètres, qui se trouvent à diverses profondeurs. Chaque section est pourvue d'un extensomètre à -40 cm et un à -80 cm de profondeur sous le niveau de base du ballast. Les extensomètres dans l'infrastructure rigide, comme ceux à la base du ballast, sont pourvus de plaque d'une dimension de 15x15 cm pour mieux répartir les tassements (cf. Figure 5.12). Dans les sections à fondation souple, la fondation étant déjà présente, les tiges des extensomètres ont été introduites dans les trous faits pendant les essais de pénétration dans le limon.

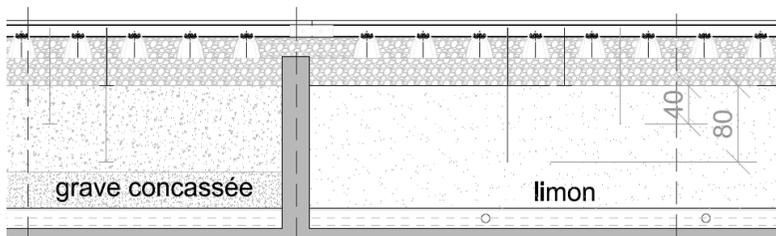


Figure 5.12 : Détail des positions des extensomètres pour les sections 2 (rigide) et 3 (souple)

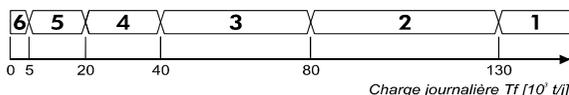
Les extensomètres ont été tous placés autour de la traverse centrale de chaque section. La mesure des déplacements est faite par des LVDT fixés sur une poutre rigide et immobile, et posés sur l'extrémité des extensomètres. L'emplacement choisi des points de mesure nous permet l'installation de 5 LVDT simultanés: un sur la traverse, deux à la base du ballast et deux dans l'infrastructure.

5.6 Simulation accélérée du trafic

Pour étudier l'évolution de la géométrie et du vieillissement du ballast dans le temps, une simulation accélérée du trafic ferroviaire est conduite sur deux sections de la voie d'essai. La voie est soumise à des sollicitations de trafic lourd et intense, correspondant à une ligne fret de catégorie UIC 2⁵. Un trafic annuel de 15 million de tonnes, représentatif des lignes principales les plus chargées en Suisse et en Europe, est appliqué sur une durée correspondante à plusieurs dizaines d'années. Cette sollicitation accélérée permet d'étudier le comportement réel de l'infrastructure pendant la durée de vie du ballast.

L'installation dont nous disposons nous permet de solliciter une traverse à la fois. La charge se répartit ensuite sur cinq traverses, comme dans la Figure 5.13.

⁵ L'Union Internationale des Chemins de fer classe les lignes en fonction du trafic fictif, tenant compte les effets dynamiques engendrés par les locomotives et les différents types de convois ferroviaires. Cette classification est nécessaire à la politique de maintenance afin de définir les standards de qualité et les règles de décision. Les lignes sont ainsi classifiées en 6 groupes selon le tonnage fictif moyen journalier:



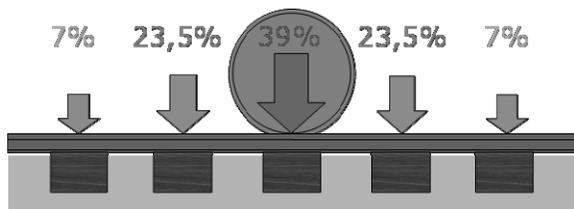


Figure 5.13 : Répartition d'une charge ponctuelle sur la voie (Profillidis 2000)

Les extensomètres relatifs au ballast et à l'infrastructure se trouvent entre les traverses, à 30 cm de l'axe de la traverse chargée. La sollicitation en série de plusieurs traverses contiguës permettrait une simulation plus proche de la réalité. Nous allons tenir compte de cet effet sur les résultats obtenus.

5.6.1 Caractéristiques du vérin de sollicitation

La simulation du passage des essieux ferroviaires est réalisée avec un vérin statique-dynamique à double effet. La capacité du système de charge est de 500 kN en force, et le déplacement maximum de la tige est de 200 mm. Le cadre du vérin est fixé à deux épaisses poutres en acier de grande rigidité, qui s'appuient sur deux rails latéraux. Des crémaillères permettent le déplacement du vérin, ainsi que son positionnement précis. Un système de tiges et boulons permettent de fixer rigidement la structure aux rails latéraux. La charge est appliquée en correspondance de la traverse centrale de la section (celle équipée d'une plaque pour la mesure de la portance), au moyen d'une poutre de répartition. Le système de support a été dimensionné de manière adéquate: sa rigidité permet le correct chargement de la voie, ainsi qu'une course du piston limitée. La Figure 5.14 montre la structure de simulation de trafic.

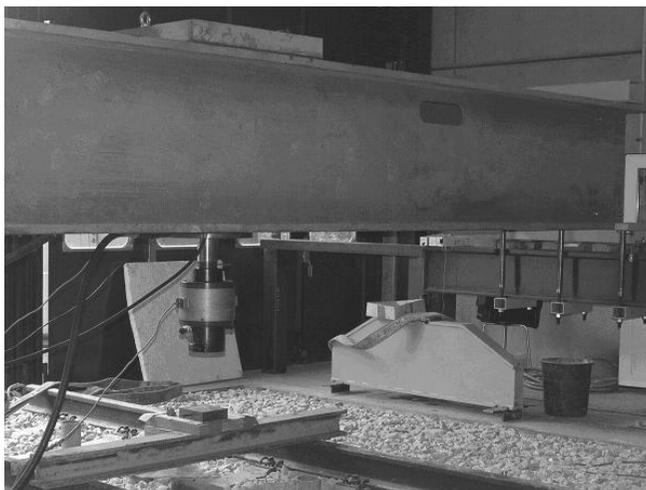


Figure 5.14 : Vérin de simulation du trafic et poutre de répartition sur les rails

5.6.2 Caractéristiques de la sollicitation

Le trafic simulé consiste essentiellement de trains marchandises. La charge est de 22.5 tonnes par essieu, ce que représente la limite maximale pour les lignes européennes. Le trafic d'un train fret est simulé par une charge sinusoïdale, variant entre 4 et 22.5 tonnes, appliquée au rail par l'intermédiaire d'une poutre de répartition. Pour maintenir le contact entre le vérin et la structure sollicitée, et ainsi éviter l' "effet marteau", une charge minimale de 4 tonnes doit être garantie. La fréquence maximale atteinte par le vérin est de 4 Hz.

En moyenne, sur le réseau CFF, l'intervalle entre deux opérations de maintenance dure environ 5 ans. Pour une ligne de densité de trafic UIC-2, cela correspond à environ 120 millions de tonnes de charge, soit 5,3 millions de passages d'essieux de 22 tonnes. Pour des questions de temps à disposition, nous arrêtons chaque série de trafic à environ 2 millions de cycles. A partir de ce moment, la vitesse de tassement de la voie est fortement réduite ($< 0,33 \text{ mm}/10^6 \text{ cycles}$), et plus du 95 % du tassement s'est déjà produit. La géométrie s'est détériorée selon l'état du ballast et de l'infrastructure, et des zones à haute densité et résistance se sont formées sous les traverses. L'essai de plaque permet, à cette phase, de mesurer cette résistance.

5.7 La machine de bourrage

Comme décrit au paragraphe 2.2.3, le bourrage est le processus utilisé pour rétablir la géométrie de la voie. L'action combinée de plongée et serrage des pioches vibrantes réarrange le ballast au dessous des traverses, permettant de compenser les tassements produits sous le trafic.

Cependant, le réarrangement des grains de ballast, dans l'espace créé sous les traverses lors du relevage de la voie, provoque une perte à court terme de la résistance mécanique du ballast. Un objectif de ce projet est l'évaluation des effets du bourrage sur les propriétés du ballast. A partir de ces résultats, nous nous proposons de définir les paramètres optimaux de bourrage, qui garantissent une perte minimale des propriétés mécaniques du ballast.

D'abord, une réflexion sur les paramètres significatifs, qui caractérisent le procédé de bourrage, a été réalisée. Certains paramètres ne sont pas modifiables, car prescrits par des directives, et des formules.

Le temps de fermeture est imposé par les gestionnaires de l'infrastructure et est lié au rendement de la machine. Certains pays, p.ex. l'Italie, demandent de temps de fermeture inférieurs à 0,8 s pour avancer le plus rapidement possible. Les pioches remontent parfois avant que la fermeture soit finalisée. La hauteur de relevage est définie en fonction des défauts de géométrie, à corriger, plus une marge de quelques mm pour compenser la stabilisation de la voie à très court terme. L'amplitude de la vibration est normalement fixe, car elle dépend des dimensions d'un excentrique mécanique. La profondeur de bourrage est souvent définie par des règlements: les CFF par exemple demandent que le taquet des pioches descende à 30 mm sous le niveau bas de la traverse. Les paramètres variables les plus importants pour le résultat d'un bourrage sont: la fréquence, l'amplitude de la vibration et la profondeur de bourrage.

Nous pouvons constater que le bourrage est une opération dont la presque totalité des paramètres est figé. Le rendement est la contrainte dominante, certains paramètres sont fixés mais il n'y a pas des études détaillées qui motivent les choix. Cette opération, qui existe depuis demi-siècle, semble s'être figée par l'habitude des producteurs et des utilisateurs. Des adaptations *ad hoc* sont souvent faites sous demande des clients de différents pays, mais il ne s'agit jamais d'innovations dictées par la préoccupante dégradation du ballast.

Nous étudions la fréquence dans la gamme 35 - 50 Hz, afin de délimiter avec plus de précision l'état visqueux du ballast (cf. Figure 3.1 paragraphe 3.1.1). Nous voulons ainsi évaluer l'influence

de différentes fréquences, sur l'efficacité du bourrage. Pour les autres paramètres (notamment l'amplitude), nous avons confronté les gammes de variation avec les modifications possibles sur les machines de bourrage.

Pour les essais de bourrage à échelle réelle, nous disposons d'une bourreuse de taille réduite, construite ad hoc par le partenaire industriel Matisa S.A Figure 5.15.

Il s'agit d'un prototype unique, avec une unité de bourrage elliptique Matisa, dont la plupart de caractéristiques sont identiques à celles des trains de bourrage de ligne conventionnels.



Figure 5.15 : Le véhicule de bourrage utilisé dans le cadre de la thèse

Deux vérins, connectés à des plaques par une rotule, constituent le système de relevage de la voie pendant le bourrage. Les deux plaques s'appuient sur le ballast entre les traverses pour lever la machine et le rail. Chaque vérin peut fonctionner de façon indépendante. Le système d'accrochage de la machine aux champignons de rail est pareil à celui des bourreuses normales, à différence que la fermeture se fait manuellement.

La particularité de cette machine d'essai est la possibilité de régler la plupart des paramètres (Tableau 5.6) sur une large plage de valeurs, ce qui n'est pas possible sur des machines normales, où les paramètres sont automatisés. Il est également possible d'effectuer chaque étape du processus de bourrage manuellement.

Tableau 5.6 : Paramètres de bourrage variables, possible sur la bourreuse ad hoc

PARAMÈTRE	PLAGE DE VARIATION
fréquence	0 - 50 Hz
temps (fixé par règlement)	0,8 - 1,8 s
profondeur de plongée	15 - 40 cm
hauteur de relevage	0 - 30 mm

L'amplitude de vibration n'est pas un paramètre variable, mais il est possible de le modifier par changement d'excentrique. Pour les fins de cette recherche, nous disposons de deux excentriques Matisa, dont l'un est celui traditionnel qui donne un signal de vibration elliptique, de dimensions 2,4 mm x 8 mm à la pioche, et un autre réalisé pour notre étude. Tous les paramètres sont contrôlés à travers des capteurs installés pour le suivi Tableau 5.7 :

Tableau 5.7 : Capteurs pour le contrôle des paramètres de bourrage

PARAMÈTRE	CONTRÔLE VALEUR
fréquence	accéléromètre + capteur inductif
temps	oscilloscope
profondeur de plongée	potentiomètre
hauteur de relevage	potentiomètre
fermeture des pioches	capteur laser
pression de serrage	8 capteurs de pression
pression de plongée	2 capteurs de pression
température de l'huile pioches	5 thermocouples

Pour l'utilisation de la machine, une formation spécifique chez Matisa a été suivie. Elle comprend, entre autre, les règles de sécurité.

5.8 Écarts de l'étude expérimentale en laboratoire par rapport à la réalité

Pour la recherche expérimentale, nous voulons représenter des conditions les plus proches de la réalité d'une voie principale, tout en maîtrisant les caractéristiques. Pourquoi donc ne pas effectuer l'étude expérimentale sur une voie réelle, à l'extérieur?

L'expérimentation sur une voie réelle comporte de nombreuses contraintes de sécurité, qui poseraient des limites d'action et de temps à cette recherche, et demanderaient des surcoûts importants.

L'installation d'un tronçon ferroviaire en laboratoire a plusieurs avantages: elle permet, par un investissement contrôlé, de:

→ maîtriser les caractéristiques de la fondation et les conditions climatiques,

- simuler les contraintes de trafic et de maintenance sur une durée de vie d'environ 30 ans en quelques semaines,
- avoir un accès continu à l'infrastructure et la surveiller en continu sans souci d'accessibilité,
- installer des nombreux capteurs et suivre le comportement de nombreux paramètres à tout moment.

La section de voie installée reflète toutes les caractéristiques d'un tronçon rectiligne de ligne ferroviaire principale, soumise à un trafic marchandise intense sur sa durée de vie, ainsi qu'à l'entretien du ballast. Cependant, à cause de l'espace disponible à la halle d'essais (19m x 5,6m) nous n'avons pas pu éviter certains écarts avec la réalité. Ces différences sont présentées dans les paragraphes suivants.

5.8.1 La voie

Section longitudinale

Le tronçon de voie ferrée, que nous avons construit, ne mesure que 19 m. Les rails aux extrémités du tronçon sont donc libres de se déplacer verticalement, contrairement à la réalité d'une ligne continue, où ces mouvements sont empêchés par le poids des rails et traverses suivantes.

La première et la dernière section (5 traverses de chaque côté du tronçon) ont été exclues de la simulation du trafic, pour éviter ces effets de bord.

Section transversale

En lieu des épaulements, le ballast maintient la hauteur au niveau de la traverse sur 1,8m à chaque côté des traverses. Cette différence, qui augmente la stabilité latérale de la voie ne constitue pas une imprécision, étant donné que le tronçon est rectiligne et qu'il est sollicité que dans le sens vertical.

Les murs en béton qui délimitent la fosse ne posent pas des graves limitations par rapport à la réalité, car ils se situent suffisamment loin des charges et de l'axe de la voie, où sont situés les points de mesure. En profondeur, nous avons à disposition 1,30 m de fondation sous le ballast, tandis que latéralement l'infrastructure s'étend pour 1,30 m de chaque côté des traverses.

5.8.2 La simulation du trafic et le bourrage

Comme affirmé dans le paragraphe 5.6, le vérin sollicite une seule traverse à la fois. Pour des raisons de temps, dans la phase expérimentale nous ne chargerons que la traverse centrale de la section à fondation rigide, ainsi que celle de la section 3 à fondation souple.

Grâce à l'inertie du rail, la charge est répartie sur 5 traverses. L'effet de la charge du vérin est donc étendu aux quatre traverses adjacentes la traverse centrale Figure 5.13. D'un autre côté, le bourrage est effectué uniquement sous la traverse centrale. Cette asymétrie de charges constitue une erreur par rapport à la réalité. Elle peut en effet provoquer un manque de support sur les deux traverses adjacentes la centrale, qui risquent d'être suspendues. Nous tiendrons en compte cet effet pour l'analyse des mesures de tassement.

L'unité de bourrage à disposition peut bourrer un seul rail à la fois. Cette manière d'effectuer le bourrage peut provoquer des défauts de gauche. Néanmoins, l'objectif de cette recherche est uniquement d'étudier et optimiser le comportement du ballast, et non pas de la géométrie de la voie, car sa correction est déjà effectuée selon les règles de l'art. En conséquence, cette simplification ne constitue pas une limitation aux fins de la recherche.

Le relevage de la voie est effectué à travers deux vérins appuyant des plaques sur le ballast entre les traverses. Normalement le contrefort au levage de la voie s'appuie sur les deux essieux, distants 18 m entre eux. Toutefois, à cause de la taille de la halle-fosse, notre machine est beaucoup plus courte (les deux essieux distants que 4 m) et ne permet pas un relevage ordinaire de la voie.

Le relevage ainsi effectué présente le désavantage d'appliquer au le ballast de la case à côté de celle bourrée une force d'environ 2 tonnes. Pour relever la voie avec la machine dessus il faut appliquer la force équivalente au poids de la voie, plus la demi-machine de bourrage (Figure 5.16). A cet endroit, le ballast est remanié et il faut analyser avec attention les résultats obtenus (en particulier la portance).



Figure 5.16 : Système et mesure du relevage de la voie

5.9 Programme expérimental

Le programme expérimental se répartit sur les 6 sections d'environ 5 traverses chacune, qui composent le tronçon (voir Figure 5.2 page 44). L'infrastructure compte:

- 2 sections sur fondation rigide en grave (sections 1 et 2);
- 4 sur fondation souple en limon (sections 3, 4, 5 et 6).

La partie expérimentale a été divisée en deux phases, résumées dans le schéma suivant (Figure 5.17), et correspondantes aux objectifs de la recherche. La procédure de chaque phase, et les résultats obtenus, sont détaillés dans les sections 6.1, et 6.2.

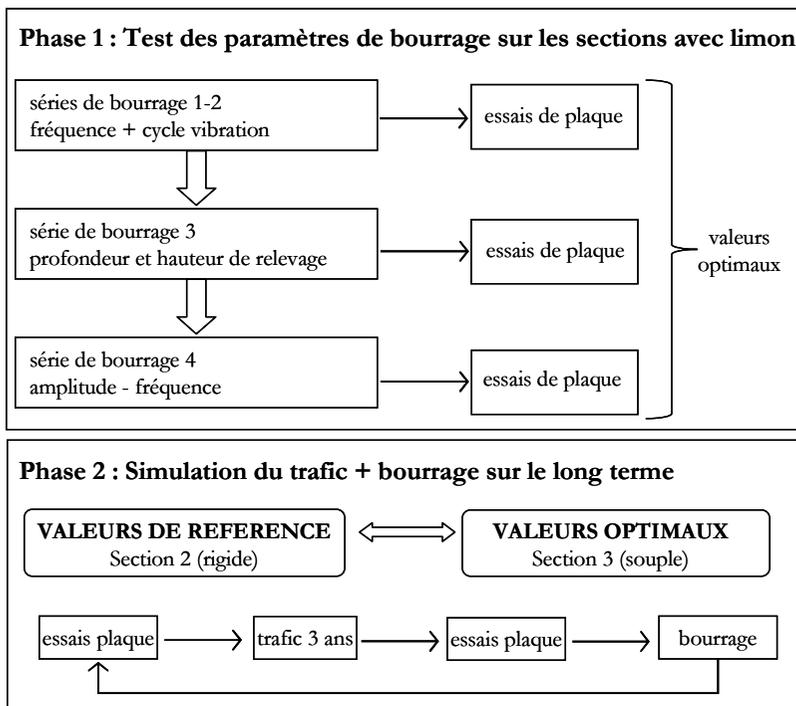


Figure 5.17 : Phases de l'expérimentation en laboratoire à échelle réelle

5.10 Synthèse

Un objectif important de cette thèse est de définir les caractéristiques d'un bourrage durable dans le temps. Les paramètres optimaux de bourrage, qui garantissent la meilleure durabilité du ballast, sont définis par les résultats à long terme. Les essais en vraie grandeur représentent une grande potentialité pour explorer le comportement des structures et de faire des nouvelles découvertes.

La halle fosse de l'EPFL permet de mener des essais de sollicitation sur les infrastructures de transport à échelle réelle, et à la simulation de solutions innovantes. L'avantage des essais en laboratoire est la possibilité de contrôler l'environnement de la structure testée, et la facilité d'installer un grand nombre de capteurs et d'acquérir des valeurs en tout moment.

Un tronçon de voie ferrée moderne, à échelle réelle, a été construit en laboratoire : ses 19 m de longueur sont repartis en 6 sections, dont deux à fondation rigide et quatre à fondation souple. La voie est équipée d'extensomètres pour la mesure des tassements du ballast et de la fondation.

Après une évaluation des paramètres caractérisant l'état mécanique du ballast in situ, la portance a été choisie comme le plus idoine pour le suivi à court et long terme des propriétés du ballast. Une adaptation de la mise en place de l'essai a été faite, pour mesurer de la portance du ballast sous la traverse, dans la zone la plus chargée. Des traverses de référence ont été percées et équipées de plaques avant leur pose.

Une machine de bourrage a été construite ad hoc pour ce projet. Nombreux paramètres sont variables, et leur enregistrement en continu permet de comprendre et évaluer le processus. Un vérin dynamique à grande capacité a été installé pour la simulation accélérée du trafic lourd, simulant l'exploitation de la voie pendant une durée de 17 à 34 ans, selon la densité de la ligne.

Le programme d'essai est reparti sur deux phases. Pendant la première phase, une analyse des paramètres de bourrage est faite, et les paramètres caractérisant le bourrage optimal sont définis. Pendant la deuxième phase, le bourrage innovant est comparé au bourrage classique, sur deux sections soumises à trafic et entretien, avec une fréquence réaliste. Ainsi, le comportement du ballast à court et long terme est évalué et les paramètres de bourrage sont validés. Une grande importance est donnée au développement des tassements dans la voie à court terme après bourrage, ainsi qu'à long terme.

6 RÉSULTATS DE L'ETUDE EXPÉRIMENTALE

6.1 Test des paramètres de bourrage sur les sections à fondation souple

L'objectif de cette étude est la comparaison de différents paramètres de bourrage sur les sections 3 à 6 où les fondations sont souples ($E \sim 80$ MPa). Il s'agit d'examiner l'impact du réglage de ces paramètres sur l'évolution de la résistance du ballast. De cette manière, il est possible de définir des paramètres optimaux.

Pour que les résultats soient comparables entre eux et compte tenu de l'effet irréversible de chaque bourrage sur le ballast, le nombre d'interventions réalisés dans cette phase est limité. Chaque paramètre est étudié en bloquant les autres à des valeurs prédéfinies.

Les variables étudiées sont, dans l'ordre :

- les séquences de fréquence de vibration : 4 valeurs ;
- la hauteur de relevage du rail : 2 valeurs ;
- la profondeur de plongée des pioches : 2 valeurs ;
- l'amplitude de vibration : 2 valeurs (après changement de l'excentrique).

Il y a donc au total 4 paramètres variables. Le plan factoriel obtenu par la représentation des valeurs de ces 4 paramètres comporte 32 cas ($4 \times 2 \times 2 \times 2$). Cependant, comme la longueur de la voie d'essai est limitée, une réduction du nombre de variables est nécessaire. Ceci est possible en combinant des paramètres dont l'effet est corrélé, notamment la profondeur de plongée avec la hauteur de relevage du rail. Ces deux paramètres influencent ensemble le nombre de particules mobilisées.

Ces paramètres ont été choisis, car ils ont une influence directe sur le résultat du bourrage (cf. 5.7), et en particulier par rapport à leur impact sur le compactage du ballast. La fréquence et l'amplitude des vibrations sont responsables du régime comportemental du ballast pendant le bourrage. La hauteur de relevage et la profondeur de plongée définissent l'espace disponible pour la réorganisation des particules, et le nombre de particules concernées.

D'autres paramètres de bourrage sont enregistrés, mais ne sont pas considérés dans l'étude comparative:

- le temps de fermeture;
- la force de plongée;
- la force de fermeture des pioches;
- la vitesse de plongée et de fermeture des pioches.

Ces paramètres sont exclus pour des raisons différentes.

Le temps de fermeture est lié à la durée du cycle et au rendement des machines: il est fixé par les gestionnaires de l'exploitation de chaque pays, sur la base de critères différentes. Dans le cadre de ce projet, il a été fixé à 1.5 s, valeur qui nous permet de conclure le mouvement de fermeture des pioches avant leur extraction.

La force et la vitesse de plongée sont des paramètres fixés par le constructeur. La force peut être amortie par le ballast entre les traverses, en fonction de son état de compacité.

La force et la distance de fermeture, sont également fixées par le constructeur. Néanmoins, pour une machine de bourrage avec fermeture hydraulique, il peut s'avérer que la fermeture complète

des pioches ne soit pas atteinte. Ceci peut être dû à deux causes : soit le temps de fermeture programmé est insuffisant, soit la résistance du ballast in situ, combinée à une faible hauteur de relevage, empêche la fermeture complète.

A la fin de chaque série d'essais, la valeur optimale de chaque paramètre est définie par la comparaison entre les résultats des essais de plaque, réalisés sur les deux traverses de chaque section après le bourrage.

Tableau 6.1 : Combinaison des paramètres testés dans la phase I

BOURRAGES SUBIS	PARAMÈTRE TESTÉ SUR LES SECTIONS
0	essais de plaque
Séquences de fréquence	
1	essais de plaque
Séquences de fréquence	
2	essais de plaque
Profondeur de plongée & hauteur de relevage	
3	essais de plaque
Amplitude (sections 4-5) Pose de la voie pendant ouverture (section 6)	
4	essais de plaque

Nous avons évité l'influence d'une assignation de section aux paramètres, pour réduire l'influence de ce choix sur les résultats. Le Tableau 6.1 et la Figure 6.1 synthétisent le déroulement de la phase I sur les quatre sections à fondation souple.

Pour le test couplé de la profondeur de bourrage et de la hauteur de relevage, différentes combinaisons des paramètres aux deux traverses de la même section ont été appliquées. Ce choix a permis de rendre les résultats indépendants de l'historique des bourrages.

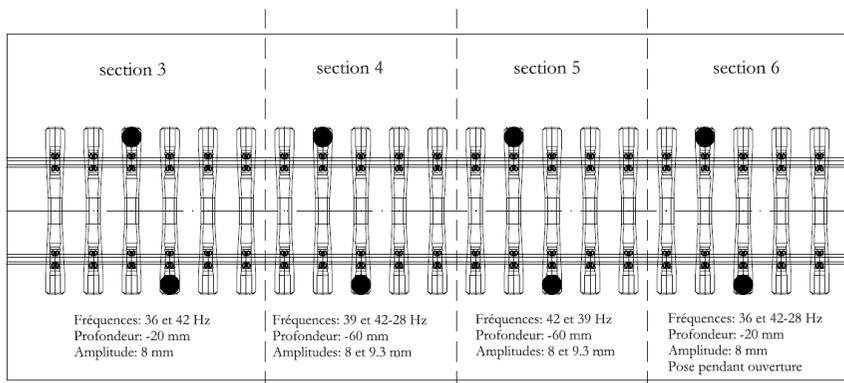


Figure 6.1 : Situation des sections soumises aux tests sur les paramètres de bourrage

6.1.1 Résultats des essais sur la fréquence

L'effet de la fréquence constitue le paramètre prioritaire du bourrage et ses effets sur le ballast sont les plus importants. Ce paramètre a donc été étudié en premier.

Les résultats de (Fischer 1983) (Figure 2.1, page 5) montrent qu'à 35 Hz le ballast se trouve encore à l'état rigide, et l'optimum est à chercher entre 35 et 50Hz. Plus récemment, les résultats d'une simulation numérique (Azéma 2007) montrent l'intérêt de tester des fréquences variables pendant les phases du bourrage, pour optimiser la densité du ballast. Les cas suivants ont été retenus (Tableau 6.2) :

Tableau 6.2 : Fréquences testées et leur variation

SÉQUENCE DE FRÉQUENCE	PLONGÉE	FERMETURE	OUVERTURE - REMONTÉE
1		36 Hz	
2		39 Hz	
3		42 Hz	
4	42 Hz	42 Hz	28 Hz

Les quatre séquences de fréquence ont été appliquées sur les 8 traverses d'essais des sections 3 à 6. L'amplitude de vibration, de référence, est de 8 mm au bout de pioche. L'influence de la fréquence sur la portance du ballast a été évaluée par essai de plaque. Ensuite, un deuxième test a été effectué lors duquel les quatre fréquences ont été assignées dans un ordre différent aux quatre mêmes sections.

Les résultats sont présentés sur la Figure 6.2. Ils sont classés en valeurs croissants et montrent une grande dispersion de valeurs de portance, autant à long terme (Ev2) que à court terme (Ev1).

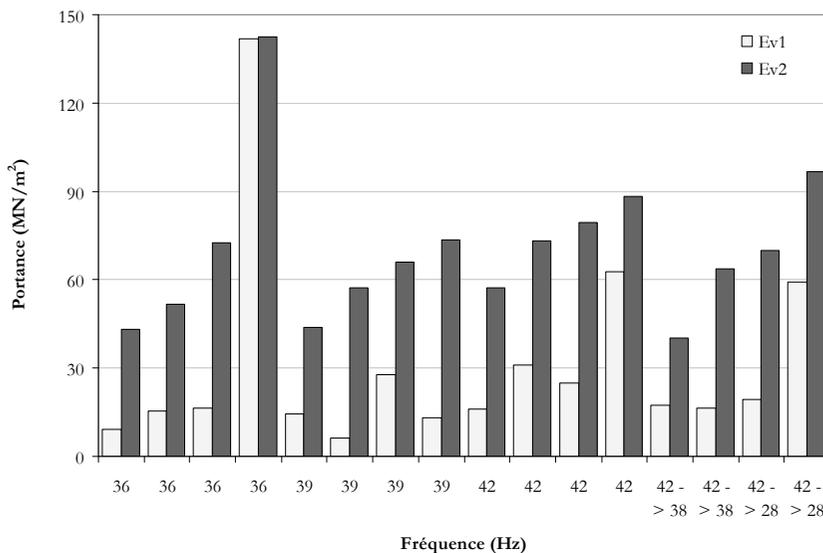


Figure 6.2 : Résultat de l'essai de plaque après les essais de bourrage selon la fréquence

Une analyse des valeurs moyennes et de leur distribution montre qu'une fréquence de 42 Hz est celle qui garantit sur l'ensemble des essais la meilleure portance.

Les valeurs élevées de portance, obtenus pour la section 3 suite au bourrage à 36 Hz, sont dus à une erreur de mesure plutôt qu'aux effets du bourrage. Les déplacements anomaux du capteur LVDT, remarqués pendant ce test, étaient dus à une mauvaise mise en place du vérin sur la tige.

Un autre moyen de comparer les portances, est d'évaluer l'amélioration de portance avec le bourrage. Cette variation, exprimée en pourcentage, se calcule en fonctions des modules Ev1 et Ev2 mesurés lors des essais de plaque avant et après le bourrage :

$$\frac{Ev(\text{après}) - Ev(\text{avant})}{Ev(\text{avant})} (\%)$$

La comparaison des valeurs de portance avant et après les bourrages montrent qu'une fréquence de 36 Hz, et la fréquence combinée de 42-38 Hz apporte, en général, une diminution de la portance. A contrario, une fréquence de 42 Hz apporte une augmentation de la portance

L'incrément moyen de la portance à court terme (Ev1) est de 25%, tandis que l'incrément de la portance à long terme (Ev2) est de 34% (Figure 6.3) par une fréquence de 42 Hz.

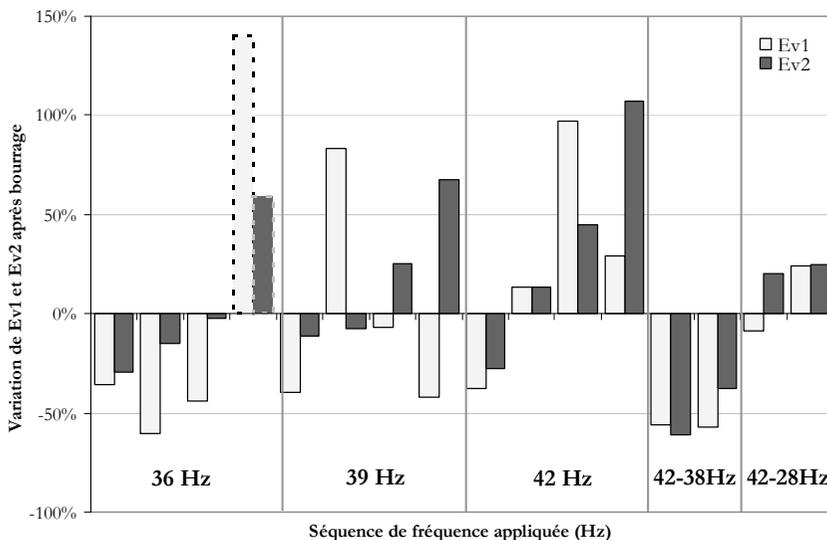


Figure 6.3 : Variation de la portance du ballast pendant le bourrage, selon la fréquence

Le ratio Ev2/Ev1 représente l'instabilité de la portance dans le temps. Pour une valeur d'Ev2 constante, un module Ev1 élevé fait diminuer le rapport Ev2/Ev1, impliquant une portance stable dans le temps. Cela explique des tassements après bourrage de moindre importance. La Figure 6.4 présente les valeurs moyennes, minimales et maximales de l'instabilité du bourrage. Les résultats confirment que les fréquences supérieures à 39 Hz donnent une portance plus stable dans le temps et une dispersion inférieure.

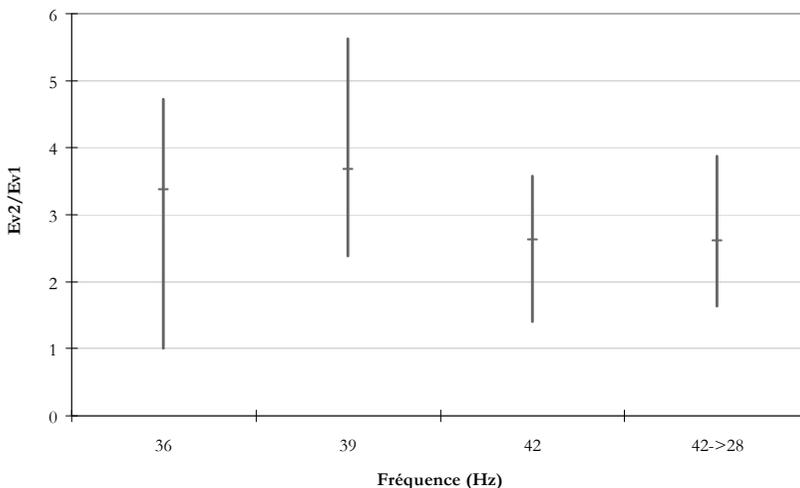


Figure 6.4 : Instabilité de la portance, dispersion et valeurs moyennes en fonction de la fréquence

Nous pouvons en conclure que, malgré une certaine dispersion des données, le bourrage peut améliorer la portance du ballast, si une fréquence adaptée y est appliquée

6.1.2 Résultats des essais sur le relevage et la profondeur

Les paramètres « profondeur de plongée et hauteur de relevage » sont combinés et testés sur les quatre sections à fondation souple, après les deux bourrages en fréquence. Pour la hauteur de relevage, deux valeurs ont été choisies: une basse et une élevée. Concernant la profondeur du taquet de pioche sous la traverse, 20 mm est la valeur habituelle, tandis que 60 mm est la profondeur maximale possible avec notre machine et l'armement utilisé (traverse en béton monobloc et rail UIC60). Avec cette configuration, les pioches brassent une quantité supérieure de ballast sous traverse. Ceci semble faciliter la réorganisation des grains pendant le bourrage et réduire la rupture des arêtes. De plus, cela permet d'obtenir une densité plus homogène après bourrage. Les quatre combinaisons de paramètres nous permettent de comprendre la cinématique optimale des grains, et la relation entre:

- Profondeur de bourrage = nombre des grains concernés par le bourrage, et
- Relevage de la voie = nouvel espace à disposition sous traverse, qui doit être rempli

La hauteur de relevage est définie par la géométrie à corriger pour chaque file de rail. Nous voulons démontrer que selon la hauteur relevage, l'espace créé peut être rempli de façon plus homogène et stable, par l'implication d'un nombre de grains plus élevé. Une profondeur de plongée élevée permet de brasser plus de grains, et pourrait garantir un bourrage plus durable, selon le niveau de relevage.

A nouveau, les attributions des différentes valeurs des paramètres pour chacune des sections ont été faites de manière aléatoire. Les quatre combinaisons de paramètres sont présentées dans le tableau et la figure suivants

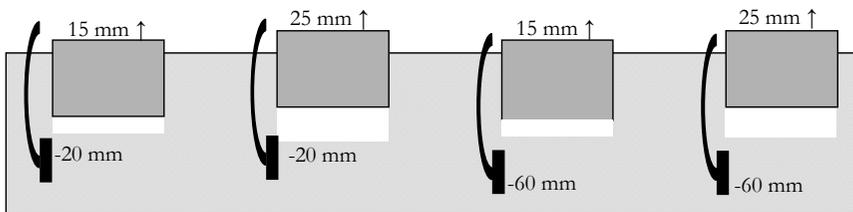


Figure 6.5 : Combinaisons de hauteurs de relevage et profondeurs de plongée

ASSIGNATION	RELEVAGE	PROFONDEUR SOUS TRAVERSE
2 traverses	15 mm	20 mm
2 traverses	25 mm	20 mm
2 traverses	15 mm	60 mm
2 traverses	25 mm	60 mm

Les essais de plaque, effectués après bourrage, montrent des valeurs du module Ev2 final d'environ 70 MPa (Figure 6.6). La hauteur de l'armement, du haut du rail (référence zéro pour la plongée) et le bas de la traverse, est de 39 cm.

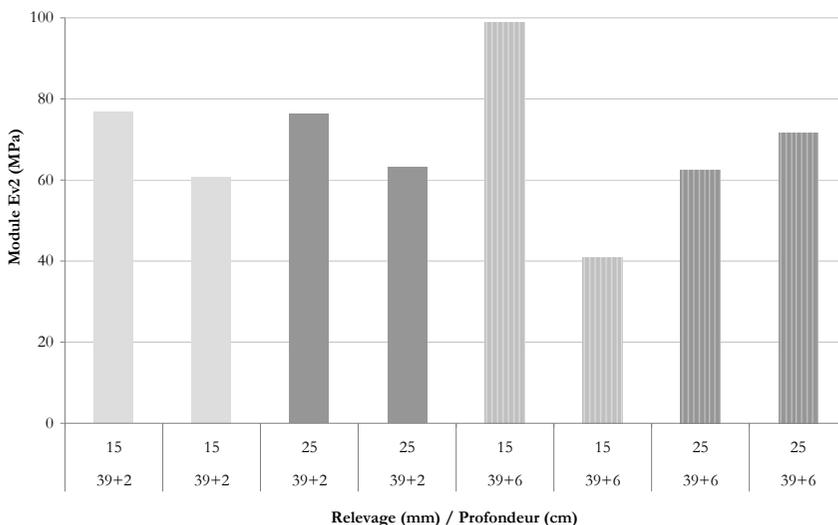


Figure 6.6 : Résultat de l'essai de plaque après les essais de hauteur de relevage-profondeur de bourrage

La variation d'Ev2 par rapport à la valeur avant bourrage montre une amélioration pour des hauteurs de relevage de 15 mm. Comme dit dans le précédent chapitre, le rapport Ev2/Ev1 montre l'instabilité de la portance dans le temps. Pour une valeur Ev2 constante, une valeur

d'Ev1 élevée abaisse le ratio $Ev2/Ev1$, et signifie que la portance restera stable dans le temps. Cela implique que les tassements après bourrage sont plus limités. Le rapport $Ev2/Ev1$ est 35% inférieur lorsque les bourrages sont exécutés à une profondeur de 60 mm sous traverse. Nous pouvons donc en conclure qu'un bourrage plus profond apporte une portance plus stable dans le temps (Figure 6.7).

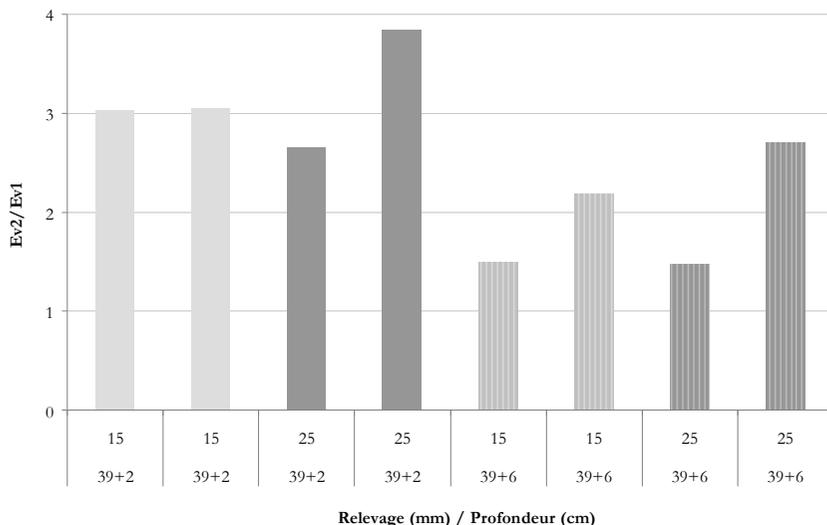


Figure 6.7 : Instabilité de la portance, en fonction du relevage et de la profondeur de bourrage

Nous tenons à préciser que ces valeurs sont issues d'un simple test paramétrique, et dont la validité doit être prouvée par essais répétés sur une voie soumise à trafic. Cela sera vérifié dans le paragraphe 6.2

6.1.3 Résultats des essais sur l'amplitude (en corrélation à la fréquence)

Comme expliqué dans le paragraphe 5.7, l'amplitude n'est pas un paramètre variable, mais il est possible de le modifier par changement d'excentrique. Ceci est possible en changeant l'arbre excentrique de chaque bras de pioche de l'unité de bourrage. Le changement a été réalisé à la fin des essais de trafic. L'amplitude de vibration est testée en combinaison avec la fréquence sur les sections ayant subi trois bourrages.

L'amplitude de vibration et la fréquence sont les paramètres essentiels qui modifient le comportement du ballast pendant le bourrage. Selon l'état du ballast, la pénétration et la fermeture des pioches peuvent être favorisées ou empêchées. De même, la correction de la géométrie peut être plus ou moins efficace. Il est important que le ballast se trouve dans le régime visqueux, pour que les grains se réorganisent sans se casser, et que la géométrie soit rétablie selon les règles de l'art. Le régime visqueux et sa frontière avec l'état liquide sont étudiés selon l'amplitude du mouvement des pioches.

Selon les résultats expérimentaux de Fischer, les deux paramètres fréquence et amplitude ont le même sens d'influence sur l'état du ballast, comme montré dans la Figure 3.1 à page 18. L'augmentation de la fréquence modifie le comportement du ballast et le fait passer du régime solide à visqueux et enfin à liquide.

L'amplitude de la vibration accélère la vitesse du changement de régime. Prenons l'amplitude de 3 mm (6 mm en bout de pioche) comme référence. Pour cette amplitude, le ballast se trouve dans un état visqueux pour une fréquence de bourrage comprise entre 35 et 50 Hz. Si l'amplitude est plus élevée, l'écart entre les limites du régime visqueux est plus faible.

D'un autre côté, les résultats de Fischer montrent que pour une amplitude d'1 mm (2 mm au bout de pioche), le ballast reste en régime solide pour n'importe quelle fréquence de bourrage située entre 10 et 80 Hz. Les régimes visqueux et liquide ne sont ainsi jamais atteints.

Le bras est fixé dans l'axe horizontal par le vérin d'ouverture-fermeture. La vibration est donnée par l'arbre excentrique, qui impose au taquet de pioche un mouvement elliptique (Figure 6.8).

Les résultats de la comparaison de fréquences (cf. 6.1.1), pour un bourrage elliptique d'une amplitude de 8 mm à la pioche montrent qu'une fréquence de 42 Hz est plus adéquate que les fréquences inférieures. L'étude montre qu'une amplitude plus élevée peut améliorer le bourrage, et mieux délimiter l'état visqueux. En fonction de la fréquence appliquée, une amplitude plus élevée comporte également un risque accru de passage à la phase liquide. Pour ces raisons, des nouveaux excentriques ont été faits fabriquer, pour tester une amplitude plus élevée.

Dans cette partie des essais, une comparaison des bourrages effectués avec des amplitudes de vibration de 8 mm et 9.3 mm à la pioche est faite. La figure suivante montre les différents mouvements de vibration à la pioche, pour les deux amplitudes. L'amplitude verticale à la pioche est le double de celle à l'excentrique, tandis que l'amplitude horizontale est augmentée proportionnellement.

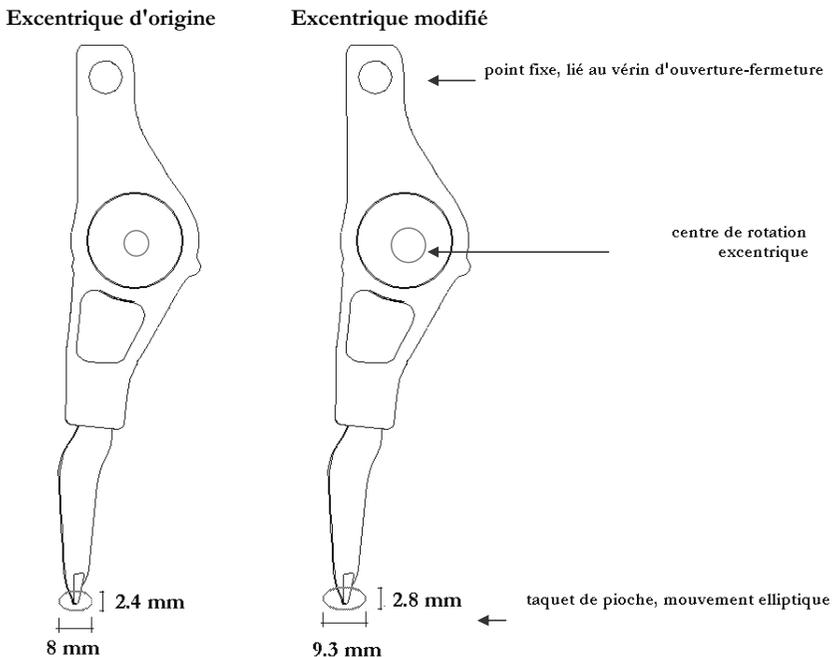


Figure 6.8 : Mouvement elliptique des pioches selon l'amplitude de l'excentrique

Nous pouvons remarquer que la portance à court et à long terme après bourrage ne subit pas des substantielles variations avec la nouvelle amplitude (cf Figure 6.9). Les valeurs moyennes du module Ev2 sont légèrement meilleures que celles obtenues, par les mêmes fréquences, avec une amplitude de 8 mm au bout de pioche. Les valeurs du module Ev1 restent stables.

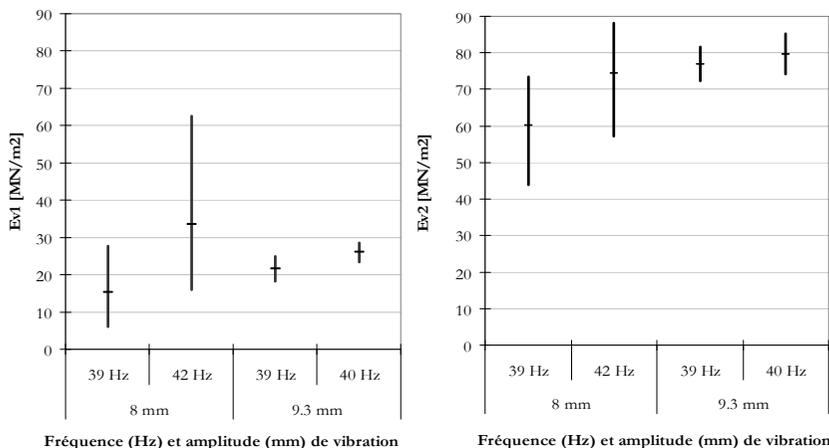


Figure 6.9 : Comparaison des valeurs de portance à court et long terme, selon la fréquence et l'amplitude

Ces valeurs de portance, mesurées après le bourrage avec amplitude modifiée, ont été comparées avec celles mesurées juste avant le quatrième bourrage. Au contraire des améliorations remarquées avec une fréquence de 39 Hz, la fréquence de 40 Hz avec la nouvelle amplitude de 9.3 mm ne semble pas avoir d'effet significatif sur la portance (Figure 6.10).

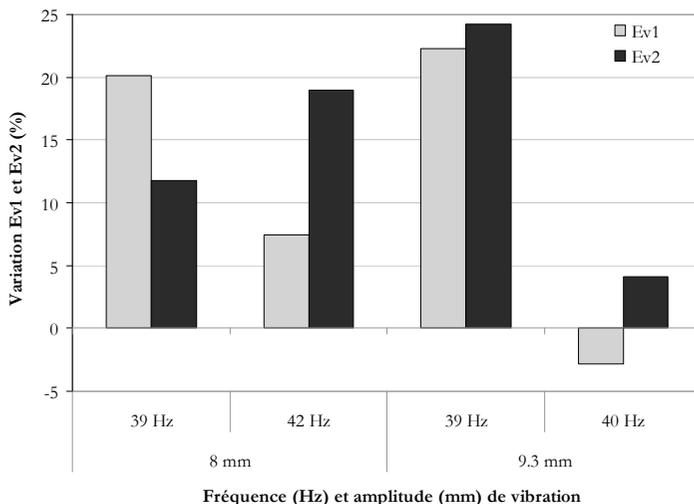


Figure 6.10 : Amélioration de la portance avec le bourrage, selon la fréquence et l'amplitude

Le ratio $Ev2/Ev1$ (Figure 6.11) montre que la portance est plus instable à 39 Hz, pour les deux amplitudes. Cependant, vue la variabilité très différente des valeurs mesurées avec les deux amplitudes, nous ne pouvons pas tirer de conclusions plus certaines.

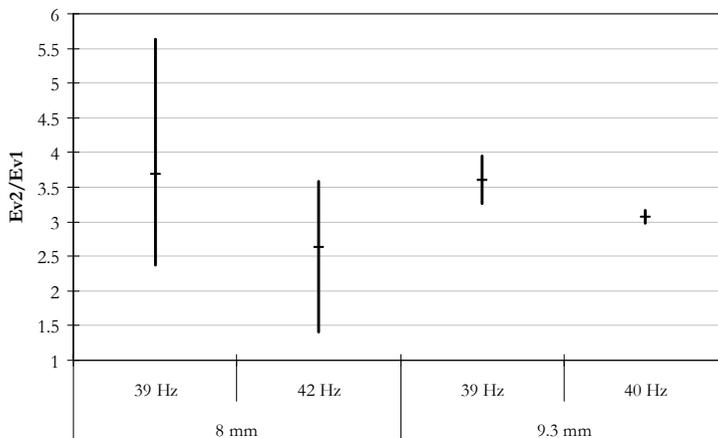


Figure 6.11 : Instabilité de la portance, en fonction de l'amplitude et de la fréquence des vibrations

Pendant les bourrages avec amplitude modifiée, une plongée plus aisée des pioches dans le ballast a été constatée. Une fermeture plus complète des pioches a aussi été mesurée. En moyenne, avec la nouvelle amplitude de 9.3 mm, des résultats bien meilleurs qu'avec l'amplitude de 8 mm ont été obtenus. Ceci n'est pas dû au mouvement amplifié de la pioche, car le capteur laser de mesure de la fermeture est situé en correspondance du vérin d'ouverture – fermeture, qui en principe, ne vibre pas. Nous pouvons donc conclure qu'un ballast en état visqueux, proche de l'état liquide, facilite le mouvement des pioches. Cet état, proche de l'état liquide, permet de limiter les dommages aux grains grâce à la plus faible quantité d'énergie utilisée pour les réarranger.

Pour mieux comprendre l'état du ballast à hautes amplitude et fréquence, des plongées manuelles de longue durée ont été faites sur du ballast non remanié, sans réaliser d'essai de plaque. Les résultats montrent que la combinaison 40 Hz avec 9.3 mm d'amplitude amène un très léger abaissement de la voie (presque 5 mm après 1 minute de plongée). Ce phénomène, accompagné d'une légère migration du ballast vers les extrémités des traverses, indique la frontière avec l'état liquide.

Nous pouvons donc conclure que, pour une amplitude de 9.3 mm, l'état liquide du ballast commence autour de 40-41 Hz. Pour une amplitude de 8 mm la frontière entre l'état visqueux et l'état liquide se situe autour des 45 Hz. Les particules de ballast se trouvent encore dans un régime visqueux, aux amplitudes données, pour des fréquences inférieures à ces limites. Dans cet état, la correction de la géométrie est faite de manière optimale pour le ballast.

Les vidéos prises pendant ces séries de bourrages manuels montrent que le ballast autour de la pioche est englouti pendant les premiers seconds de bourrage, selon une forme d'entonnoir. Ensuite, il n'y a plus aucune variation de la hauteur et le ballast est compacté par les pioches vibrantes.

Ces résultats sont basés sur un nombre peu important d'essais pour ne pas compromettre l'état du ballast. Une validation à plus grande échelle et combiné avec du trafic serait nécessaire pour vérifier la performance de ce bourrage prometteur.

6.1.4 Constatations générales pendant le bourrage

Fréquence variable

Une tentative de modifier le cycle de bourrage a été élaboré. L'idée consistait à considérer le ballast plus compact et moins dégradé après bourrage si la pénétration des pioches se fait à haute fréquence et le serrage et la remontée à plus faible fréquence. Ainsi le matériau serait dans un état visqueux avant de se stabiliser à l'état solide en fin du cycle. Cette idée es issue des conclusions de l'étude numérique de (Azéma 2007)

Les machines de bourrage présentent en général une certaine inertie lorsque des variations rapides de fréquence lui sont imposées. Un temps de fermeture d' 1,5 seconde, quoique supérieur à la moyenne appliquée in situ, est trop limité pour permettre au moteur deux variations de fréquence dans le même cycle de bourrage. L'idée de diminuer la fréquence pendant la fermeture des pioches puis de la re-augmenter pendant la sortie des pioches a donc dû être écartée.

Nous avons pu finalement tester le bourrage avec des coupures de fréquence pendant la phase d'ouverture et de remontée de pioches. C'est durant cette phase que le ballast se densifie. Cependant, pendant les premiers essais nous avons eu des difficultés à diminuer la fréquence, qui n'est descendue qu'à 38 Hz selon les mesures. Pour cette raison, seules 2 mesures sur les 4 ont été réalisées avec des coupures de la fréquence.

Effet du ballast sur la fréquence

Nous avons observé que pendant la fermeture, la fréquence de vibration est amortie par le ballast. Les fréquences de 42 Hz, 39 Hz et 36 Hz dans l'air chutent à 40.5 Hz, 37.5 Hz et 34.5 Hz dès que les pioches entrent dans le ballast .

Hauteur de relevage

Comme affirmé par les utilisateurs des bourreuses sur les voies, la hauteur de relevage doit inclure un petit surplus, qui est compensé lors de la pose de la voie. Dans nos essais nous avons pu constater qu'effectivement une partie de la hauteur de relevage imposée est perdue immédiatement, à la pose de la voie après bourrage. Cet effet a été remarqué pour toutes les fréquences utilisées. En moyenne, les valeurs suivantes ont été obtenues :

- Pour un relevage de 25 mm, 12.3 mm sont obtenus lors de la pose de la voie après bourrage;
- Pour un relevage de 15 mm, 5.6 mm sont obtenus après le bourrage.

La perte du relevage initial représente 50-63%, mais elle est normalement compensée dans les chantiers d'entretien, par l'ajout d'une marge.

État du ballast

L'état de la surface du ballast a été pris en photo avant et après chaque bourrage, comme en Figure 6.12. Des vidéos des bourrages ont aussi été réalisées pour collecter un maximum d'informations sur la cinématique des grains de ballast.

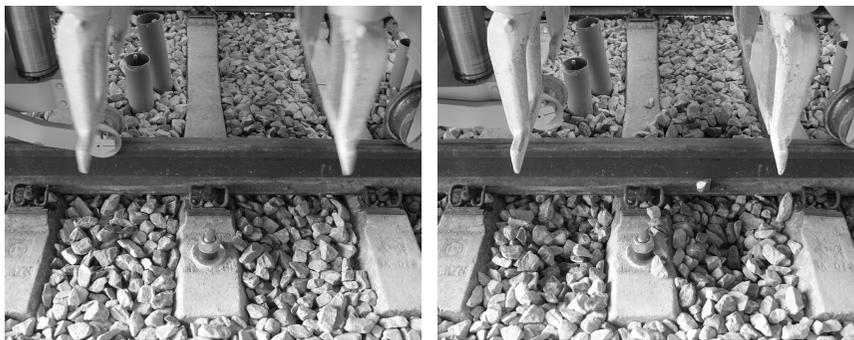


Figure 6.12 : Surface du ballast avant et après le bourrage (formation de l'entonnoir)

Constatations sur la plongée des pioches

Les phénomènes suivants ont été constatés:

La plongée des pioches engendre des trous dans le ballast. Les grains entre deux traverses se déplacent pour laisser place aux pioches, puis suivent le mouvement de fermeture. Une fréquence de 36 Hz est insuffisante pour permettre une bonne pénétration des pioches. Des particules sont propulsées par l'impact avec les pioches jusqu'à 1 m de distance. La plongée à 36 Hz engendre également plus de poussière que pour les autres fréquences.

La profondeur de plongée a été réglée en début de chaque série de bourrage en fréquence, et pour les bourrages en profondeur. Par contre, deux des quatre plongées faites à 36 Hz n'ont pas réussi à atteindre la profondeur programmée. La profondeur maximale atteinte correspond à la

base de la traverse, presque 3 cm en dessus du niveau minimal de bourrage. Ça signifie qu'en lieu de bourrer le ballast, les pioches ont cassé les particules contre la traverse. Ces plongées faisaient partie de deux séries différentes, à deux sections différentes. Une fermeture moins complète que pour les autres fréquences a également été remarquée. Nous pouvons en conclure qu'à une fréquence de 36 Hz, le ballast se situe encore dans l'état solide. Des forces plus importantes sont nécessaires pour garantir la plongée et la fermeture des pioches. A cette fréquence, la durabilité du ballast après les opérations de correction de la géométrie n'est sans doute plus garantie.

Constatations sur la fermeture des pioches

La fermeture des pioches engendre le déplacement de quelques grains sur la traverse bourrée. Ce phénomène a été remarqué lors de tous les essais, quelques soient les valeurs des paramètres de bourrage. La présence de grains de ballast sur une traverse après le bourrage est dangereuse sur les lignes à grande vitesse. Ces particules peuvent s'envoler sous les turbulences d'air au passage d'un train, et ainsi endommager le carénage du train ou encore abîmer la voie. Il est donc important de balayer les blocs de ballast propulsés sur les traverses après les opérations de bourrage.

Concernant la relation entre la profondeur de bourrage et la fermeture complète des pioches, nous ne remarquons aucune corrélation. La fermeture des pioches n'est pas empêchée lorsque le bourrage est fait à une profondeur importante.

6.1.5 Étude du comportement du ballast, sous "débourrage" à haute fréquence

Pour que le bourrage soit optimal, le ballast doit se trouver dans un régime visqueux, si possible très proche avec l'état liquide. Cela comporte que les forces nécessaires au réarrangement des particules sont fortement réduites, mais aussi que la pénétration des pioches est aisée. Pour mieux étudier le comportement du ballast à des fréquences comprises entre 42 Hz et 50 Hz, des bourrages à haute fréquence ont été réalisés. Les objectifs étaient de mieux situer la frontière entre l'état visqueux et l'état liquide, les effets sur la géométrie et le ballast, en poussant la machine de bourrage à la fréquence maximale permise par le constructeur. Aucun relevage n'a été imposé à la voie pendant ces essais, pour suivre le déplacement du ballast conséquent au débourrage.

Des "débourrages" manuels, à une fréquence de 45 Hz ont été effectués, par plongées consécutives, de durée comprise entre 30 secondes et une minute. Ces opérations ont été testées pendant la phase de simulation du bourrage sous trafic (cf. 6.2) avec le but de "vieillir" le ballast. Suite à la plongée des pioches, des grains de ballast sont englobés vers le bas par la vibration, puis la densité de la couche de ballast augmente grâce à la vibration. La voie se tasse graduellement jusqu'à se stabiliser à environ – 5 mm. Pendant chaque fermeture des pioches, la voie se soulève de 2 à 3 mm. Ce levage disparaît dès l'ouverture des pioches.

A la fin de ces séries de "débourrages", la voie est globalement descendue d'environ 5 mm, tandis qu'à l'extrémité de la traverse, le profil du ballast s'est soulevé d'environ 5 mm. Ce phénomène, observé après environ 3 minutes de bourrage, est dû à la lente migration des grains de ballast vers l'extérieur de la voie. On rappellera que les essais ont tous été menés sur une seule provenance de ballast. Ils sont certainement applicables à d'autres matériaux mais nous ne disposons pas de données permettant de l'affirmer.

Après le débourrage nous avons constaté un incrément de rigidité de la voie et une correction des traverses suspendues (cf. paragraphe 6.2).

6.2 Simulation du trafic et vérification du bourrage

Dans cette phase d'essai, les sections 2 et 3 sont soumises à des séries de chargement cyclique accéléré de trafic, ainsi qu'à des cycles de bourrage. La période d'essai correspond à plusieurs dizaines d'années. Cette série d'essais permet de comprendre l'évolution du comportement d'une infrastructure ferroviaire pendant sa durée de vie. Les essais ont porté sur les éléments suivants :

- le type de fondation (rigide ou souple);
- le nombre d'essieux et la charge du trafic subi le long de sa durée de vie;
- les effets des opérations bourrages sur le ballast.

Cette phase a également comme but de valider les paramètres optimaux de bourrage, définis dans la phase d'essai précédente. Les effets à long terme du bourrage sont analysés, et une comparaison des performances avec le bourrage classique est faite.

Le comportement à long terme de l'infrastructure est, *a priori*, un tassement progressif des différents éléments constituant l'infrastructure de la voie ferrée. Le suivi à long terme de ce phénomène se base sur les éléments suivants :

- la mesure de la hauteur des différents points de l'infrastructure,
- la caractérisation de la portance de l'infrastructure avant et après la simulation du trafic et le bourrage.

L'altitude de la voie et de ses couches est mesurée en valeur absolue, par nivellement au théodolite, et en valeur relative sous trafic par les mesures avec les capteurs de déplacement LVDT.

Pendant la simulation de trafic, l'acquisition des valeurs de déplacement sont effectuées périodiquement, selon le nombre de cycles cumulés. Pendant les premiers 50'000 cycles de chargement, la fréquence d'acquisition est élevée, puis elle est progressivement diminuée. Les enveloppes des tassements de la voie et ses composants sont ainsi enregistrées et traitées dans leur totalité.

Les caractéristiques du système de simulation du trafic, ainsi que de la sollicitation, ont été décrites dans le paragraphe 5.6.

6.2.1 Déroulement des essais

Concernant la vérification des paramètres de bourrage, nous avons défini un bourrage optimal, issu de la combinaison des meilleurs paramètres de bourrage testés de la phase I. Le bourrage profond est comparé au processus de référence qui correspond au bourrage de référence (cf. Tableau 6.3), réalisé avec les paramètres de Matisa. Les deux bourrages sont testés après les séries de trafic: le premier sur la section à fondation rigide et le second sur la section à fondation souple. Cette procédure permet de comparer l'effet du bourrage dans le cas réel d'une voie soumise à trafic, et ainsi d'évaluer l'efficacité à long terme des deux procédures. Les essais à longue durée ont également le but de valider les paramètres du bourrage innovant, choisis dans la première phase d'essai.

Concernant l'amplitude, nous avons maintenu la valeur de référence de 8 mm et une hauteur de relevage de 20 mm a été retenue. Cette valeur est la moyenne des hauteurs testées dans la phase précédente. Rappelons que la hauteur de relevage ne joue pas un rôle fondamental en soi et n'a pas de rapport avec la correction de la géométrie.

Les paramètres des deux bourrages sont présentés dans le tableau suivant:

Tableau 6.3 : Paramètres de bourrage appliqués aux sections sous exploitation de trafic

PARAMÈTRES DE BOURRAGE	BOURRAGE CLASSIQUE	BOURRAGE PROFOND
	Section 2 (rigide)	Section 3 (souple)
Fréquence de vibration	42 Hz	42 Hz
Hauteur de relevage	20 mm	20 mm
Profondeur de plongée, sous traverse	20 mm	60 mm
Amplitude (pas étudiée)	8 mm	8 mm

La phase expérimentale se déroule selon la procédure suivante Figure 6.13.

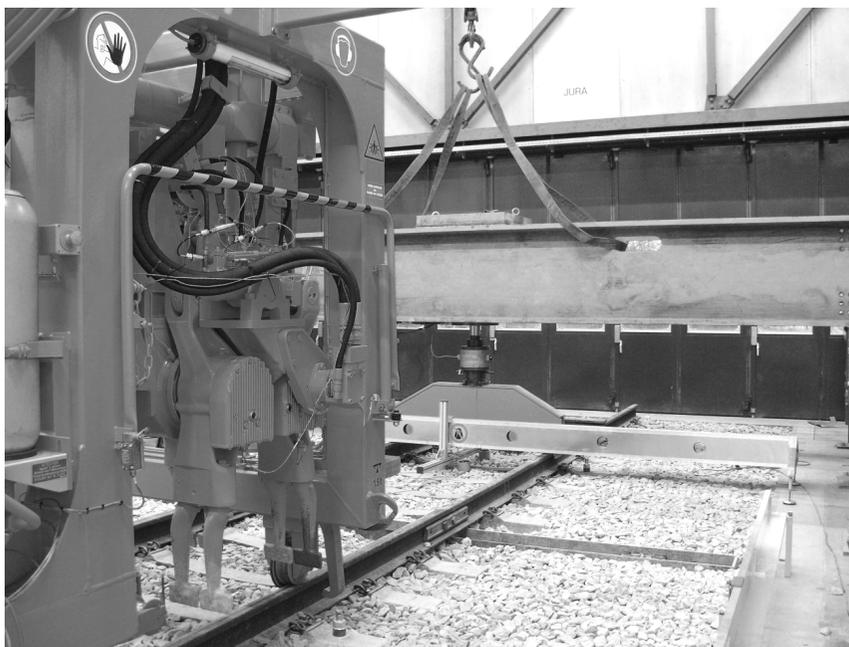


Figure 6.13 : Mise en place des essais de simulation du trafic

Mise en place

La série débute par l'essai de plaque, afin de déterminer l'état initial ou état zéro de la portance. Un premier nivellement permet de déterminer les altitudes à l'état zéro des rails et des extensomètres. Une feuille en plastique protège le ballast des éventuelles gouttes d'huile provenant du vérin. Le vérin est ensuite mis en place à l'aide du pont roulant, sur la traverse centrale de la section. Puis, il est fixé aux rails de support, à l'aide d'un système de tiges et plaques vissées. Sa tige est posée sur la poutre de répartition, qui distribue la charge sur les deux rails. Des bandes en caoutchouc et des vis permettent de serrer le vérin sur la poutre, en évitant que les

vibrations induisent des rotations sur la tige du vérin et le capteur de force. La poutre de mesure est mise en place en dessous de la poutre de répartition, pour permettre l'acquisition des déflexions de l'infrastructure aux deux côtés de la traverse chargée. Les capteurs LVDT sont posés sur les extensomètres, et fixés à la poutre de mesure.

Série de trafic

La simulation du trafic est lancée à une fréquence de charge augmentée progressivement jusqu'à 4 Hz. Pendant les premiers cycles le mouvement du vérin, de la structure portante et de la voie sont maintenus sous contrôle. A 200 cycles, la première acquisition des déflexions de la voie est lancée. Après le passage de 10'000 essieux, le vérin est arrêté et un nivellement est effectué. Jusqu'à environ 2 millions de cycles, plusieurs acquisitions de données et des nivellements sont régulièrement effectués. Le vérin est ensuite libéré et déplacé à une distance de 5 m environ. Les capteurs LVDT sont retirés pour éviter qu'ils s'abîment pendant le déplacement de la poutre de mesure. Les poutres sont ensuite déplacées et la voie est libre pour effectuer un nivellement.

Bourrage

La machine de bourrage est déplacée à l'emplacement de la traverse chargée, et l'essai de plaque est effectué. Ensuite, la bourreuse réalise le bourrage sur les deux côtés de la traverse. Après le bourrage, un autre essai de plaque est effectué.

La procédure est répétée plusieurs fois.

Le Tableau 6.4 résume le programme des essais sur les sections 2 et 3.

Tableau 6.4 : Programme de simulation du trafic et bourrage sr les sections 2 et 3, et notations

SECTION À FONDATION RIGIDE	S2	SECTION À FONDATION SOUPLE	S3
Essai de plaque	0	Essai de plaque	0
Trafic: 2·10⁶ cycles (~3 ans)	Série 1	Trafic: 2·10 ⁶ cycles (~3 ans)	Série 1
Essai de plaque	1a	Essai de plaque	1a
Bourrage (de référence)	B1-2	Bourrage (innovant)	B1-2
Essai de plaque	1b	Essai de plaque	1b
Trafic: 2·10 ⁶ cycles (~3 ans)	Série 2	Trafic: 2·10 ⁶ cycles (~3 ans)	Série 2
Essai de plaque	2a	Essai de plaque	2a
Bourrage (de référence)	B2-3	Bourrage (innovant)	B2-3
Essai de plaque	2b	Essai de plaque	2b
Trafic: 2·10 ⁶ cycles (~3 ans)	Série 3	Trafic: 2·10 ⁶ cycles (~3 ans)	Série 3
Essai de plaque	3a	Essai de plaque	3a
Vieillessement mécanique du ballast		Vieillessement mécanique du ballast	
Bourrage (de référence)	B3-4	Bourrage (innovant)	B3-4
Essai de plaque	3b	Essai de plaque	3b
Trafic: 2·10 ⁶ cycles (~3 ans)	Série 4	Trafic: 1·10 ⁶ cycles (~1.5 ans)	Série 4
Essai de plaque	4a		
Bourrage (de référence)	B4-5		
Essai de plaque	4b		
Trafic: 1·10 ⁶ cycles (~1.5 ans)	Série 5		

6.2.2 Résultats pour la section à fondation rigide (S2)

Sur cette section, quatre séries de trafic avaient été initialement prévues, dont deux sur du ballast neuf et deux sur du ballast vieilli. Toutefois, à cause d'un incident avec le vérin en début du chargement, la première série de trafic n'a pas pu être exploitée. En effet, au milieu de la première série de trafic, une fixation du vérin a cassé sous la charge dynamique de traction. En conséquence, pour assurer la sécurité jusqu'à la fin des essais, tout le support du vérin a dû être réparé ou renforcé. Pendant cette phase, le système de mesure en continu a dû être déplacé. En conséquence de ces problèmes, nous ne disposons pas d'une série de mesures exploitables, relatives à cette première série de trafic. Seuls les résultats à partir de la deuxième série ont été exploités. Pour compenser cela, une série de trafic supplémentaire avant le vieillissement mécanique du ballast a été effectué.

Sur la section à infrastructure rigide, des mesures périodiques du déplacement ont été réalisées pendant le chargement cyclique. Les capteurs de déplacement LVDT ont été positionnés aux points suivants:

- au centre de la traverse chargée (LVDT0),
- sur l'extensomètre relatif à la base du ballast, situé à 10 cm de l'axe de la voie (LVDT1),
- sur l'extensomètre relatif à l'infrastructure, situé à une profondeur de 40 cm sous la base du ballast (LVDT2),
- sur l'extensomètre relatif à l'infrastructure, situé à une profondeur de 80 cm sous la base du ballast (LVDT3).

Sur la section à infrastructure rigide, le bourrage de référence, avec une profondeur de 20 mm sous traverse, est effectué.

La Figure 2.1 montre la mise en place des essais de trafic sur la section 2, et du système de mesure. Les tassements des fondations seront présentés dans le paragraphe 6.2.4



Figure 6.14 : Setup des essais de trafic sur la section à infrastructure rigide

Les déflexions ont été enregistrées périodiquement, pour chaque série de trafic, entre 200 cycles et 2'000'000 cycles (cf. Annexe 5 : cycles d'acquisitions, sections 2 et 3) La première comparaison entre les tassements a été réalisée à partir de la première valeur de tassement enregistrée, à environ 200 cycles. Les acquisitions des déplacements montrent une stabilisation du tassement avec le trafic. Une diminution graduelle du tassement avec les cycles (Figure 6.15) a été constatée.

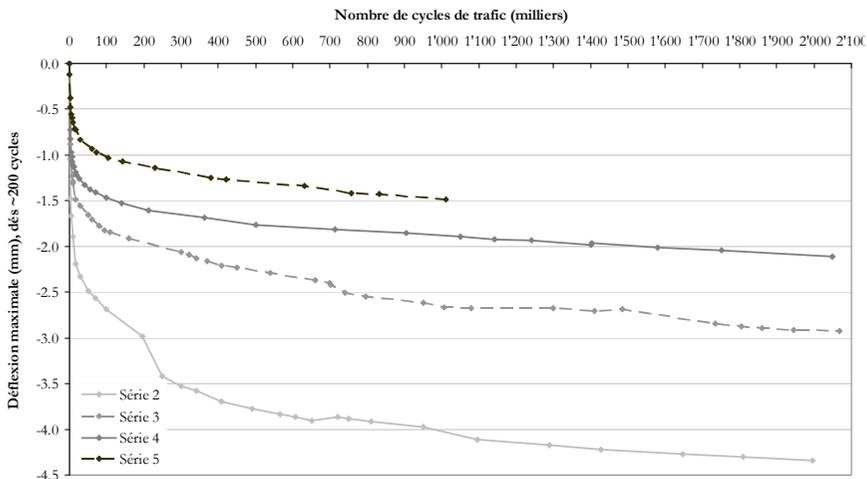


Figure 6.15 : Comparaison des tassements de la voie sur la section à infrastructure rigide, entre 200 et 2'000'000 cycles

Pendant les premières séries de trafic, les tassements sont encore influencés par la qualité initiale de la mise en place du ballast. Ensuite, le trafic et les bourrages compactent le ballast et les tassements deviennent très réguliers.

La figure suivante présente les cycles de charge-déplacement de la voie, en début de la deuxième série de charge. Les axes ont été inversés pour mettre en évidence les déformations irréversibles relatives à chaque cycle. Elles sont bien évidentes en début du chargement: en Figure 6.16 la courbe se déplace à chaque cycle, vers la droite: ce déplacement représente le tassement cyclique irréversible de la voie. Dans l'Annexe 6 : , les courbes d'évolution charge-déplacement avec le trafic cumulé et pour chaque série de trafic, sont données. Chaque courbe de charge - décharge s'effectue en 0.25 secondes.

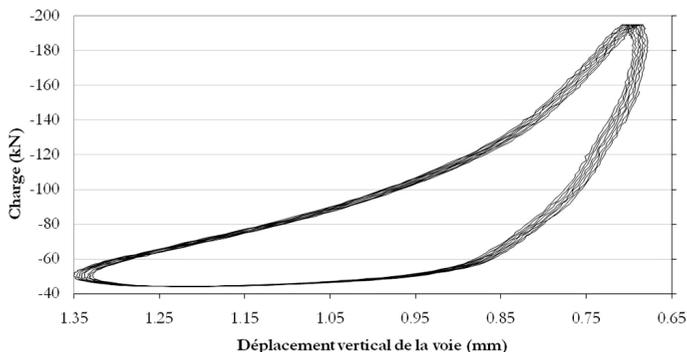


Figure 6.16 : Courbe charge-déplacement de la voie sous trafic, à 200 cycles

Le vieillissement mécanique du ballast à haute fréquence, effectué après la troisième série de trafic, contribue à la consolidation du ballast (cf.6.1.5). Contrairement à nos attentes, cette opération amène un compactage du ballast et une diminution du tassement à long terme. Nous n'avons donc pas réussi à vieillir le ballast, avec un bourrage prolongé à une fréquence de 45 Hz.

A partir des tassements mesurés, nous pouvons déduire les lois empiriques de tassement. La loi logarithmique est, dans ce cas, celle qui semble expliquer le mieux les résultats expérimentaux (cf. paragraphe 4.6). Les courbes de tassement relatif (dépendantes de la position initiale des capteurs LVDT) de la voie ont d'abord une pente plus prononcée, à cause de l'état initial du ballast. Puis, elles ont tendance à se stabiliser avec les séries de trafic. La loi de régression logarithmique a la forme suivante :

$$y = -0.17 \ln(x) + y_{\text{initial}}$$

où y_{initial} est la position du capteur de déplacement LVDT en début de la série de cycles de trafic (pour $t=0$).

Pour obtenir l'historique complet du déplacement de la voie, incluant les relevages sous bourrage et les tassements pendant les premiers 100 cycles, il est nécessaire d'intégrer les hauteurs absolues de la voie. Ces hauteurs ont été mesurées avec le théodolite aux tassements relatifs, acquis par les capteurs de déplacement. Il faut considérer que ces deux mesures n'ont pas la même précision, car les unités de mesure sont différentes.

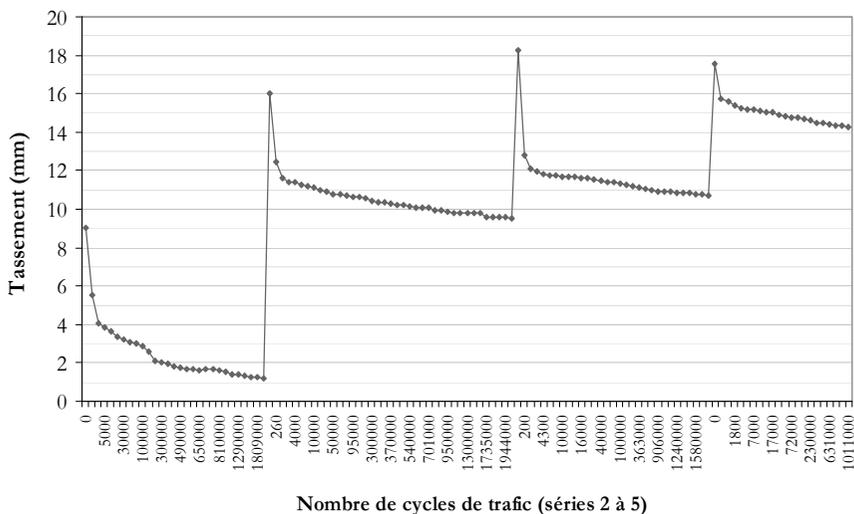
Les hauteurs absolues sont mesurées sur la voie déchargée, et la précision de mesure est de ± 1 mm. Sous charge de trafic variable entre 22 kN et 215 kN, l'acquisition des positions des capteurs LVDT est faite sur une période de 2 secondes chaque 2'000 cycles. La précision des capteurs LVDT est de 0,01 mm. Le couplage des deux mesures peut introduire une erreur d'1 mm à la mesure des tassements globaux, qui sont de l'ordre de 1.5 à 4.5 mm. Donc le risque est d'introduire une erreur jusqu'à 75% sur la déformation mesurée avec précision. Il est apparu qu'il s'agit de la seule façon d'obtenir l'historique complet du déplacement de la voie, incluant les relevages sous bourrage et les tassements pendant les premiers 100 cycles.

Les différences des tassements moyens, mesurées par les capteurs LVDT sur chaque série de trafic, entre 200 et 2'000'000 cycles peuvent être calculées. Puis, la différence de hauteur des deux rails, entre le nivellement en début et à la fin de chaque série de trafic, est calculée. La moyenne des deux rails fournit le tassement moyen de la voie. Par différence entre le tassement total mesuré au théodolite, et le tassement total mesuré par LVDT, le tassement pendant les premiers 200 cycles de trafic sont calculés.

De la même manière, en incluant la hauteur de la voie avant et après le bourrage, nous obtenons le tassement absolu cumulé sur la voie après la circulation totale de 7 millions d'essieux à 20 tonnes, c. à d sur l'ensemble des séries de trafic (Figure 6.17). Ceci représente jusqu'à 13 ans de trafic sur une ligne principale suisse où le trafic journalier dépasse les 30'000 TBC⁶. Ces résultats sont comparables aux courbes de tassement de la voie étudiées par le Prof. Peter Veit à l'université de Graz.

Après la période de vie simulée, la voie est globalement remontée de 5 mm, suite aux bourrages. Dans le cas de tronçons exploités et entretenus, les voies ont tendance à remonter. En effet, les tassements dus au trafic ne compensent pas le relevage dû au bourrage.

Un vieillissement du ballast a été réalisé par débouillage à 45 Hz pendant quelques minutes après la troisième série de trafic (deuxième en Figure 6.17). Le 85% du tassement de la série suivante (troisième dans la figure), apparaît à très court terme, dans les premiers 1'000 cycles de trafic. Puis, l'amplitude du tassement reste quasiment stable. Le bourrage à 45 Hz a donc accéléré le tassement, qui a eu lieu essentiellement au début de la mise en charge.



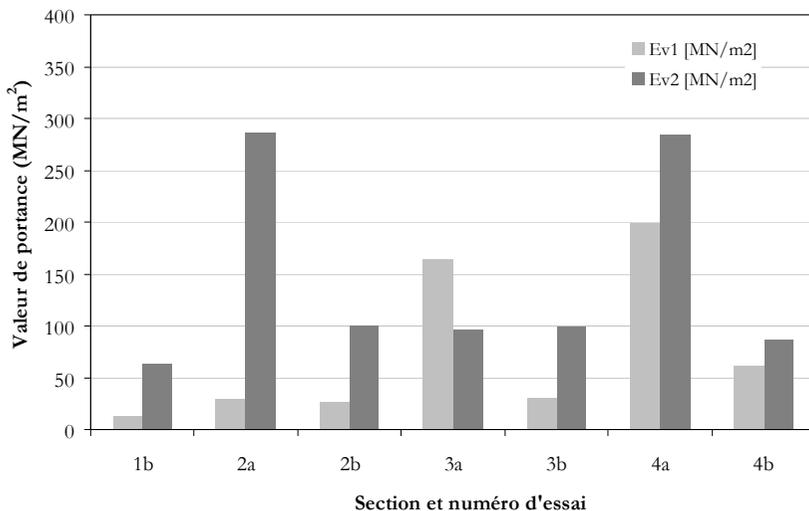


Figure 6.18 : Résultats des essais de plaque sur la section à fondation rigide, avant (a) et après bourrage (b) entre les séries de trafic⁷

Le ratio $Ev2/Ev1$ est, après bourrage, supérieur à 2.5 (Figure 6.19), ce qui dénote une instabilité de la portance dans le temps. Le trafic génère le compactage du ballast et une augmentation de la portance.

⁷ La numérotation des essais de bourrage pendant trafic est la suivante. Le chiffre indique le numéro du bourrage effectué à la fin de chaque série de trafic (et 0 est relatif à l'essai de plaque en début des essais) puis les notations a et b indiquent si l'essai de plaque a été fait avant ou après le bourrage nr...

Comme sur la section 2 nous avons invalidé la première série de trafic, l'état initial de la portance avant la deuxième série de trafic est celui après le premier bourrage (1b)

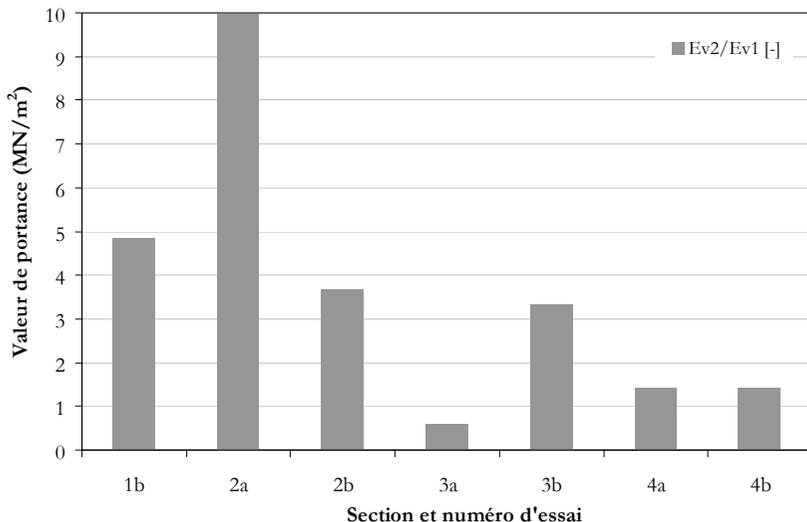


Figure 6.19 : Instabilité de la portance après trafic et bourrages sur la section à infrastructure rigide

6.2.3 Résultats pour la section à fondation souple (S3)

Sur la section 3, avec des fondations souples, les acquisitions des tassements sont effectuées:

- au centre de la traverse chargée (LVDT0),
- sur l'extensomètre placé à la base du ballast, sur l'axe de la voie (LVDT2),
- sur l'extensomètre placé à la base du ballast, situé à 10 cm de l'axe de la voie (LVDT1),
- sur l'extensomètre placé dans l'infrastructure, situé à une profondeur de 40 cm sous la base du ballast et à une distance d'1 m de la traverse chargée (LVDT3),
- sur l'extensomètre placé dans l'infrastructure, situé à une profondeur de 80 cm sous la base du ballast (LVDT4).

La Figure 6.20 montre l'ensemble des capteurs de déplacement sur la section à infrastructure souple. Sur la droite on aperçoit, dans l'ordre, le capteur à -80 cm, le capteur sur la traverse, le capteur relatif à la base du ballast et le capteur à -40 cm.

Les mouvements latéraux du ballast pendant le bourrage ont incliné le tuyau de protection de l'extensomètre relatif à la base du ballast. Dans la figure suivante, il se trouve à gauche; il présente un tuyau à rayon plus faible que les autres. L'extensomètre étant en contact avec le tuyau, les mesures n'ont pas pu être exploitées. Nous avons, par contre, pu utiliser les mesures relatives à l'autre extensomètre à la base de la couche de ballast. Les tassements des fondations seront présentés dans le paragraphe 6.2.4.

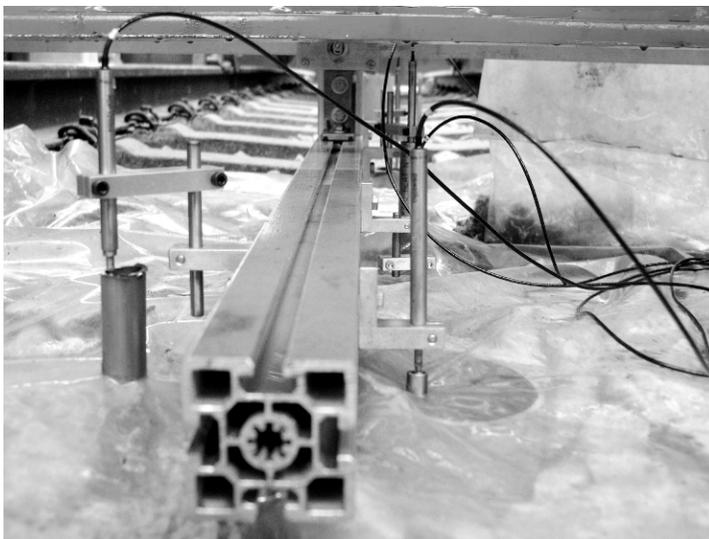


Figure 6.20 : Détail de la poutre de mesure et de la disposition des capteurs LVDT sur la section à infrastructure souple

Comme pour la section à infrastructure rigide, nous remarquons que la première série de trafic est caractérisée par un fort tassement irrégulier. Ensuite, la voie est compactée et le tassement est régulier dans le temps.

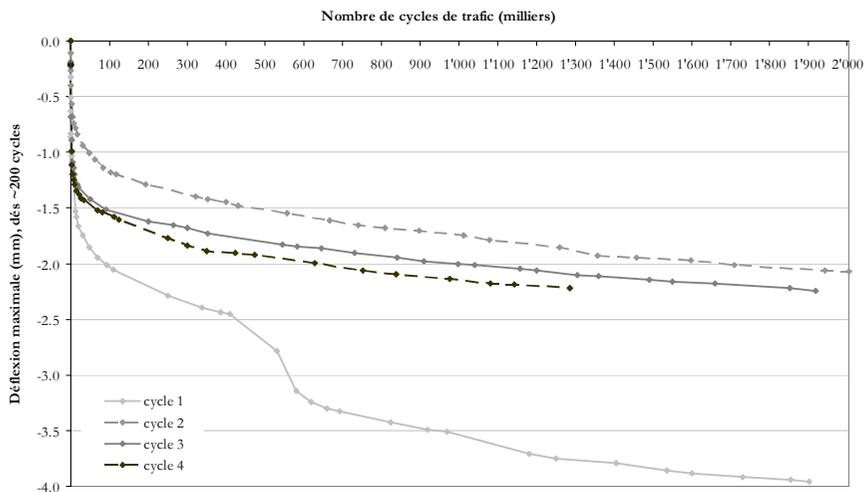


Figure 6.21 : Comparaison des tassements de la voie sur la section à infrastructure souple, entre 200 et 2'000'000 cycles

Les séries de trafic suivent une loi de régression logarithmique. La pente est plus prononcée que sur la section rigide, car le limon qui constitue la fondation souple participe au tassement.

Les tassements des séries de trafic 2, 3 et 4, obéissent toutes, avec une très bonne corrélation, à la même loi de régression:

$$y = -0.203 \ln(x) + y_{\text{initial}}$$

Cette loi qui est en accord avec la loi empirique écrite par (Shenton 1978) et celle proposée par (Ionescu et al. 1996) (cf. 4.6).

Comme pour la section précédente, les premiers cycles de charge sont caractérisés par une forte augmentation des déformations irréversibles, qui se stabilisent ensuite avec le nombre de cycles cumulés (cf. graphiques reportés dans l'Annexe 6 :)

Dans la section à infrastructure souple, après la troisième série de trafic, nous avons effectué un vieillissement mécanique du ballast par débouillage à haute fréquence (45 Hz) de quelques minutes. Comme pour la section à infrastructure rigide, nous n'avons pas remarqué des signes évidents de vieillissement à long terme.

Un grand tassement apparaît à court terme depuis la reprise du trafic à la quatrième série de trafic. Ce tassement est suivi par une croissance très faible à moyen-long terme. Comme pour la section à infrastructure rigide, cette déformation à court terme est la plus importante sur l'ensemble des séries de trafic.

Cet abaissement est contre indiqué par rapport à l'objectif primaire du bourrage qui est la correction de la géométrie. Toutefois, il a l'avantage de compacter efficacement le ballast, en réduisant fortement les déformations à long terme.

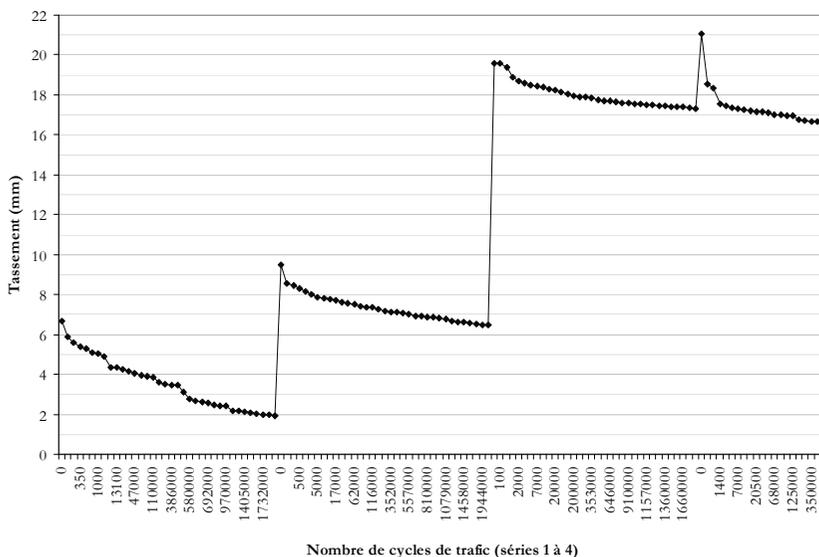


Figure 6.22 : Déplacement total absolu vertical de la voie sur la section à infrastructure souple

On pourrait envisager une telle opération lorsque le ballast commence à montrer des signes de vieillissement. Ce compactage, effectué lors des bourrages avec grand relevage, pourrait se révéler

un moyen de remettre en état un vieux ballast. Il serait intéressant de tester ce procédé sur un plus grand nombre de traverses suspendues.

Les hauteurs absolues, obtenues par nivellement en début de chaque série de trafic, et pendant les bourrages ont été intégrés aux tassements mesurés en continu par LVDT. La Figure 6.22 montre le déplacement global de la voie pendant l'ensemble des essais sur la période considérée.

Ce déplacement représente, en accéléré, le comportement d'une voie soumise à un trafic fret, sur une période globale correspondant à une dizaine d'année, sur une ligne principale de catégorie 1 en Suisse. Toutefois, cette tendance peut être étendue sur une durée plus longue puisque la courbe n'évolue plus. Pour la recherche, la simulation du trafic a été arrêtée à 2'000'000 cycles, dès que le tassement était stabilisé, et le bourrage effectué. En réalité, cette simulation correspondrait à une période de temps bien plus longue, comprenant la phase de stabilisation du tassement à long terme.

A la fin de la période de vie simulée (trafic et bourrage), la voie est globalement remontée de 8 mm. Les hauteurs de relevage imposées lors du bourrage sont, en général, plus importantes que les tassements à corriger. C'est aussi le cas dans les chantiers d'entretien de la voie.

Les essais de plaque, effectués avant et après chaque série de trafic (a) et de bourrage (b), sont exposés en Figure 6.23. Les valeurs montrent une homogénéité de la portance après bourrage, avec des valeurs moyennes d'Ev1 proches de 44 MN/m² (33% de plus que pour la section à infrastructure rigide), et d'Ev2 de 95 MN/m². Cette valeur d'Ev1, plus élevée que pour la section à infrastructure rigide, explique la diminution de tassement dans les premiers 200 cycles et à court terme. La valeur moyenne du module Ev2 est comparable à celle obtenue sur la section à infrastructure rigide (1% supérieure). Cela implique que la section souple a montré une portance supérieure à la section rigide. Cette conclusion est contraire aux attentes, car les essais de plaque conduits avant la pose du ballast ont montré la supériorité de résistance du gravier sur le limon. L'amélioration de la portance est donc dû au ballast et à son degré de compactage plus élevé. Le bourrage profond apporte des améliorations dans ce sens.

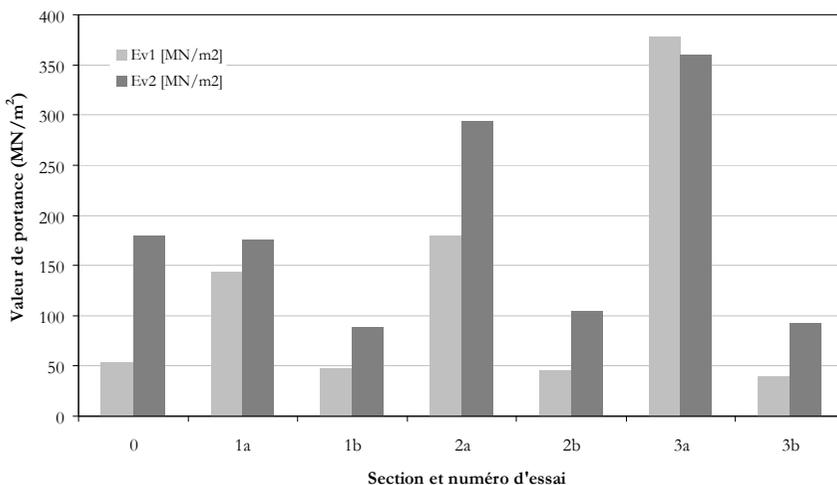


Figure 6.23 : Résultats des essais de plaque sur la section à infrastructure souple après les séries de trafic et les bourrages

Le trafic génère un tassement de la voie, et un conséquent compactage du ballast sous traverse, qui augmente la portance. Cette augmentation est progressive avec les séries de trafic, en accord avec la réduction des tassements par série de trafic. Le ratio $Ev2/Ev1$ est très homogène tout au long du temps Figure 6.24. Sauf au début des essais, le ratio est inférieur à 2,5, ce qui implique un équilibre optimal entre la portance à court et à long terme, ainsi qu'une très bonne stabilité dans le temps. De plus, cette valeur est très peu perturbée par les processus de bourrage, réalisés à une profondeur de 6 cm sous la traverse. La variation moyenne est de l'ordre de 7%.

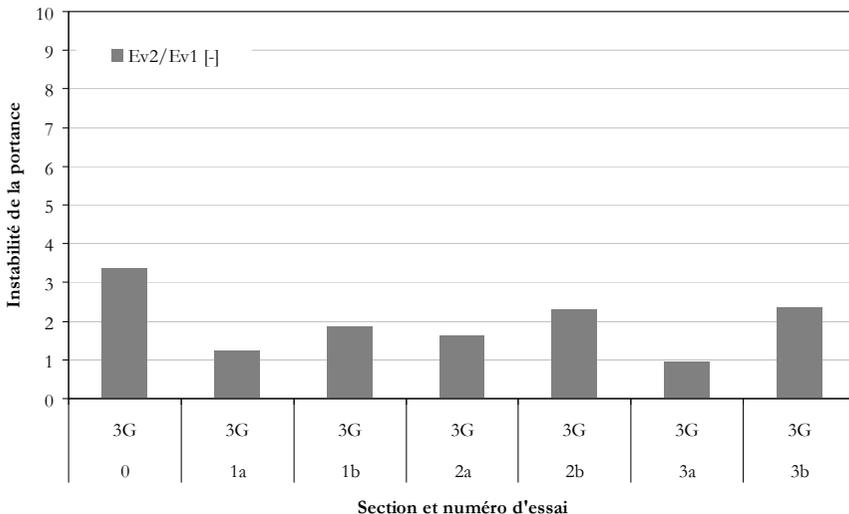


Figure 6.24 : Instabilité de la portance après trafic et bourrages sur la section à infrastructure souple

Nous pouvons en conclure que le bourrage profond augmente les performances du ballast, en limitant les tassements de la voie à court terme. Cette amélioration peut être expliquée par le fait qu'un plus grand nombre de grains de ballast est mobilisé. Un bourrage mobilise le ballast sur une surface de ballast équivalente au produit de la profondeur de plongée par la largeur transversale de la traverse (30 cm). Le bourrage classique mobilise le ballast sur une surface de 60 cm^2 , tandis que le bourrage profond mobilise une section de 180 cm^2 , donc un volume de ballast triple. La taille moyenne d'un grain de ballast est de 4 cm environ, qui est supérieur à la hauteur moyenne de relevage. En mobilisant un volume supérieur de ballast, le ballast profond permet d'homogénéiser le compactage du ballast sous traverse, et d'améliorer ses performances mécaniques.

Les résultats montrent aussi que le débouillage à 45 Hz, effectué après la troisième série de trafic, comporte des valeurs de portance comparables aux bourrages. Nous pouvons déduire que le débouillage n'a pas dégradé les propriétés du ballast, comme nous nous attendions. Cela implique que, l'état liquide favorise la réorganisation des particules sans abrasion, car l'énergie de déplacement des grains est plus faible. En conséquence, les arêtes du ballast ne se cassent moins. D'autre côté, cette fréquence ne favorise pas la correction de la géométrie, car elle provoque un abaissement léger du niveau de la voie.

6.2.4 Déformations permanentes des couches de fondation

Pendant toute la durée du trafic, nous avons mesuré les tassements dans les fondations, à la base du ballast, ainsi qu'aux profondeurs de 40 cm et de 80 cm.

Dans la section à fondation rigide, l'infrastructure a subi un tassement de seulement 0.6 mm sur toute la durée du trafic. Pendant les premières séries de trafic, seule la partie supérieure s'est déformée, puis les déformations se sont étendues graduellement dans la partie en profondeur. Globalement, le tassement de l'infrastructure rigide représente moins de 2.4% du total mesuré sur la voie (Figure 6.25).

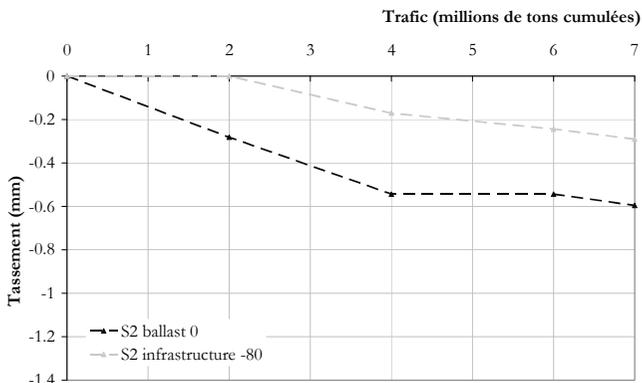


Figure 6.25 : Tassements cumulés dans la section à infrastructure rigide, pendant la simulation du trafic

Les tassements cumulés dans la section à fondation souple sont, comme prévus, plus importants. L'amplitude de la déformation de l'infrastructure en limon est deux fois plus importante sur la même période d'analyse. Contrairement à l'infrastructure rigide, le tassement est concentré sur la partie supérieure de la fondation et représente le 80% du total. La partie en dessous de 40 cm ne contribue qu'à 20% de la déformation totale dans la couche de limon (Figure 6.26).

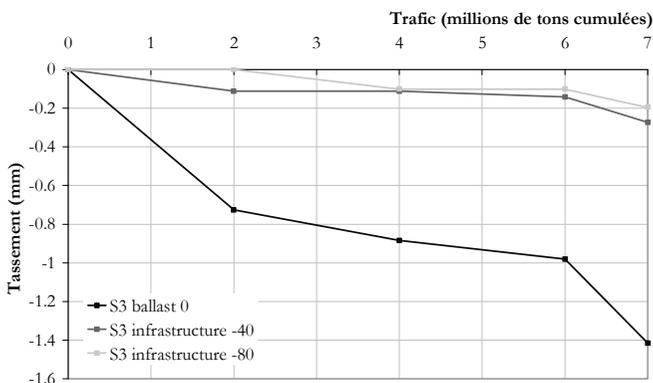


Figure 6.26 : Tassements cumulés dans la section à infrastructure souple, pendant la simulation du trafic

Les déformations permanentes de la fondation en limon représentent le 9.5% des déformations totales. Ces tassements se sont produits essentiellement lors de la première et dernière série de trafic. Le bourrage à 45 Hz pourrait, notamment, être responsable de l'affaissement plus rapide de l'infrastructure en limon.

6.2.5 Relation entre la portance et les tassements

Les résultats des essais de plaque et les tassements sous trafic montrent très peu de corrélation entre les modules de portance $Ev1$ et $Ev2$ mesurés et les tassements constatés après les bourrages. En principe, on s'attend à mettre en relation le module $Ev1$ au tassement initial, et le module $Ev2$ au tassement à moyen-long terme du ballast. Or, les portances mesurées après bourrage étant toutes dans le même ordre de grandeur, il est difficile de les comparer aux tassements mesurés.

De plus, étant donné que l'essai de plaque est réalisé à un instant précis, ces résultats peuvent être influencés par les conditions locales du ballast dans les environs de la plaque. Ces conditions peuvent varier d'un côté à l'autre de la traverse. Cette variation pourrait être due, par exemple, au bourrage non simultané des deux côtés de la traverse, et aux deux relevages à travers des plaques s'appuyant sur le ballast. Ceci implique qu'il n'est pas possible de comparer entre eux des valeurs d' $Ev1$ et $Ev2$ du même ordre de grandeur, tels que ceux mesurés après bourrage sur les sections 2 et 3. Le même problème s'était présenté lors de la comparaison des portances après les bourrages testés avec différents relevages et profondeurs (cf.6.1.2).

Une relation linéaire très intéressante a été remarquée, entre les tassements de la voie et le ratio $Ev2/Ev1$. Cette relation linéaire représente l'instabilité de la portance. Cela implique que les modules de portance relatifs au premier et au deuxième chargement doivent être proches pour garantir une bonne stabilité de la voie et des tassements limités dans le temps. D'ailleurs, la norme SN 640 585b "Compactage et portance – Exigences" énonce que le ratio $Ev2/Ev1$ permet une évaluation supplémentaire du degré de compactage.

6.2.6 Constatations pendant la simulation du trafic - les traverses suspendues

La simulation du trafic à la halle d'essai a été réalisée grâce à un vérin qui chargeait la traverse centrale de chaque section. La charge de trafic étant appliquée sur une seule traverse, les traverses contigües, moins chargées, ont tendance à moins tasser le ballast. Avec ce système de charge, nous ne pouvons pas éviter le phénomène de la traverse suspendue. Cette traverse est accrochée au rail et ne touche le ballast que lors de la mise en charge ; le reste du temps elle est supportée par les traverses contigües. Nous avons observé ce phénomène sur la traverse centrale des deux sections. Pendant la mise en charge, la première partie de la courbe de tassement est très raide, car la voie bouge dans l'air. Ensuite la courbe s'aplatit, car le déplacement est empêché par le ballast.

Sur la section à fondation rigide, nous avons remarqué ce phénomène dans les premières séries de trafic (Figure 6.27, gauche). Il est dû, en premier lieu, au compactage hétérogène fait lors de la construction de la voie, et deuxièmement à l'effet du trafic.

Sur la section à fondation souple, ce phénomène n'apparaît que dans les deux premières séries de charge (Figure 6.27, droite). Il est provoqué par la première série de charge, et est corrigé par la deuxième bourrage.

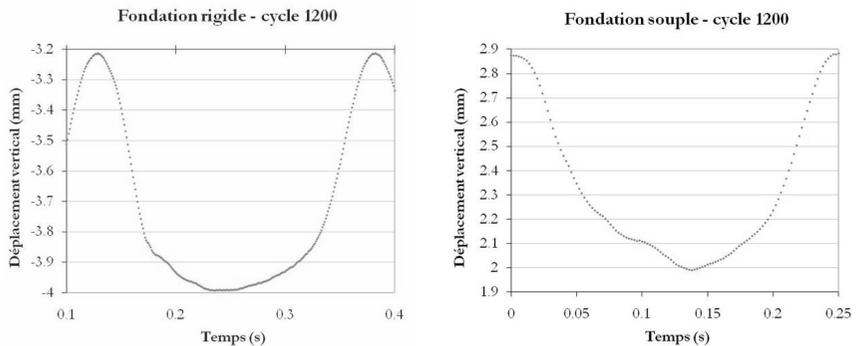


Figure 6.27 : Phénomène de la traverse suspendue, en fonction du chargement (exprimé en milliers de cycles), dans les sections rigide et souple, pendant la première série de chargement.

Le déplacement dans l'air est, dans les deux cas, inférieur à 0,6 mm par cycle. Il peut cependant représenter jusqu'à 75% du déplacement. Son effet est principalement visible dans les premières séries de trafic, toutefois son importance sur le tassement total enregistré est limitée. Pendant la première série de trafic, l'espace sous la traverse augmente. Cet espace est à la cause des tassements irréguliers. Puis, il reste stable pendant les cycles de trafic suivants. Le tassement remarqué est donc lié uniquement au comportement du ballast.

Dans le prochain chapitre, nous calculerons le module élastique du ballast et son évolution dans le temps. D'abord nous nous baserons sur le déplacement total pour calculer un premier module élastique, dit apparent. Ensuite, seul le déplacement vertical dans le ballast sera tenu en compte, pour calculer le module élastique réel.

6.3 Évaluation de la dégradation du ballast

A la fin des simulations, l'évaluation qualitative de l'état du ballast sous les traverses est réalisée. L'objectif est de déterminer les caractéristiques du ballast après les essais, et de les comparer à celles mesurées au début. L'échantillon de référence n'a été soumis à aucun type de sollicitations, car il a été prélevé en surface, à l'extérieur de la voie.

Les endroits choisis sont:

1. sous la traverse centrale de la section 2 (fondation rigide), après:
 - simulation de trafic (passage de 9 millions d'essieux);
 - quatre bourrages de référence;
 - un débouillage,
2. sous la traverse centrale de la section 3 (fondation souple), après:
 - trois bourrages (test des paramètres);
 - simulation de trafic (passage de 7 millions d'essieux);
 - trois bourrages profonds;
 - un débouillage,;

3. sous la traverse centrale de la section 6 (fondation souple), après quatre bourrages (test des paramètres).

Les prélèvements sont réalisés après démontage et évacuation des rails. Une zone de 50 x 90 cm a été marquée et isolée (Figure 6.28). Les traverses sont soulevées une à la fois, avec le pont roulant, et des photos du ballast sont prises tout de suite. Une fois la traverse soulevée, des échantillons de ballast sont prélevés dessous les traverses, pour analyser la granulométrie.

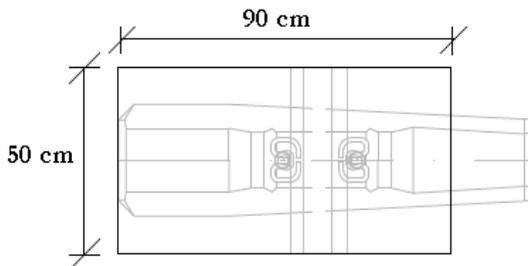


Figure 6.28 : Zone de prélèvement du ballast après les essais

Deux échantillons de ballast ont été prélevés pour chaque endroit: un sous traverse et un autour de la traverse. L'échantillonnage a été effectué manuellement, selon les règles de l'art, dans le respect de la procédure normalisée. Les échantillons ont été quadrillés et soumis à deux essais: analyse granulométrique par tamisage (selon les modes opératoires SN EN 670 901-1a EN 932-1, SN EN 670 901-2a EN 932-2, SN EN 670 902-1a EN 933-1, SN EN 670 902-2a EN 933-2) et résistance à la fragmentation par l'essai Los Angeles (selon les modes opératoires SN 670 903-2a EN 1097-2:2006). Les résultats relatifs à l'échantillon relatif aux sections 3 et 6 (sur limon) sont présentés.



Figure 6.29 : Ballast vieilli, lors du prélèvement à la fin des essais*Comparaison des résultats de l'analyse granulométrique*

Les essais de granulométrie ont été effectués sur des échantillons d'environ 40 kg chacun. Les échantillons ont été quartés mais aucune répétition n'a pu être effectuée; néanmoins les résultats obtenus sont très intéressants (Tableau 6.5):

Tableau 6.5 Comparaison des résultats des essais d'analyse granulométrique: passant cumulé (% masse)

Tamis	Référence in situ	échantillon S3 sous traverse	échantillon S6 sous traverse	échantillon S3 autour traverse	échantillon S6 autour traverse
(mm)	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]
63	100	100	100	100	100
50	87.4	90.6	91.4	89.4	87.5
45	60.1	72.5	71.2	73.2	65.7
40	35.6	47.1	44.4	44.2	40.6
31.5	6.5	14.9	16.4	8.2	7.5
22.4	0.6	0.9	1.7	0.5	0.8
0.5	0.4	0.3	0.6	0.3	0.4
0.063	0.3	0.2	0.6	0.3	0.3

Les échantillons sous traverse montrent une graduelle diminution du fuseau granulométrique (cf. Annexe 3 : Résultats des essais en laboratoire sur le ballast). En particulier, la portion du passant au 31,5 mm est doublée. Concernant les échantillons prélevés aux deux côtés des traverses, dans la zone de plongée des pioches de bourrage, la diminution du diamètre est également observable, quoique moins importante. La zone de ballast autour de la traverse en section 6 est la plus intacte. Nous n'observons pas une différence de dégradation entre les deux sections, quoique l'historique des sollicitations vécu soit très différent. Les effets des sollicitations supplémentaires, c.à.d. la circulation de 7 millions d'essieux, du débouillage et des 2 bourrages profonds, n'ont pas apporté une modification de la structure des grains plus importante pour ballast de la section 3 que pour celui de la section 6.

Comparaison des résultats de résistance à la fragmentation

Classe granulométrique testée : 31.5 / 50. Le coefficient Los Angeles (LA) de référence présente une valeur de 16.0.

Tableau 6.6 : Comparaison des résultats des essais de résistance à la fragmentation (LA)

Coefficient Los Angeles LA	
Référence in situ 2010	16.0
Référence in situ 2010 (sans boulets)	12.4
Échantillon section 3 autour traverse	14.6
Échantillon section 3 sous traverse	12.4
Échantillon section 6 autour traverse	15.2
Échantillon section 6 sous traverse	14.3
Moyenne 4 échantillons	14.6

La plupart des échantillons ne montrent pas une variation remarquable de la valeur LA RB. Sous la traverse de la section S3, la valeur chute à 12.4, ce qui implique que les arêtes des granulats ont été déjà émoussées par le trafic et le bourrage.

Cette valeur est semblable à la valeur obtenue sur l'échantillon de référence effectué sans boulet, soit aussi 12.4. Le procédé sans boulets altère les arêtes de manière plus légère que avec les sphères en acier. Cette dégradation est plus semblable à celle provoquée par le trafic et le bourrage. Pour cette raison, et pour mieux comprendre l'altération du ballast à la halle fosse, ce mode opératoire a été aussi réalisée et comparée.

6.4 Conclusions

Les résultats expérimentaux ont permis de mettre en évidence plusieurs aspects du comportement du ballast sous bourrage. L'essai de plaque s'est révélé un bon instrument d'évaluation de l'état du ballast après bourrage, ainsi que de comparaison, sur des sections. Le ratio $Ev2/Ev1$, indicatif de la stabilité de la portance dans le temps, montre une bonne corrélation avec la magnitude des tassements qui se produisent à long terme. Les résultats de l'étude des paramètres du bourrage montrent que certaines valeurs garantissent une meilleure portance du ballast. La fréquence de 42 Hz, associée à une amplitude de 8 mm est un paramètre clef pour un bourrage qui préserve les propriétés mécaniques du ballast dans le temps. Une profondeur de plongée plus élevée, c.à.d. de 60 mm sous la traverse montre une excellente stabilité de la portance dans le temps. Cette profondeur permet d'engager un plus grand nombre de grains dans le réarrangement, et de prévenir leur abrasion. Enfin, les essais avec une amplitude accrue, de 9.3 mm, nous amènent à explorer la frontière entre le régime visqueux du ballast et celui liquide. Les essais faits avec une fréquence de 39-40 Hz montrent que les pioches rencontrent très peu de résistance pendant les étapes du bourrage. Ainsi les grains de ballast sont réarrangés avec une énergie minimale, et un frottement réciproque réduit, ce qui représente une condition optimale pour le bourrage. L'amplitude de 9.3 mm, associée aux fréquences testées, est prometteuse. Néanmoins des essais supplémentaires et à long terme sont nécessaires pour valider cette hypothèse, ainsi que pour assurer la durabilité des machines.

L'installation mise en place au laboratoire a permis une simulation accélérée du passage de 16 millions d'essieux à 22 tonnes, à une fréquence de 4 Hz. Ce trafic, réparti sur deux sections, représentatif de 10 à 20 ans d'exploitation par ligne, a permis l'étude du comportement du ballast à long terme.

Le bourrage profond a été comparé à un bourrage classique sur deux sections. Les effets à long terme ont été étudiés, au travers du suivi de la portance et des tassements. Les résultats expérimentaux ont montré les bénéfices du bourrage profond. Ce bourrage, qui mobilise un volume supérieur de particules, garantit un compactage du ballast plus homogène. Le ballast a globalement subi moins de déformations que dans la section soumise à bourrage classique. De plus, les valeurs de portance ont montré une plus grande stabilité dans le temps. Ces résultats positifs compensent le fait que cette section possède une infrastructure souple qui se déforme plus, et dont les valeurs de portance sont plus basses.

Les mesures prises dans les couches d'infrastructures ont montré que l'amplitude de la fondation souple est une fois et demie plus importante que celle de la fondation rigide. Sur le long terme l'effet sur la géométrie de la voie devient important, et ce tassement, *in situ*, ne peut être corrigé que par des interventions de bourrage plus fréquentes. Il est donc essentiel, lors de la construction d'une nouvelle voie, de garantir la portance très élevée de son infrastructure.

6.5 Synthèse

Dans la première partie des essais, une évaluation des paramètres de bourrage a été effectuée. Des variantes de fréquence, de hauteur de relevage, de profondeur de plongée et d'amplitude des vibrations ont été définies par rapport aux valeurs standards. Les résultats des essais de plaque ont montré des améliorations des performances en fonction des paramètres de bourrage. Puis, deux sections ont été soumises à une simulation accélérée de trafic, représentatifs d'une durée supérieure à 10 ans sur un tronçon de voie principale 1 (CH) ou de catégorie UIC 2. Chacune des sections a été également soumise à bourrage, à un rythme d'entretien d'une fois chaque 3 ans. Considérant que le trafic a été interrompu lorsque les tassements se stabilisent, la simulation est également représentative d'une durée de trafic de 18 ans, et d'un rythme d'entretien d'une fois chaque 5 ans. Les tassements de la voie et des couches de l'infrastructure ont été mesurés. Les essais de plaque ont permis de suivre l'évolution de la portance avec le temps.

La tendance de la géométrie et de la portance sur deux types d'infrastructures ferroviaires ont été reconstituées sur la durée totale simulée. Nous avons remarqué que l'ampleur des tassements est liée au ratio entre les modules de portance à long et court terme. Le phénomène de la traverse suspendue, son apparition et évolution ont aussi été observés. L'effet d'un bourrage à haute fréquence sur le ballast a été testé et évalué.

Ces résultats vont constituer la base d'un calcul inverse, présenté dans le prochain chapitre.

7 ANALYSE NUMÉRIQUE DU COMPORTEMENT DE LA VOIE SOUS TRAFIC

7.1 Objectifs

Afin d'étudier le comportement de la voie ballastée, une simulation numérique est entreprise en parallèle aux essais en vraie grandeur à la halle fosse. L'objectif est de représenter le comportement de la voie sur le long terme, par la modélisation numérique du trafic effectuée en laboratoire. Les phénomènes étudiés sont, notamment, les tassements progressifs dans le ballast et la fondation induits par le trafic, et le compactage de ces matériaux.

7.2 Modélisation cyclique à long terme du comportement de la voie

Nous voulons simuler la charge du trafic ferroviaire sur la voie, et calculer les déformations conséquentes dans le ballast et l'infrastructure. Le but n'est pas de développer une nouvelle loi de comportement, mais d'utiliser un modèle élastoplastique existant, qui prédit les tassements progressifs dans le ballast sous une charge cyclique.

Le choix du type de modèle s'est porté sur une modélisation numérique macroscopique continu à éléments finis. Nous avons retenu un modèle continu à cause de sa souplesse pour le calcul à long terme avec un vaste choix de lois élastoplastiques.

Une modélisation à éléments discrets peut donner une meilleure représentation des grains de ballast, avec les arêtes, la rugosité et la granulométrie. Ces modèles sont dits microscopiques et sont très utiles pour décrire l'interaction des particules de ballast et leur déplacement réciproque sur le très court terme. Ce type de modèle a été utilisé dans d'autres recherches (3.2.1) pour simuler le processus de bourrage et ses effets cinématiques sur le ballast. Cependant, les modèles à éléments discrets sont souvent très lourds et ne permettent pas une étude axée sur l'élastoplasticité et le long terme. Il n'est donc pas possible de modéliser la rupture des arêtes et l'abrasion des grains.

La simulation laquelle comprend les éléments suivants:

- les conditions de chargement de la structure, c.à.d. le poids de la voie et la charge d'essieu ;
- les interactions avec les couches de la fondation souple (en limon) ou rigide (en grave);
- le niveau de compactage ;
- les déformations plastiques à long terme (tassements irréversibles progressifs).

Une comparaison avec les résultats obtenus à la halle fosse, avec les essais à échelle réelle est entreprise.

L'objectif de la simulation est de décrire l'évolution de l'état du ballast avec le trafic et le bourrage, et le passage du comportement élastique à plastique. Les stades intéressants à analyser pour l'évolution du comportement du ballast sont

- ballast neuf,
- ballast après chaque série de trafic,
- ballast après chaque bourrage,
- ballast dégradé.

La variation de l'état du ballast peut être introduite dans le modèle au travers des valeurs de portance, mesurées avec l'essai de plaque à la halle fosse.

7.2.1 Choix de la loi de comportement pour le ballast

Dans le cadre de cette thèse, il est important de représenter la dégradation du ballast apportée par le trafic et le bourrage dans le temps. Cette dégradation est composée de plusieurs phénomènes qui agissent en même temps sur les propriétés du ballast :

- apparition de fines (éléments de taille < 2 mm) qui impliquent une diminution de l'angle de frottement interne;
- arrondissement des grains par rupture des arêtes qui génère une diminution de l'angle de frottement et de la dilataance;
- densification sous l'effet du trafic avec pour conséquence la diminution de l'indice de vides et le tassement irréversible de la voie.

Tous ces phénomènes interviennent sous l'effet du trafic et du bourrage. La simulation doit donc être capable de décrire le comportement du ballast sous un chargement répété pendant plusieurs années, objectif de cette thèse.

Il est important d'utiliser un critère de rupture qui prend en compte la densité et l'état du ballast en place et les multiples mécanismes de plastification du ballast. Un autre aspect important est la sollicitation cyclique du trafic et l'accumulation des déformations plastiques avec chaque cycle de charge.

Pour ces raisons, le premier modèle élastoplastique considéré pour représenter le ballast dans ces conditions est celui de Hujeux (Aubry and Hujeux 1982; Hujeux 1985), décrit dans le paragraphe 4.2.1. Il s'agit d'un modèle multimécanisme, qui prévoit entre autre l'écroûissage du matériel.

7.2.2 Choix du logiciel

Le choix de la loi de comportement a amené au choix du logiciel de calcul GEFDYN, développé à l'Ecole Centrale de Paris (LMSS-Mat) (Modaressi A. 1989). Il s'agit d'un logiciel à éléments finis très complet pour la modélisation des matériaux géotechniques. Il permet de prendre en compte des problèmes de mécanique complexes, tels que les chargements dynamiques, les effets de l'eau, et plusieurs lois de comportement géotechniques.

Ce logiciel est constitué de trois modules:

- GEFDYN, le module même de calcul;
- GEFD'TRI, le module de sélection des résultats à visualiser, et des étapes à afficher;
- GEFDES, le module de conversion des résultats dans un format lisible par le post-processeur choisi.

Prise en main du modèle

Le modèle GEFDYN nécessite deux fichiers d'entrée principaux (Figure 7.1):

- un fichier .GEOM qui comprend les nœuds et éléments et qui définit le maillage ;
- un fichier .IN qui inclut tous les paramètres, les lois de comportement, les conditions initiales et toutes les données de calcul.

Le logiciel génère plusieurs fichiers de sortie, dont le fichier binaire `_SAVE` qui contient tous les résultats du calcul et peut être traité pour le post-processus. Ce fichier est ensuite traité par GEFDES qui génère le fichier `.flavia.res` incluant une matrice de résultats par nœud et étape. Le fichier de commande `.Dtri` définit les résultats à afficher (c.à.d. les déplacements, déformations, états de contraintes, accélérations et pressions interstitielles) et les pas de temps pour l'affichage.

Pour le traitement graphique des résultats et leur visualisation, nous nous sommes servis du logiciel GID. Ce post-processeur combine le fichier des résultats nodales `.flavia.res` au fichier de maillage `.flavia.msh` pour la représentation graphique.

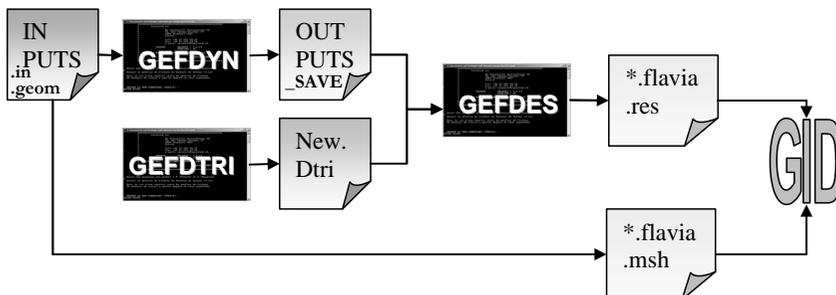


Figure 7.1 : Processus de calcul avec GEFDYN et les modules de post processus

Le processus de calcul se réalise par étapes.

Le premier calcul élastique avec l'équilibre des forces de gravité. Son fichier de sortie `_SAVE` devient le fichier d'entrée pour l'étape de calcul élastoplastique. Le principe de ce double calcul est la conservation de l'état des déformations dues aux forces de gravité et la remise à zéro de l'état des contraintes. Dans le nouveau calcul, toutes les forces externes, statiques et dynamiques, sont prises en compte pour le calcul du résultat final.

7.2.3 Paramètres et hypothèses de la modélisation

Une modélisation continue bidimensionnelle à éléments finis a été réalisée. La structure simulée est celle d'une $\frac{1}{2}$ voie, en profitant de la symétrie longitudinale. Le maillage a été conçu de manière homogène pour les différents matériaux.

Pour le modèle bidimensionnel, une simplification est faite en tenant compte de la symétrie de la voie. Le maillage se base sur une demi-structure coupée en correspondance de l'axe de la voie. Les dimensions des couches sont semblables à celles mesurées dans la voie sollicitée en laboratoire (30 cm de ballast sous traverse, 150 cm de fondation et couche de grave de 20 cm). La figure suivante présente une coupe de la portion de voie modélisée.

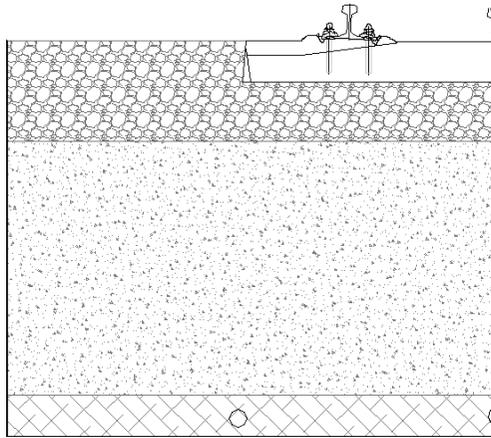


Figure 7.2 : Coupe de la voie sollicitée en laboratoire et simulée numériquement

Un maillage de 546 nœuds et 500 éléments quadratiques de 10 x 10 cm a été créé pour représenter la demi-voie (Figure 7.3). Pour simplifier le modèle, le rail n'a pas été modélisé: la charge a été appliquée à la traverse en correspondance de la semelle d'attache.

Quatre matériaux sont modélisés: la traverse, le ballast, la fondation supérieure (en grave ou en limon) et l'infrastructure inférieure.

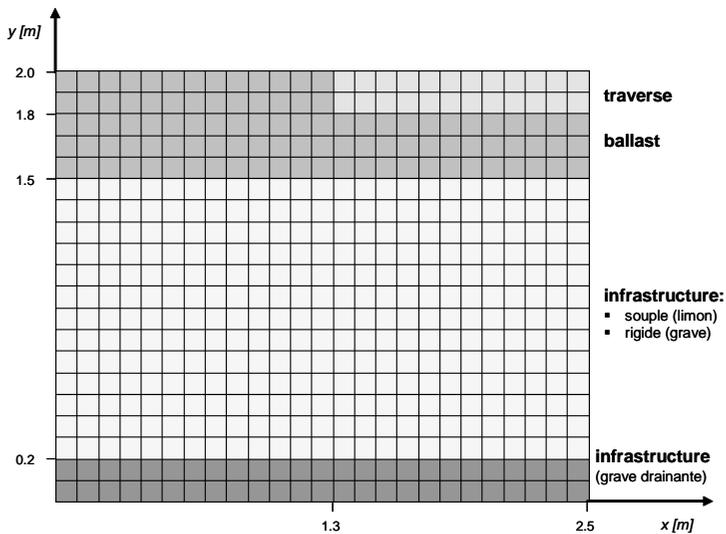


Figure 7.3 : Maillage de la demi-voie créé avec Z_SOIL et dimensions.

En cohérence avec les bords de la fosse en béton, et avec la symétrie de la voie, les conditions aux limites suivantes ont été imposées :

- $u_x = 0$ pour $x = 0$;
- $u_x = 0$ pour $x = 2.5$ (axe de la voie);
- $u_y = 0$ pour $y = 0$.
- L'analyse est faite en continuité des déplacements.

La modélisation numérique de la voie est approfondie par étapes successives, en considérant d'abord les matériaux élastiques, ensuite élastoplastiques. La loi élastoplastiques de Hujieux a été retenue pour le ballast et l'infrastructure souple.

La charge est composée du poids statique de l'armement ferroviaire et des charges du train. L'objectif est de simuler une charge de trafic dynamique pour déterminer les déformations plastiques cycliques. Le vieillissement du ballast dû aux bourrages est introduit dans la simulation, par la modification des paramètres mécaniques, c.à.d.:

- les modules E et ν (ou, autrement écrits, K et G);
- l'angle de frottement ϕ ;
- l'angle de dilatance ψ ;
- la pression de confinement p_c , liée à la densité,

en tenant compte que ces paramètres ne varient pas tous à la même vitesse.

Les poids volumiques des matériaux utilisés dans la simulation sont les suivants :

- traverse en béton armé: $2,8 \text{ t/m}^3$
- ballast: $1,7 \text{ t/m}^3$
- grave: $1,9 \text{ t/m}^3$
- limon: $1,7 \text{ t/m}^3$

L'infrastructure est considérée élastique, dans le premier calcul. Les matériaux sont supposés être totalement secs. La demi-traverse et les matériaux de fondation suivent un modèle de comportement élastique isotrope. Les paramètres des fondations, présentés au Tableau 7.1 sont les valeurs moyennes obtenues par les essais de plaque sur les six sections à la halle fosse avant la pose du ballast (cf. Tableau 5.1). La couche de fond, en grave drainante, a les mêmes propriétés que la fondation rigide.

Tableau 7.1 : Paramètres de la loi élastique pour l'armement et des fondations

Paramètre	Traverse monobloc en béton armé	Grave (fondation rigide)	Sable limoneux (fondation souple)
E (module de Young)	30 GPa	300 MPa	80 MPa
ν (coefficient de Poisson)	0.2	0.3	0.35

Le ballast est supposé obéir à une loi de comportement de Hujieux. Initialement, il était prévu de déterminer ses propriétés mécaniques à l'aide de l'essai triaxial à grandes dimensions. Suite à l'insuccès des essais triaxiaux (cf. 5.3.3), des valeurs tirés de la bibliographie ont été utilisés (Chebli 2007).

Les paramètres de la loi de comportement élastoplastique de Hujieux pour le ballast sont résumés dans le Tableau 7.2.

Le poids de 60 cm de rail et la charge d'un demi-essieu ont été appliqués à la traverse, sur un élément de chargement en correspondance de la semelle d'attache.

Les résultats de la modélisation, pour une demi-voie avec infrastructure élastique sont présentés ci-après. L'objectif de cette première modélisation est d'observer l'influence de l'infrastructure sur la plastification du ballast

Tableau 7.2 : Paramètres du modèle élastoplastique de Hujeux pour le ballast

Paramètres	Symbole	Définition	Valeur adopté
élastiques	K_{ref}	Module de résistance en vrac	112 MPa
	G_{ref}	Module de cisaillement	83 MPa
	n_e	Exposant élastique	0.5
	p_{ref}	Pression de référence	1 MPa
état critique et plasticité	ϕ'	Angle de frottement	42°
	β	Coefficient de compressibilité	42°
	p_{ci}	Pression de confinement	6 MPa
	b		0.16
	d		4
loi d'écoulement et écoulement isotrope	ψ	Angle de dilatance	42°
	α_p	Coefficient de dilatance	1
	m		1
	c		0
rayons de validité des domaines	r_{ela}	Seuil du domaine élastique	0.005
	r_{hys}	Seuil du domaine hystérétique	0.03 à 0.21
	r_{mbl}	Seuil du domaine mobilisé	0.8
	r_{4ela}	Seuil élastique du mécanisme isotrope	0.0001

Un calcul à éléments finis est fait aussi pour une infrastructure souple, dont le module élastique assigné a été calculé en fonction de la portance mesurée à la halle fosse. Le ballast est le seul matériau élastoplastique, avec les propriétés de la loi de Hujeux. Le calcul est le même que le précédent.

Les résultats dans le cas d'une fondation rigide et souple sont comparés directement selon les paramètres suivants observés:

- les déplacements,
- les contraintes,
- les déformations verticales,
- les déformations plastiques.

7.2.4 Comparaison des résultats entre une fondation rigide et une fondation souple élastiques

Déplacements verticaux

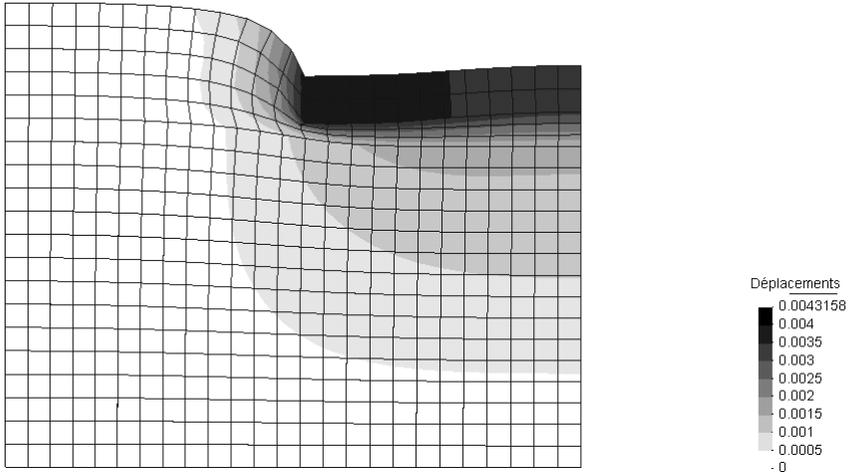


Figure 7.4 : Déplacements verticaux – infrastructure rigide élastique

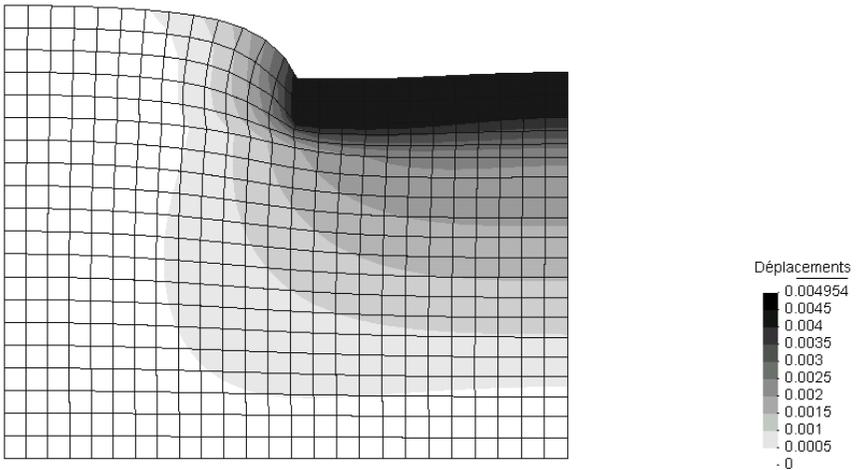


Figure 7.5 : Déplacements verticaux – infrastructure souple élastique

Les résultats montrent que pour une voie sur fondation rigide, le déplacement de la traverse est dû essentiellement à la déformation progressive du ballast sous celle-ci (Figure 7.4). L'extrémité de la traverse présente la déflexion maximale. La fondation rigide est moins concernée par les déformations, qui se situent principalement sur sa partie supérieure.

Dans une infrastructure souple, les déplacements concernent non seulement le ballast mais une grande partie de l'infrastructure aussi (Figure 7.5). Le cône de répartition de la charge ferroviaire s'étend sur une plus large portion d'infrastructure, jusqu'à l'extérieur de la voie. La valeur maximale atteinte par la traverse est 15 % plus élevée que celle d'une voie sur fondation rigide. Ceci est dû au module élastique faible du limon: 80 MPa, qui modifie l'effet porteur de la fondation. D'autre part, l'infrastructure souple homogénéise la distribution du déplacement du ballast sous la traverse. Une des conséquences, est que la traverse subit une flexion à la fibre inférieure. Entre le centre de la traverse et son extrémité, la différence du déplacement vertical est seulement la moitié de celle remarquée sur une infrastructure rigide. Le déplacement horizontal est aussi supérieur: le limon en profondeur est poussé vers l'extérieur de la voie.

Contraintes verticales

Les résultats de la Figure 7.6 montrent que les contraintes verticales sont toutes concentrées dans la traverse, et reprises par le béton. La traverse transmet uniformément une partie de la charge au lit de ballast, qui atténue les charges résiduelles en se déformant irréversiblement. Dans la couche de ballast et dans la fondation en grave, les contraintes sont de l'ordre de 45 kPa sous la traverse et 30 kPa sur le côté. Alors les contraintes sont propagées du ballast aux couches inférieures, vers le centre de la traverse, et se dissipent rapidement. La compression maximale du ballast se trouve au contact avec la traverse, à la verticale de l'axe du rail.

La présence d'un matériau de fondation souple a aussi une influence sur la répartition des contraintes (Figure 7.7). En lieu d'être amorties sous la traverse, elles se répandent vers l'extérieur. La zone engagée est plus importante. Le ballast le plus sollicité est, dans ce cas, celui qui se trouve sous l'axe de la traverse. Les contraintes dans le ballast et la fondation sont de l'ordre 460 MPa. Les contraintes verticales dans une infrastructure souple sont dix fois supérieures que celles dans une infrastructure rigide, à égale charge.

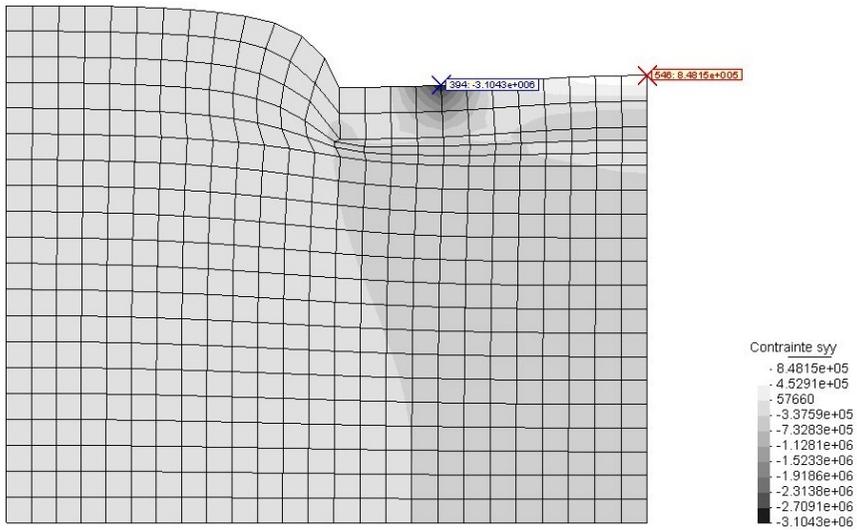


Figure 7.6 : Contraintes verticales – infrastructure rigide élastique

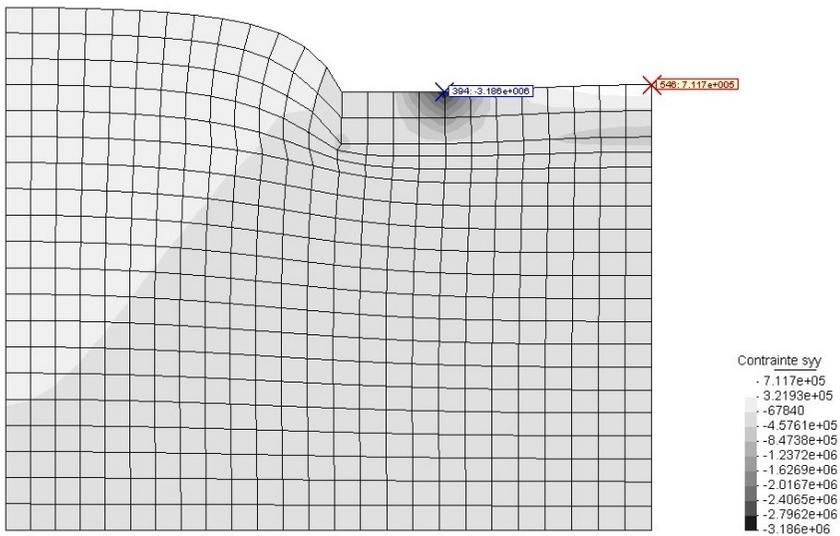
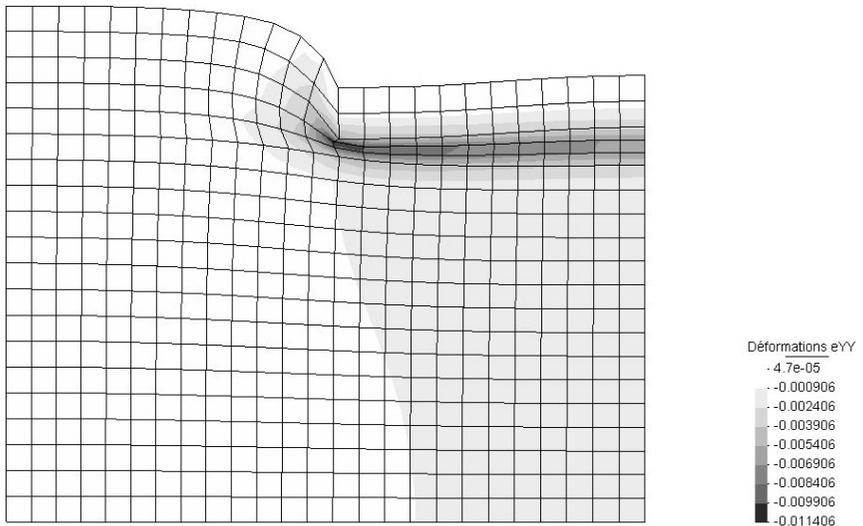
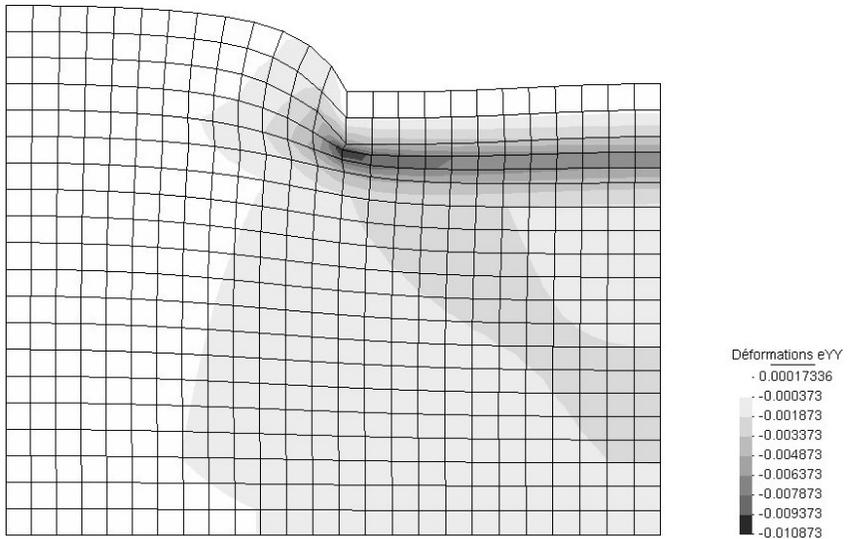


Figure 7.7 : Contraintes verticales – infrastructure souple élastique

Déformations verticales**Figure 7.8 : Déformations verticales – infrastructure rigide élastique****Figure 7.9 : Déformations verticales – infrastructure souple élastique**

Le ballast est le matériau le plus concerné par les déformations, qui sont maximales sous l'extrémité de la traverse (Figure 7.8). Les déformations dans la fondation en grave sont plutôt concentrées à l'interface avec le ballast. Sous la traverse, les déformations diminuent très rapidement, puis restent constantes sur la profondeur, à environ 1‰. Sur le côté externe de l'infrastructure et dans la traverse, les déformations verticales sont infimes.

Les déformations verticales (Figure 7.9) sont plus élevées dans toute l'infrastructure: dans la zone au-dessous de la traverse, elles sont deux fois supérieures, en comparaison avec le matériau rigide. Les déformations dans le limon sous la traverse restent constantes dans toute la profondeur. Elles sont amorcées en proximité de la couche de fond, aux propriétés mécaniques plus importantes.

Déformations plastiques

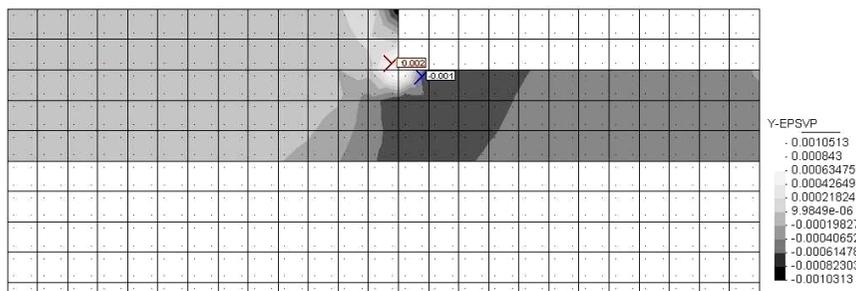


Figure 7.10 : Déformations plastiques du ballast – infrastructure rigide élastique

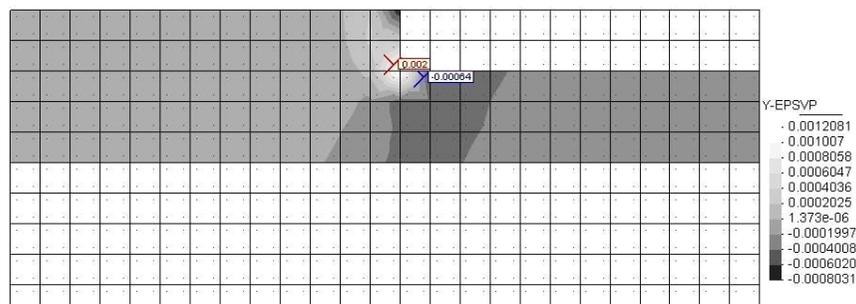


Figure 7.11 : Déformations plastiques du ballast – infrastructure souple élastique

Le graphique Figure 7.10 montre les déformations plastiques dans le ballast (le seul matériau élastoplastique de cette modélisation). Ces déformations, qui sont à l'origine des tassements irréversibles du ballast, sont concentrées sous la traverse, et sont maximales entre son extrémité et l'axe du rail. Le maximum de la compression atteint le 1%. Le minimum, en "traction", se trouve à l'extérieur de la traverse. Le modèle montre que, dans cette zone, le ballast n'est pas comprimé, comme sous la traverse. Au contraire il a tendance à s'épandre pour remplir le vide créé par la compaction du ballast au-dessous.

Enfin, les déformations plastiques dans le ballast sont moins élevées (Figure 7.11). Dans ce cas, le ballast a plutôt tendance à déformer la couche inférieure, plus souple.

De cette comparaison nous pouvons affirmer les conclusions suivantes:

- Le tassement d'une voie sur fondation souple est supérieur que dans le cas d'une fondation rigide. L'infrastructure souple rend le tassement du ballast plus homogène sur la longueur de la traverse. On remarque que le tassement maximal du ballast se situe plus proche de l'axe du rail, tandis que pour une infrastructure rigide, il se concentre sur l'extrémité de la traverse. Sur une infrastructure rigide, le moment de flexion de la traverse est plus grand.
- Les contraintes dans le ballast sous l'axe du rail sont de 20% inférieures sur une infrastructure souple que sur une rigide. Pour ces contraintes, la pression et le cisaillement sont réduites de 15%.
- Concernant les déformations du ballast sous l'extrémité de la traverse, elles sont plus importantes dans le cas d'une fondation rigide (11%) que souple.

7.2.5 Résultats pour une fondation souple élastoplastique

Une simulation supplémentaire a été réalisée pour étudier la réponse de la voie et de sa fondation au trafic. Dans cette nouvelle modélisation, le ballast et l'infrastructure souple obéissent à une loi de comportement élastoplastique selon la formulation de Hujieux. Les paramètres ont été déterminés par (Geiser 1999) pour le limon de Sion, et sont présentés dans le Tableau 7.3, tandis que ceux du ballast figurent dans le Tableau 7.2. La pression de confinement est choisie par rapport au fort état de compactage du limon in situ.

Ces paramètres de comportement sont plus proches du comportement réel du limon à la halle fosse, en particulier le compactage. La rigidité est le double de celle constatée après l'essai de plaque réalisé lors de la pose. Ceci est dû au poids de la voie

Tableau 7.3 : Paramètres du modèle élastoplastique de Hujieux pour le limon

Paramètres	Symbole	Définition	Valeur adoptée
élastiques	K_{ref}	Module de résistance en vrac	170.5 MPa
	G_{ref}	Module de cisaillement	56.7 MPa
	n_e	Exposant élastique	1
	p_{ref}	Pression de référence	0.1 MPa
état critique et plasticité	ϕ'	Angle de frottement	32°
	β	Coefficient de compressibilité	42.6°
	p_{co}	Pression de confinement	100 MPa
	b		0.8
	d		2
loi d'écoulement et écrouissage isotrope	ψ	Angle de dilatance	32°
	α_ψ	Coefficient de dilatance	1
	m		2
	c		0.0055
rayons de validité des domaines	r_{ela}	Seuil du domaine élastique	0.001
	r_{hys}	Seuil du domaine hystérétique	0.003
	r_{mbl}	Seuil du domaine mobilisé	0.8
	r_{dela}	Seuil élastique du mécanisme isotrope	0.001

Les paramètres de calcul n'ont pas été modifiés. Les résultats sont présentés ci-dessous. Pour toute comparaison avec les précédentes infrastructures, il faut tenir compte de la différence de propriétés.

Les résultats en Figure 7.12 montrent que l'infrastructure subit un tassement important. Le limon seul est responsable du 60% du déplacement vertical de la voie. Les déplacements de la traverse sont assez homogènes. La flexion de la traverse est inférieure au cas d'une infrastructure rigide.

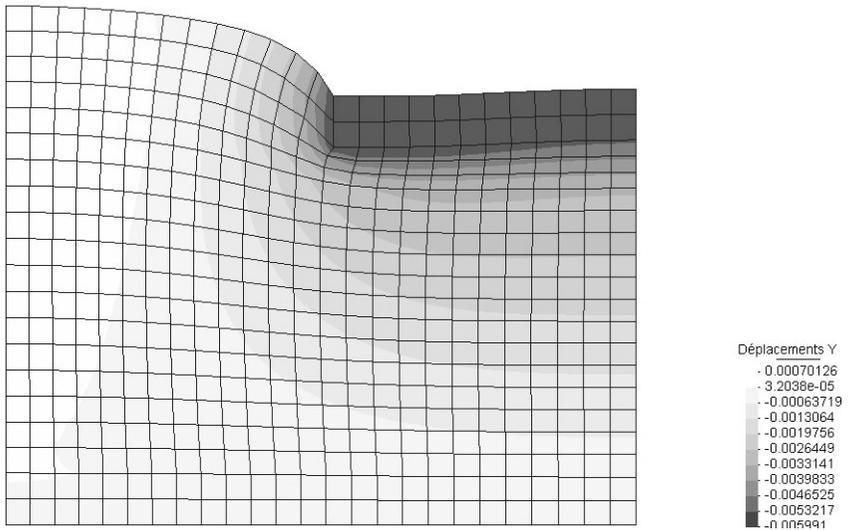


Figure 7.12 : Déplacements absolus – infrastructure souple élastoplastique

Les contraintes verticales dans le ballast et la fondation sont de la même grandeur que celles constatées dans le cas d'une infrastructure élastique.

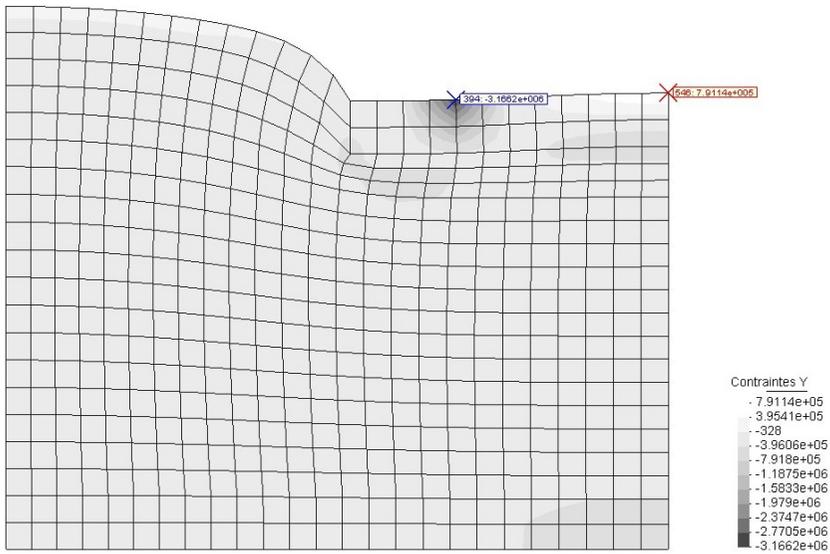


Figure 7.13 : Contraintes verticales – infrastructure souple élastoplastique

Les déformations verticales (Figure 7.14) sont très étendues dans toute la fondation. Elles atteignent 3‰ sous l'axe du rail, à l'interface avec le ballast. Dans la couche de fondation sous la traverse, elles sont deux fois plus importantes que dans le cas d'un limon élastique. La plastification du matériau de fondation explique aussi les déplacements plus importants de la traverse.

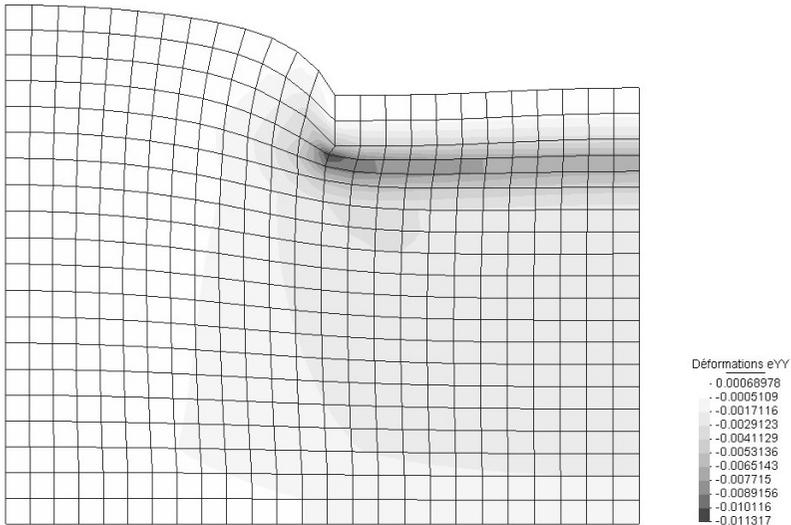


Figure 7.14 : Déformations verticales – infrastructure souple élastoplastique

Les résultats à la Figure 7.15 montrent que les déformations plastiques sont plus importantes dans l'infrastructure que dans le ballast. La fondation souple subit un fort compactage sous la charge ferroviaire, en particulier sous le centre de la voie. D'autre part, l'influence de la charge du trafic sur le compactage du ballast, est plus concentrée sous l'extrémité de la traverse.

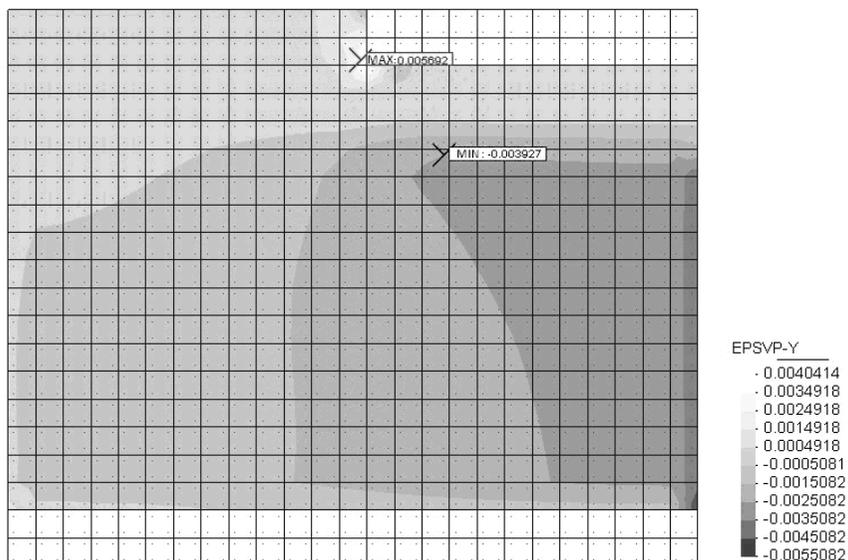


Figure 7.15 Déformations plastiques – infrastructure souple élastoplastique

7.3 Commentaires

Les déformations sont légèrement surestimées lors de la modélisation 2D qui ne considère pas la présence des espaces remplis de ballast entre les traverses. Cette approche a le désavantage de considérer la structure comme une dalle continue, posée sur une couche de ballast. Malgré cette différence, les résultats du modèle statique sont satisfaisants. Ils représentent avec précision l'état de contraintes et des déformations d'une voie ferrée, en fonction de l'infrastructure. En particulier, nous pouvons détecter les zones plastifiées dans le ballast et l'infrastructure en limon, qui présentent des caractéristiques semblables à celles constatées à la halle fosse.

Le ballast est le plus sollicité sous la zone extérieure de la traverse. C'est dans cette zone que les déformations plastiques sont les plus élevées. Les déformations le plus importantes dans l'infrastructure se trouvent sous le centre de la traverse. Le ballast, en se tassant, a donc un effet amortissant sur les charges dans la zone externe de la traverse.

Le stade suivant est la modélisation en dynamique du passage de 1'000 essieux. Cette valeur représente la limite entre le comportement à très court terme, et celui à plus long terme. Le court terme est très aléatoire et dépend de l'état du ballast in situ, en particulier sa densité. Le long terme est lié, en premier lieu, au trafic, qui induit une augmentation progressive de la densité du ballast, et ainsi une stabilisation des tassements, selon une loi logarithmique.

La modélisation a été adaptée dans ce sens, avec une charge variable dans le temps entre 0 et 200 kN. Le modèle de Hujeux a l'avantage de sauvegarder, pour chaque cycle, la déformation plastique, et de calculer la déformation plastique cumulée à travers les cycles de chargement.

Pourtant, une fois le calcul lancé, une forte tendance à la divergence a été constatée. Ce problème a été remarqué déjà pour un nombre très faible de cycles (inférieur à la dizaine). Malgré des

tentatives de résoudre ce problème, aucun résultat à long terme n'a pu être calculé. Cette limite du modèle a également été remarquée par d'autres utilisateurs.

Pour l'étude du tassement de la voie, il est nécessaire de simuler au moins un millier de cycles pour sortir de la zone de comportement "aléatoire" des premiers chargements. L'idéal serait sans doute d'aller au-dessus de 10'000 cycles. Cette modélisation est donc insuffisante pour atteindre l'objectif préfixé.

Le modèle de Hujeux a été développé pour le comportement des sables. Il est en général utilisé pour un nombre de cycles faibles (inférieur à la centaine). La principale utilisation du modèle est l'étude de l'état critique des fondations, sujets à une charge cyclique. En général l'affaissement de la structure sous une charge cyclique brutale (p.ex. un tremblement de terre) est détectable pendant les premiers cycles. Ce type de la simulation ne répond pas aux mêmes objectifs qu'une infrastructure de transport qui subit une dégradation sur le long terme.

Ce modèle s'est démontré inadapté à une simulation axée sur le long terme. Une recherche bibliographique sur d'autres modèles cycliques utilisables (cf. chapitre 4,) n'a pas pu en trouver un bien adapté à la simulation sur le long terme d'une infrastructure de transport.

Certains modèles ont tendance à surestimer ou sous-estimer les tassements, et contiennent des paramètres de calage ne reflétant pas la réalité du comportement du ballast à long terme (Shakedown).

D'autres modèles sont mieux adaptés au cas des infrastructures de transport, mais ils ne sont plus utilisés et aucun développement ultérieur n'a été fait.

Le modèle de (Suiker and de Borst 2003) en est un exemple. Il décrit très bien le comportement réel du ballast. La simulation est précise et cohérente avec les résultats expérimentaux. Cependant le modèle fonctionne uniquement avec le code de calcul initial. De plus, les améliorations proposées par l'auteur pour corriger certaines imperfections n'ont pas été développées. Le modèle a ainsi été abandonné.

7.4 Le calcul inverse

En l'absence d'un modèle numérique adapté à nos objectifs pour la simulation sur le long terme, une autre approche a été considérée. Le calcul inverse est une méthode qui consiste en la création d'un modèle qui décrit le comportement mesuré sur l'infrastructure. Le calcul s'appuie sur des simulations en laboratoire ou des mesures in situ, et donne une analyse à long terme de la structure. Le calcul inverse, ou *backcalculation* est utilisé à large échelle dans le domaine routier, principalement en combinaison avec le déflectomètre à impact (FWD). Cette méthode permet de calculer les modules élastiques des matériaux de fondation à partir de la mesure des déformations à la surface de la structure.

La démarche pour obtenir ces modules consiste à minimiser l'écart entre des mesures de déformations mesurées et des valeurs de déformations calculées à partir d'un modèle mathématique. L'optimisation est réalisée en ajustant le module de chaque couche de façon itérative, jusqu'à atteindre la convergence sur les déformations mesurées. L'application de cette procédure peut être réalisée avec des modèles simples utilisant la transformation d'Odemark pour transformer la structure multicouche en un massif homogène:

$$T_{EQ} = T_1 (E_1 / E_2)^{0.33}, \text{ où:}$$

T_{EQ} est l'épaisseur équivalente de la première couche

T_1 est l'épaisseur de la couche avec le module E_1

E_1 est le module e la couche à transformer

E_2 est le module e la couche de "référence" (la couche la plus profonde)

Cette formule permet alors d'utiliser les équations de Boussinesq pour le calcul des déformations:

$$E = \frac{(1-\nu^2)\sigma_0 a^2}{r \cdot d_0(r)},$$

Où $d_0(r)$ est le déplacement à la distance r du centre de chargement et a est le radius de la surface d'application de charge (Figure 7.16).

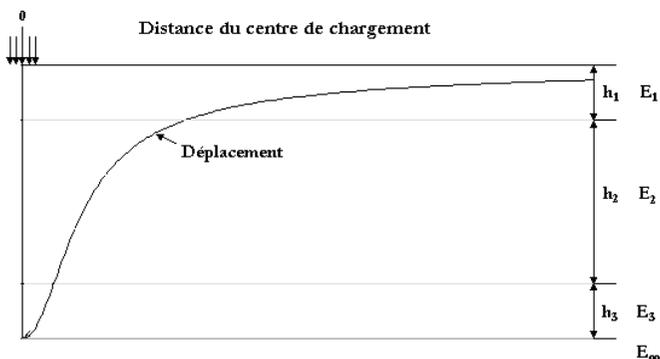


Figure 7.16: Distribution spatiale des déplacements pour une charge concentrée, sur un support multicouches

Pour l'application à l'infrastructure ferroviaire testée en laboratoire, nous disposons des déplacements mesurés en continu à l'aide des extensomètres. Les déplacements aux nœuds correspondants à l'emplacement des extensomètres, en profondeur, sont calculés par modélisation à éléments finis.

Pour obtenir plus de précision, une modélisation tridimensionnelle à éléments finis a été réalisée, et cinq demi-traverses ont été prises en compte. Le modèle 3D à éléments finis a été développé avec le logiciel Z_SOIL, plus rapide et intuitif que Gefdyn. Le maillage compte 5'000 éléments quadratiques à huit nœuds (Figure 7.17).

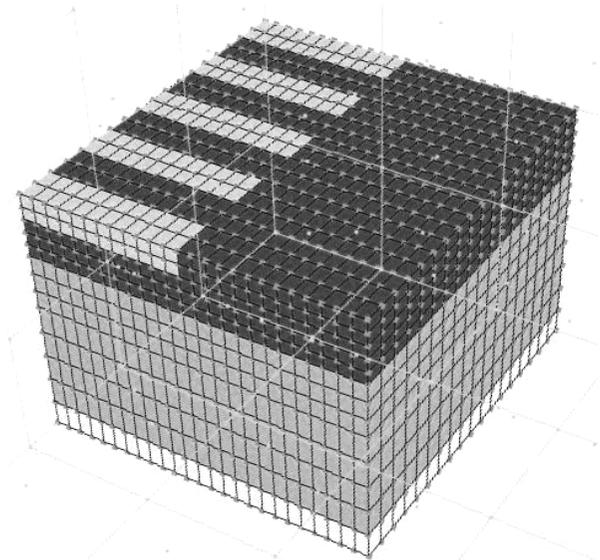


Figure 7.17 : Maillage 3D développé pour le calcul inverse

Les déformations ont été mesurées en continu dans le ballast et l'infrastructure au cours de la simulation du trafic. Pour le calcul inverse, l'amplitude des déplacements (la différence entre les déformations relatives à la charge minimale et maximale) est le déplacement visé. Elle permet de calculer le module élastique qui satisfait les conditions de déplacement pour la charge minimale et pour la charge maximale.

L'analyse des déplacements verticaux de la voie, pendant une série de trafic, montre que l'amplitude des déformations diminue dans les premiers cycles de trafic, pour ensuite augmenter progressivement sur le long terme. En Annexe 6 : charge – déplacement vertical, l'enveloppe des déplacements en fonction de la charge sinusoïdale, sont présentés.

La procédure de calcul des modules des couches de fondation, ainsi que de la variation du module de rigidité du ballast avec le temps, se fait par étapes successives.

7.4.1 Procédure et hypothèses

Pour simplifier le calcul inverse, la loi de comportement des fondations, ainsi que du ballast est supposée élastique. Ainsi, un seul paramètre est à déterminer pour chaque matériau. L'infrastructure est constituée de deux couches de fondation, dont les modules élastiques sont constants dans le temps, tandis que le module élastique du ballast est très variable dans le temps. Le calcul est fait en continuité des déplacements, et les matériaux sont supposés secs.

La contrainte verticale initiale résulte de la densité (ρ) et de l'épaisseur du matériel au-dessus de l'élément. Les densités et les coefficients de Poisson sont les mêmes que ceux admis pour la modélisation élastoplastique (cf. Tableau 7.1).

Une charge variable dans le temps d'un demi-essieu est appliquée sur la section, qui représente celle appliquée avec le vérin sur la voie d'essai. Les pourcentages de répartition sur les cinq traverses sont appliqués.

Les comparaisons entre les déformations calculées et celles constatées sont faites pour les nœuds correspondants aux emplacements des extensomètres dans les sections 2 et 3, c'est-à-dire:

- sur la traverse;
- à la base de la couche de ballast;
- dans la couche de fondation, à -40 cm de la base du ballast;
- dans la fondation, à -80 cm de la base du ballast.

Un schéma pour la section 2 est montré en Figure 7.18:

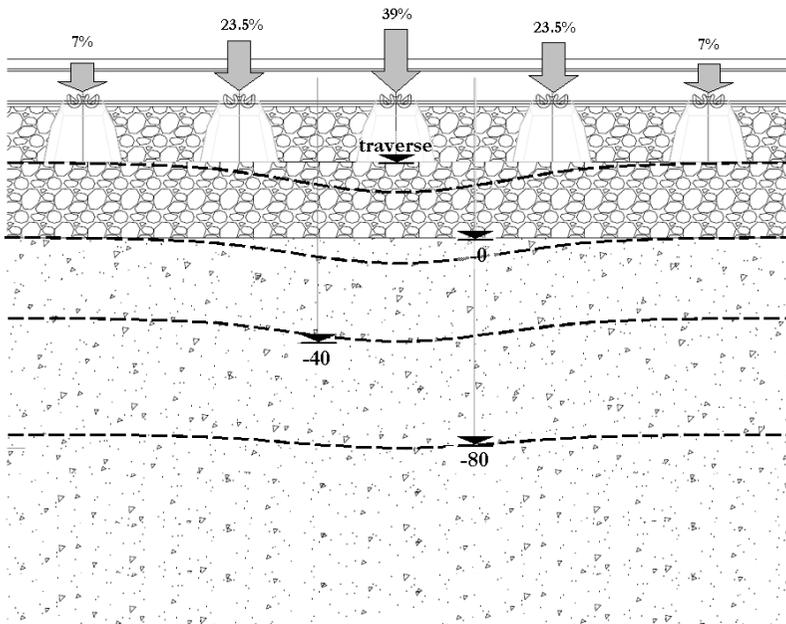


Figure 7.18 : Chargement et références pour la comparaison des amplitudes de déplacement par calcul inverse

Calcul des modules élastiques des matériaux de fondation

Les modules élastiques relatifs au grave de la fondation rigide, au limon de fondation souple, ainsi qu'à la grave de fond, située à la base des deux infrastructures, sont déterminés. Nous avons fait l'hypothèse que les modules élastiques des fondations ne varient pas avec les séries de trafic tandis que le module du ballast varie.

Pour le calcul des modules des fondations, la référence a été prise sur les amplitudes des déflexions relatives à l'extensomètre le plus profond, situé à -80 cm. Cet endroit est le plus éloigné de l'application de la charge, donc le moins influencé par le comportement du ballast situé au-dessus. Pour ce premier calcul, une valeur moyenne du module élastique a été choisie (150 MPa) pour le ballast.

Pour la section 2 rigide, un premier module élastique a été assigné au grave du fond et de la fondation. Ensuite, les modules ont été ajustés à chaque itération pour faire correspondre les valeurs des déplacements verticaux calculés à la moyenne des déplacements mesurés sur les extensomètres. Le module élastique du grave de fond est ensuite vérifié pour l'infrastructure souple, avec le module élastique du limon.

Après ajustements itératifs, les modules convergent vers les valeurs suivantes (Tableau 7.4):

Tableau 7.4 : Modules élastiques des matériaux d'infrastructure

Matériau	E obtenu par calcul inverse
Grave (fondation section 2)	425 MPa
Limon (fondation section 3)	375 MPa
Grave drainante de fond (sections 2 et 3)	145 MPa

Une fois les modules élastiques des fondations connus, le calcul inverse est réalisé pour une dizaine de cycles d'acquisition par série de trafic. Les mêmes cycles d'acquisition, de référence, ont été choisis pour chaque série de trafic, pour permettre une comparaison des résultats. Chaque module, déterminé sur la base des essais à la halle fosse, est un module instantané, basé sur une acquisition de 2 secondes à 4 Hz, correspondant à 8 passages d'essieux. L'objectif est de déterminer le module élastique du ballast et d'évaluer son évolution avec les cycles de trafic, et au long des séries de trafic effectuées à la halle fosse.

7.4.2 Résultats pour les deux sections

La charge variable entre 20 kN et 200 kN, représentative de celle appliquée par le vérin à la halle fosse, est simulée. L'amplitude des déformations calculée ($d_{(200 \text{ kN})} - d_{(20 \text{ kN})}$) est comparée avec celle mesurée pendant les acquisitions faites périodiquement sous trafic ($d_{\max} - d_{\min}$).

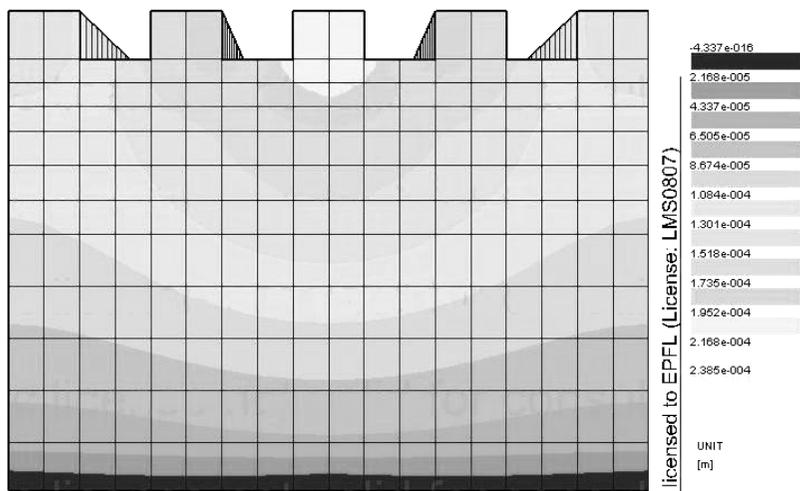


Figure 7.19 : Déplacements verticaux calculés dans la structure (en m) dans le plan de l'axe de la voie

Les résultats du module élastique pour le ballast sont présentés pour la section sur l'infrastructure rigide et pour la section à infrastructure souple.

L'évolution du module élastique du ballast, montrée par le calcul inverse, est très intéressante. Le module initial du ballast est très bas, conformément aux tassements élevés mesurés. Au fil des séries de trafic, le module augmente et se stabilise autour de 70 MPa, et les tassements diminuent et tendent à se stabiliser. Ceci est observé pour les deux sections. Après les bourrages, le module Ev2 qui indique la portance à long terme, se stabilise sur la même valeur, qui représente le module élastique intrinsèque du ballast. Les valeurs montrent comme le bourrage comporte une déstabilisation à court terme du squelette rigide du ballast, mais qui est ensuite récupéré pendant la phase de trafic.

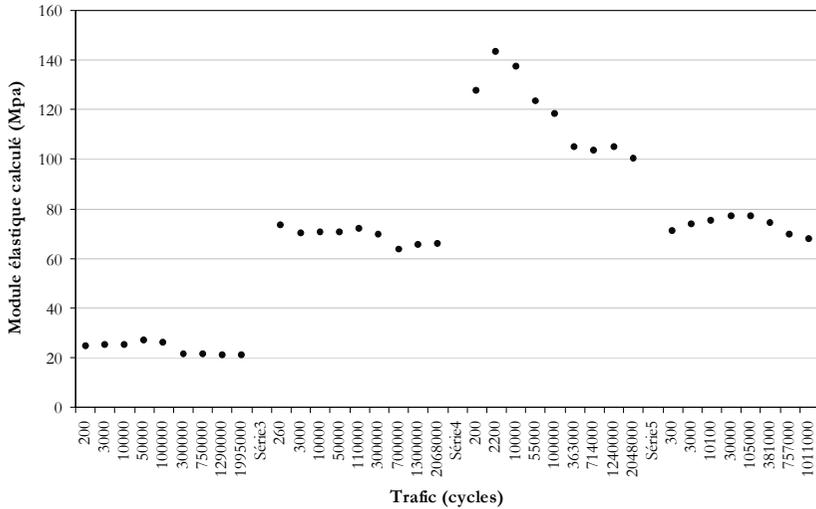


Figure 7.20 : Évolution du module du ballast, obtenu par calcul inverse, pour une charge de 20 à 200 kN - Section 2 à fondation rigide

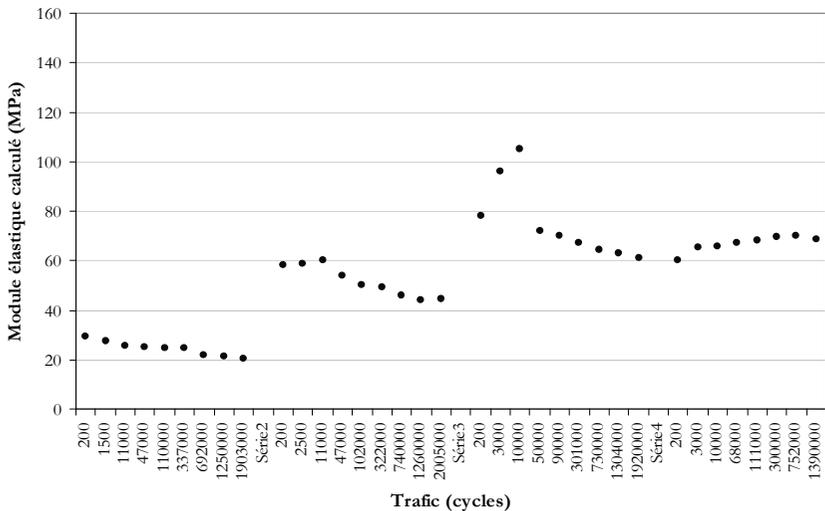


Figure 7.21: Évolution du module du ballast, obtenu par calcul inverse, pour une charge de 20 à 200 kN - Section 3 à fondation souple

Le module E est influencé par l'évolution de l'amplitude des déplacements. En début de chaque série, pendant les premiers cycles de charge, le tassement de la voie est plus grand mais en diminution, suite à la stabilisation du ballast. L'amplitude du déplacement diminue, donc, tandis

que le module élastique augmente. Après cette première phase, l'amplitude et le module élastique restent constants. Après environ 300'000 cycles, l'amplitude des déplacements commence à remonter légèrement avec le temps, et conséquemment le module élastique diminue. Cet effet a été remarqué pour les séries de trafic où la suspension de la traverse s'est développée. La traverse suspendue est due au chargement par le vérin d'une seule traverse, qui reste ensuite pendue aux rails et donc supportée par les traverses contiguës.

Pour la section à fondation rigide, cette suspension se développe après les premiers 100'000 cycles de chaque série, sauf la quatrième, effectuée après le débouillage à 45 Hz. Pour la section à fondation souple, l'effet de la traverse suspendue apparaît pour les trois premières séries de trafic, puis elle est corrigée avec le débouillage.

Observations

Les valeurs du module du ballast calculées sont plus basses que ceux mesurés avec l'essai de plaque. Ceci est dû à la traverse suspendue, et au déplacement important de la traverse dans l'air. Cela est confirmé par l'augmentation de l'amplitude des déplacements constatée, et par les acquisitions des données (cf. Figure 6.27). De ce fait, le module élastique apparent du ballast est inférieur au module réel. Pour calculer le module élastique réel du ballast, il est nécessaire d'isoler la partie du déplacement de la traverse qui est en contact avec le ballast. Cela est possible, car l'acquisition des déplacements de l'infrastructure est faite en simultané avec celle du vérin. Les deux ont la même référence temporelle et sont continues pendant les 2 secondes de chaque acquisition.

7.4.3 Calcul sans traverses suspendues et résultats

Une nouvelle analyse est faite que sur les déplacements correspondants à une charge entre 120 kN et 200 kN. Le minimum de la charge à 120 kN a été défini pour considérer la voie toujours en contact avec le ballast. Cette limite minimale de 120 kN est associée à une amplitude plus petite de la charge et des déplacements des capteurs. Le premier pas est de recalculer, avec Z_{Soil} , les modules élastiques des couches de fondation, correspondants à la nouvelle amplitude de la force imposée. Comme le module élastique est dépendant de la charge, nous avons obtenu des modules plus élevés que ceux calculés précédemment.

Tableau 7.5 : Modules élastiques corrigés pour les matériaux d'infrastructure

Matériau	E obtenu par calcul inverse
Grave (fondation section 2)	390 MPa
Limon (fondation section 3)	226 MPa
Grave de fond (sections 2 et 3)	120 MPa

A nouveau, l'hypothèse de considérer les modules élastiques des fondations constants, le long des séries de trafic, a été retenue. Les nouveaux calculs ont permis la détermination de valeurs de module élastique du ballast plus élevées. Les modules ainsi déterminés ont une très bonne correspondance avec la tendance des tassements mesurés sur les sections 2 et 3 le long des séries de trafic (cf. Figure 6.15 et Figure 6.21). Les résultats numériques montrent des valeurs plus proches de celles mesurées avec l'essai de plaque. On remarque la proportion entre les modules élastiques et les tassements mesurés sur les deux sections pour les différentes séries de trafic.

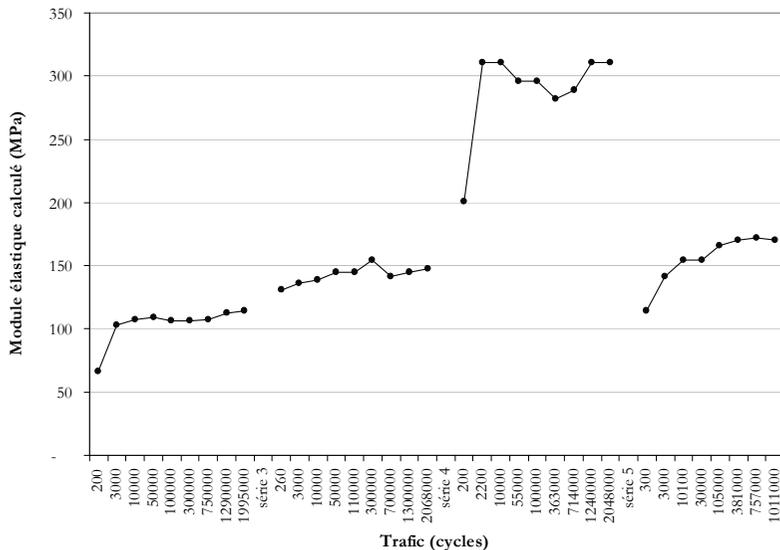


Figure 7.22 : Évolution du module du ballast, obtenu par calcul inverse, pour une charge de 120 à 200 kN - Section 2 à fondation rigide

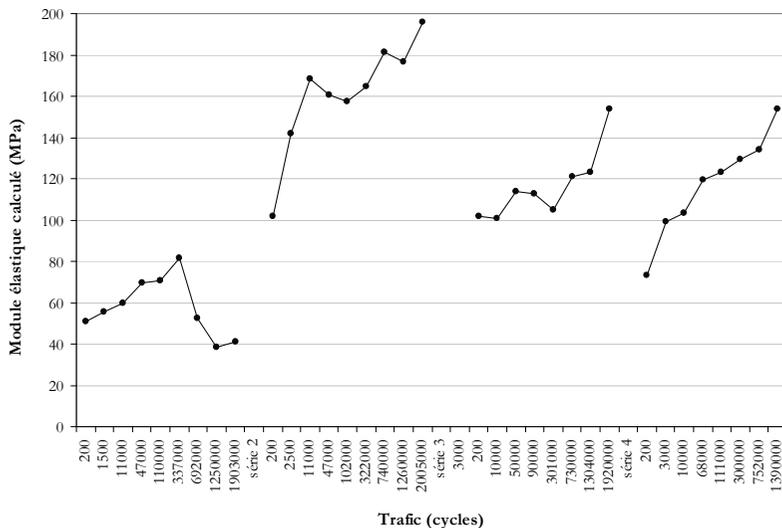


Figure 7.23 : Évolution du module du ballast, obtenu par calcul inverse, pour une charge de 120 à 200 kN - Section 3 à fondation souple

Cependant, après ce calcul, nous avons constaté que pour la quatrième série de trafic de la section rigide, ce deuxième calcul montre des valeurs du module E trop élevés. En fait, les mesures des

capteurs LVDT (sauf pour celui situé à -80 cm, dans l'infrastructure) ont une amplitude 10 fois plus faible que dans les autres séries, ce qui augmente en conséquence le module calculé.

Ces mesures très faibles peuvent être dues à plusieurs raisons:

- une erreur de mesure: un ou plusieurs capteurs LVDT ont peut-être été mal posés, ou la poutre de support des capteurs s'est retrouvée en contact avec un rail, ce qui a amorti les déplacements mesurés;
- une rigidification du ballast et de la partie supérieure de la fondation avec le débouillage, qui est ensuite supprimée avec le bourrage suivant.

La deuxième hypothèse expliquerait pourquoi les valeurs mesurés par le capteur à -80 cm ne sont pas perturbées pendant cette série de trafic. D'autre côté, il est surprenant que le débouillage ait eu des effets si importants dans la fondation. Les valeurs du tassement de la voie entre 200 et 2 millions de cycles Figure 6.15 et les résultats des essais de plaque après bourrage (3b) ne montrent pas une rigidité particulièrement élevée.

7.5 Synthèse

Dans ce chapitre, une analyse numérique des tassements de la voie à long terme a été faite. Deux approches ont été considérées: la modélisation élastoplastique cyclique selon la loi de Hujieux, et le calcul inverse, sur la base des valeurs mesurés pendant les essais à la halle-fosse.

La loi de Hujieux a été appliquée au ballast, et une comparaison de l'effet de deux types d'infrastructures (élastiques) sur les déformations du ballast a été réalisée. Des résultats intéressants ont été obtenus, en particulier sur l'emplacement des déformations plastiques maximales sous la traverse. Ensuite, un nouveau calcul a été fait en considérant une loi de comportement élastoplastique non seulement pour le ballast mais aussi pour la fondation souple. Les résultats montrent la concentration des zones plastifiées dans les deux matériaux, et révèle le rôle du matériel dans la répartition des contraintes.

L'objectif initial d'utiliser le modèle de Hujieux pour un calcul cyclique à long terme n'a pas pu être finalisé, car ce modèle a des grosses difficultés à converger pour un nombre de cycles supérieur à une dizaine et une structure de plusieurs éléments. Il est donc inutilisable dans une problématique de type ferroviaire où les premiers milliers de cycles montrent des tassements très variables (normalement dépendant du réarrangement initial des particules du ballast dans un squelette solide stable).

Nous avons donc analysé les modèles de tassement à long terme des infrastructures de transport. Nous nous sommes aperçus que pour certaines d'entre eux, le développement a été abandonné, tandis que d'autres ne sont pas bien adaptés au comportement réel d'une infrastructure de transport.

Le choix a donc porté ensuite sur le calcul inverse, méthode utilisée dans les infrastructures routières pour le calcul du module des différentes couches, sur la base des déformations mesurées in situ. Cette approche s'appuie sur un à éléments finis de la structure. Un maillage tridimensionnel d'une portion de voie a été réalisé. Le module des fondations rigide et souple, a été calculé grâce aux amplitudes de déplacement mesurées à -80 cm de profondeur. Une fois les modules des fondations établis, le module du ballast a été obtenu par itération pour toutes les séries de trafic. De cette manière, nous avons pu calculer sa variation dans le temps, le long de la période de trafic. Ce calcul nous a permis de remarquer la présence des traverses suspendues et étudier leurs effets sur le module de la voie.

8 CONCLUSIONS ET PERSPECTIVES

8.1 Résultats

La thèse traite le bourrage des voies ferrées ballastées, une procédure mécanisée qui existe depuis un demi-siècle, et dont le but premier est de restaurer le niveau géométrique de la voie. L'influence de la qualité du ballast et du trafic sur la dégradation du ballast et de la géométrie à long terme est au centre de la recherche présentée. Les objectifs principaux sont l'optimisation du bourrage pour augmenter la durée de vie du ballast, et le développement d'un outil de suivi de l'état mécanique du ballast dans le temps. Le travail a permis de mettre en évidence plusieurs aspects du comportement du ballast sous l'action du bourrage et du trafic.

8.1.1 Compréhension de la dégradation du ballast sous bourrage et trafic

La dégradation du ballast a été étudiée sous plusieurs aspects. La portance, donc la résistance mécanique du ballast a été mesurée sous traverse, dans la zone la plus sollicitée, avant et après chaque bourrage et série de chargement de trafic, et a constitué un critère d'optimisation du bourrage. Les tassements de la voie et de la couche de ballast ont aussi été mesurés pendant les séries de sollicitation du trafic. Les résultats ont été traités par la méthode du calcul inverse, et ont permis de suivre l'évolution du module élastique du ballast s trafic, ainsi que avec les bourrages et le débouillage. Le calcul a aussi mis en évidence l'effet des traverses suspendues sur la rigidité de la voie.

A la fin des essais, des échantillons de ballast prélevés et analysés ont montré la dégradation matérielle des grains de ballast, due au trafic et au bourrage. Une diminution progressive de la granulométrie a été remarquée spécialement pour le ballast situé sous la traverse. Nous avons aussi observé que le trafic, n'a pas provoqué une dégradation remarquable de la granulométrie. Les essais de résistance à l'abrasion ont, par contre, montré que le ballast soumis à trafic, bourrage et débouillage présente des arêtes plus émoussés, après sollicitation.

Les mesures effectuées lors de la simulation du trafic nous ont permis de détecter la présence des traverses suspendues. Une traverse suspendue mène à un déplacement plus grand de la traverse, et à une sous-estimation des valeurs de résistance du ballast. Nous avons aussi constaté que le "débouillage" à haute fréquence, et d'une durée de quelque minute a pour effet de ramener la traverse en contact permanent avec le ballast.

8.1.2 Efficacité du bourrage à long terme

L'installation mise en place au laboratoire a permis une simulation accélérée d'un trafic équivalent d'environ 10 à 20 ans d'exploitation, sur deux sections. Deux types d'infrastructures ont été testées: une rigide (catégorie QS3) et une souple (catégorie QS2). Grâce à cette installation, l'étude du comportement de la géométrie et du ballast à long terme a été menée. L'influence du type de fondation a été également analysée.

Une comparaison de deux types de bourrages a été réalisée: les effets du bourrage classique et du bourrage profond ont été étudiés, et confrontés à travers les mesures de portance et des tassements. Les résultats ont montré que l'efficacité du bourrage à long terme dépend des paramètres de bourrage choisis. La durabilité de la géométrie, de son côté, est aussi influencée par la qualité de la fondation.

Influence de l'infrastructure

La rigidité de la fondation assume aussi un rôle primordial dans le comportement de la voie à long terme et de la durabilité de ses composants. Les tassements irréversibles qui se produisent dans une fondation souple ne peuvent pas être corrigés directement, mais par l'intermédiaire du bourrage de ballast. Il est donc essentiel, lors de la construction d'une nouvelle voie, de garantir la portance très élevée de son infrastructure.

Les mesures prises dans les couches de fondation ont montré que l'amplitude de la déformation de la fondation souple est 50% supérieure que celle de la fondation rigide. Sur le long terme, l'effet sur la géométrie de la voie devient important, et ce tassement, *in situ*, ne peut être corrigé que par des interventions de bourrage plus fréquentes.

La modélisation numérique 2D avec la loi élastoplastique de Hujoux a permis d'identifier les différences de comportement du ballast, en fonction de l'infrastructure: souple ou rigide. Dans les deux cas, on a notamment identifié des zones critiques distinctes pour le développement de déformations plastiques dans le ballast. Une modélisation plus complète qui considère une loi de Hujoux pour une fondation souple a été également réalisée. Nous avons observé la répartition des contraintes et les déformations plastiques dans l'infrastructure souple, et l'influence de celle-ci sur le comportement du ballast.

8.1.3 Optimisation du bourrage

Les expérimentations en laboratoire en grandeur réelle ont permis de tester l'influence des paramètres principaux des machines actuelles, à savoir : la fréquence, l'amplitude de vibration et la profondeur de plongée. Les résultats expérimentaux ont permis d'identifier les valeurs qui garantissent une portance du ballast plus élevée et stable dans le temps.

La fréquence de 42 Hz, associée à une amplitude de 8 mm est un paramètre clef pour un bourrage qui préserve les propriétés mécaniques du ballast dans le temps. Le ballast, se trouvant dans un état visqueux, peut être arrangé de manière contrôlée et sans rupture des particules. La portance conséquente est supérieure et plus stable, que pour un ballast bourré à des fréquences inférieures.

Une autre découverte innovante concerne la profondeur de plongée. Le bourrage effectué à une profondeur de 60 mm sous la traverse montre une excellente stabilité de la portance dans le temps. Cette profondeur permet d'engager un plus grand nombre de grains dans le réarrangement et donc de garantir un compactage plus homogène.

Les bénéfices du bourrage profond ont été validés aussi sous trafic à long terme. Le ballast a globalement subi moins de déformations que dans la section soumise à bourrage classique. Ces résultats sont très positifs, de plus qu'ils ont été observés pour la section reposant sur une fondation souple, avec une portance notablement inférieure.

L'amplitude des vibrations a le même effet que la fréquence sur le comportement du ballast. Les essais avec une amplitude accrue (de 9.3 mm à la pioche) ont permis de mieux définir la frontière entre les régimes visqueux et liquide du ballast. Les pioches rencontrent très peu de résistance pendant les étapes du bourrage. Les grains de ballast sont réarrangés avec un frottement réciproque minimal, ce qui représente une condition optimale pour le bourrage. Cette amplitude, associée aux fréquences testées, s'est montrée très profitable.

Cette recherche permet ainsi de compléter les résultats obtenus par d'autres auteurs (Fischer 1983), plus particulièrement en ce qui concerne le comportement du ballast dans les limites du régime "visqueux"(c.à.d. entre 36 et 45 Hz). Ces résultats sont essentiels pour la technique du

processus de bourrage, et constituent une base scientifique pour les opérations de bourrage dans le futur.

Désormais, le bourrage permettra de rétablir la géométrie de la voie, sans réduire significativement la durée de vie du ballast. Ce processus peut permettre de rallonger les intervalles de temps entre les opérations de régénération et de renouvellement du ballast.

8.1.4 Outil de suivi de l'état mécanique du ballast

La portance s'est révélé un paramètre d'évaluation significatif, dans le choix d'une grandeur de suivi représentative de l'état mécanique du ballast *in situ*. Le ratio $Ev2/Ev1$ est indicatif de la stabilité de la portance dans le temps, et a montré une très bonne corrélation avec les tassements mesurés sur la voie après bourrage. Cette importante relation permet de considérer la mesure de la portance comme un outil de prévision de l'amplitude des tassements sous trafic, par exemple après un bourrage. Le ratio $Ev2/Ev1$ a également été utilisé comme moyen de comparaison de l'efficacité du bourrage, entre zones homogènes.

La portance a été mesurée par essai de plaque dans la zone de ballast la plus sollicitée, c.à.d. sous la traverse. Cette zone étant inaccessible depuis la surface, il n'a pas été possible de développer un outil de mesure continu. Néanmoins, une solution créative et innovante, qui prévoit le perçage des traverses en laboratoire, a permis d'effectuer des mesures intéressantes au cours des essais. Pour une mesure analogue en continu en pleine voie, le véhicule de mesure des affaissements des CFF pourrait constituer une possibilité intéressante.

8.1.5 Méthode du calcul inverse

Dans cette étude, l'approche de calcul inverse a été appliquée pour la première fois dans le domaine des infrastructures ferroviaires. Cette méthode permet de calculer le module élastique du ballast et des fondations en fonction des déplacements mesurés dans les couches, pendant la simulation du trafic. Le calcul s'appuie sur une modélisation tridimensionnelle à éléments finis d'une portion de la voie, comprenant cinq traverses. La méthode est très prometteuse; s'appuyant sur des mesures concrètes, elle donne des résultats réalistes. Notamment, la présence d'une traverse "suspendue" a été très clairement détectée. Ce phénomène a été pris en compte dans le suivi de l'évolution du module réel de rigidité du ballast avec les cycles de trafic.

8.2 Originalité de la thèse

L'approche interdisciplinaire, entre le domaine ferroviaire et celui de la géomécanique, constitue un des aspects originaux de ce travail de recherche. Très souvent, les recherches sur le système voie-infrastructure se focalisent uniquement sur les aspects géotechniques, et certains aspects du tassement à court et à long terme ne sont pas considérés. Dans cette recherche, les modèles développés dans la géomécanique et dans le domaine routier ont été des outils efficaces pour simuler et comprendre le comportement de la voie à long terme. Leur utilisation a permis aussi de mettre en évidence leurs limites et d'en déduire des conseils et des recommandations pour le futur.

En particulier, la méthode du calcul inverse a été une approche intéressante pour la détermination de la rigidité du ballast et de sa fondation, ainsi que pour leur suivi à long terme. Cette approche très souple peut être combinée aux essais mécaniques de diagnostic, pour le traitement des déformations et la détermination du module de rigidité de la voie dans le temps.

La construction d'un tronçon d'essai en vraie grandeur en laboratoire, pour la simulation accélérée du trafic et le bourrage avec paramètres variables, représente un grand accomplissement

de cette recherche. Le tronçon d'essai est une opportunité unique: il s'agit d'un moyen très appliqué d'étudier le comportement d'une infrastructure réelle, et d'en tirer des conclusions directes et des renseignements précieux. Il constitue, sans doute, un des aspects originaux de la thèse.

Cette recherche ne s'est pas faite sans difficultés: les essais à échelle réelle ont demandé beaucoup de moyens et une organisation détaillée des essais. La plupart des manipulations ont nécessité l'activité simultanée d'au moins deux personnes. Des corrections ont aussi été apportées en cours de route. Notamment, la structure de support du vérin a dû être entièrement rigidifiée pour supporter mieux les charges dynamiques.

D'un point de vue expérimental, les mesures de portance ont été réalisées au moyen d'essai de plaque, traditionnellement utilisé pour l'évaluation des fondations. Une installation innovante, pour appliquer les essais de plaque au dessous des traverses, a été développée. En effet, dans cette zone le ballast est plus sollicité par le trafic et subit les effets du bourrage. Nous avons donc pu mesurer la portance du ballast dans cette zone et étudier le comportement du ballast sous la traverse.

Les travaux de recherche ont conduit à une meilleure connaissance du comportement du ballast pendant le bourrage, en particulier sous l'effet du couplage fréquence – amplitude de vibration. La frontière entre le régime de comportement visqueux, propice au réarrangement contrôlé des grains de ballast et le début du régime liquide, qui facilite la pénétration et fermeture des pioches dans le ballast, a été explorée. Les paramètres qui caractérisent un bourrage innovant ont été définis, et ouvrent des nouvelles portes aux développements de ce processus.

8.3 Perspectives de développement futures

8.3.1 Modélisation numérique

Cette thèse ouvre les portes à de nombreuses perspectives de recherche.

Le développement et l'amélioration des modèles macroscopiques de prévision des tassements cycliques devraient être poursuivis, pour simuler le comportement du ballast à moyen-long terme. Dans la réalité, le tassement de la voie dans les premières centaines de cycles de trafic après bourrage est assez variable. Il n'existe donc pas d'utilité réelle à réaliser une modélisation très précise à court terme. Les modèles de tassement en fonction des cycles de chargement appliqués sont pertinents, et leur développement, avec application aux infrastructures de transport devrait être poursuivi. En particulier, l'approche viscoplastique est très prometteuse.

La méthode du calcul inverse devrait également être encore développée comme exploitation des mesures de surface sur le ballast et les fondations, dans le diagnostic de la voie. Il s'agit d'une approche simple et réaliste, qui est compatible avec toutes les mesures des propriétés mécaniques de la voie. D'autre part, sur un système multicouche, l'interprétation des résultats est plus difficile lorsque l'épaisseur des couches n'est pas connue, et qu'une seule valeur est mesurée. La méthode du calcul inverse est déjà utilisée avec succès dans le milieu des infrastructures routières, en se basant sur des mesures de déflexion.

Il doit également être envisagé d'aborder la mécanique de la voie en recourant aux approches basées sur l'énergie de déformation. Cette démarche, largement appliquée dans d'autres domaines du génie civil, pourrait décrire plus en détail l'évolution des déformations au sein du ballast et de la fondation.

8.3.2 Recherche expérimentale

Dans cette recherche, nous n'avons pas eu la possibilité de remplacer le ballast nouveau par du vieux, faute de temps et d'espace. Il serait intéressant de réaliser des essais de bourrage sur du vieux ballast, et sur du ballast moins dur (de type calcaire) afin de valider ces résultats pour un ballast en fin de vie, et pour des granulats qui ont tendance à casser plus facilement.

L'amélioration des processus d'entretien, mis à part l'aspect marketing des entreprises constructrices, nécessite l'engagement des gestionnaires des infrastructures ferroviaires. Ces derniers devraient mettre à disposition quelques sections d'essai, avec un trafic peu dense. Ceci qui engendrerait des coûts d'indisponibilité moindres ainsi que du ballast en fin de vie. Ces sections pourraient représenter un terrain d'essai des nouvelles procédures de bourrage, sous garantie d'une correction de la géométrie. Ainsi, des améliorations sur les procédés d'entretien pourraient être testées.

Le débouillage à haute fréquence, utilisé comme moyen de compacter le ballast, devrait être testé à plus grande échelle. L'endroit idéal serait constitué par des tronçons où un renouvellement du ballast est prévu à court terme. Avec un ajout de ballast pour rehausser la voie, cette procédure pourrait présenter une solution intéressante pour diminuer les tassements du ballast en fin de vie.

Pour une analyse comparative à long terme, des tronçons homogènes devraient être choisis sur le réseau, et suivis pendant une longue période. Des bourrages avec une amplitude de vibration différente pourraient être réalisés.

Une base de données des caractéristiques des fondations du réseau devrait être mise en place. Elle pourrait se baser sur les données disponibles (mesure de la portance lors de la construction ou du renouvellement de voie, valeurs mesurés par GPR, résultats de sondages...). Cette base de données serait d'utilité pour le suivi et la prévision des déformations de la voie sur les lignes, ainsi que comme instrument d'évaluation et décision dans le cas de tronçons à fort tassement.

8.4 Recommandations

Les résultats des essais en vraie grandeur prouvent qu'une fondation de qualité (c.à.d. de portance élevée) est essentielle pour garantir la durabilité de la géométrie et du ballast pendant toute sa durée de vie. Les bénéfices d'une infrastructure rigide sont observables également sur le long terme. L'investissement pour le renforcement et la stabilisation de la plateforme n'est donc pas inutile. En effet, les tassements des couches de fondation s'ajoutent à ceux du ballast, et une correction par bourrage devient plus difficile à obtenir, et est moins efficace. Il est important de garantir une fondation homogène, pour éviter que les matériaux différents se tassent à des vitesses différentes. S'il est inévitable d'avoir des zones d'infrastructure à portance différente, une attention particulière doit être donnée aux zones de transition. Une grande rigidité de l'infrastructure n'est jamais un défaut. Sur les ouvrages d'art et dans les zones où une grande rigidité pourrait donner des problèmes de vibrations, il est plus opportun de mettre des couches d'amortissement dans la superstructure. L'expérience a déjà montré l'efficacité des semelles sous rail et des patins réducteurs d'attrition sous traverse.

Un autre élément essentiel pour garantir une longue durée de vie du ballast est, en principe, de garantir sa qualité. En plus de caractéristiques requises dans la norme européenne EN 13450, il convient de choisir des granulats constitués de roches dures. Pour cela, les exigences pétrographiques, déjà présents dans les normes suisses ainsi que dans la normalisation européenne devraient être généralisées.

Enfin, les résultats de cette thèse prouvent qu'il est encore possible d'apporter des améliorations dans le processus de bourrage, et, en général, sur les procédés d'entretien ferroviaire. Le bourrage

a été pendant longtemps considéré comme un processus empirique basé sur les retours d'expérience. Il existe un réel potentiel d'amélioration du processus de bourrage. Outre la correction de la géométrie, nous avons démontré qu'on peut aussi augmenter la performance mécanique de la couche de ballast en choisissant des paramètres de bourrage plus adéquats.

Un bourrage plus efficace permet une augmentation de la durée de vie du ballast, et un retardement de son besoin de renouvellement. Ce progrès signifie une importante diminution des coûts de maintenance qui sont dépensés chaque année par les gestionnaires des infrastructures.

9 BIBLIOGRAPHIE

9.1 Générale

- Abdelkrim, M. (2004). "Analyse par le calcul des structures du comportement cyclique à long terme des infrastructures de transport," PhD, ENPC.
- Al Shaer, A. (2006). "Analyse des déformations permanentes des voies ferrées ballastées. Approche dynamique," PhD, ENPC, Paris.
- Alias, J. (1977). *La voie ferrée*, Eyrolles, Paris.
- Allou, F., Chazallon, C., Petit, C., and Hornych, P. (2007). "3D finite elements modelling of rut depth evolution of flexible pavements with the shakedown theory." *Advanced Characterisation of Pavement Soil Engineering Materials, Vols 1 and 2*, 451-460.
- Alva-Hurtado, J. E. D. (1980). "A methodology to predict the elastic and inelastic behaviour of railroad ballast," PhD, University of Massachusetts, Amherst, Massachusetts, U.S.A.
- Aubry, D., and Hujeux, J. C. "A double memory model with multiple mechanisms for cyclic soil behaviour." *International symposium on numerical models in geomechanics 1982*, Zurich.
- Augustin, S. (2002). "Untersuchungen zur Lagestabilität des Schotteroberbaus," PhD, Institut für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Fridericiana in Karlsruhe, Germany, Karlsruhe.
- Azéma, É. (2007). "Étude numérique des matériaux granulaires à grains polyédriques : rhéologie quasi-statique, dynamique vibratoire, application au procédé de bourrage du ballast," PhD, Université Montpellier 2, Montpellier.
- Bodin, V. (2001). "Comportement du ballast des voies ferrées soumises à un chargement vertical et latéral," PhD, ENPC, Paris.
- Boucher, D. L., and Selig, E. T. (1987). "Application of petrographic analysis to ballast performance evaluation." *Transportation Research Record*(1131), 15-25.
- Boyce, H. R. "A non-linear model for the elastic behaviour of granular materials under repeated loading." 285-291.
- CFF, I. (2008). "Technique de mesure et de diagnostic de CFF Infrastructure." Bern, Switzerland.
- Chazallon, C., and Habiballah, T. (2005). "Finite elements modelling of flexible pavements with the shakedown concept." *Road Materials and Pavement Design*, 6(1), 97-117.
- Chazallon, C., Hornych, P., and Mouhoubi, S. (2006). "Elastoplastic Model for the Long-Term Behavior Modeling of Unbound Granular Materials in Flexible Pavements." *International Journal of Geomechanics*, 6, 279.
- Chebli, C., Schmitt (2007). "Dynamic response of high-speed ballasted railway tracks: 3D periodic model and in situ measurements." *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, In Press, Corrected Proof.

- Chrismer, S. M. (1985). "Considerations of factors affecting ballast performance." Administration of American Railroads, Research and Test Department, Bulletin 704.
- Clark, M., Gordon, M., and Forde, M. C. (2003). "Issues over high-speed non-invasive monitoring of railway trackbed." *NDT & E International*, 37 (2004), 131-139.
- Clark, M., McCann, D. M., and Forde, M. C. (2002). "Infrared thermographic investigation of railway track ballast." *NDT & E International*, 35(2), 83-94.
- Clark, M. R., Gillespie, R., Kemp, T., McCann, D. M., and Forde, M. C. (2001). "Electromagnetic properties of railway ballast." *NDT & E International*, 34(5), 305-311.
- Clifton, A. W., Klassen, M. J., and Watters, B. R. (1987). "Production and testing of ballast." *Transportation Research Record*(1131), 26-34.
- Collins, I. F., and Boulbibane, M. (2000). "Geomechanical analysis of unbound pavements based on shakedown theory." *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 126, 50.
- Cuéllar, V. (2009). "Amélioration des zones de transition des lignes de TGV." Geotechnical Engineering for Transportation Infrastructure, R. Balkema, ed.
- Dahlberg, T. (1995). "Vertical dynamic train/track interaction verifying a theoretical model by full scale experiments." *Vehicle system dynamics - international journal of vehicle mechanics and mobility*, 24 (suppl), 45-57.
- Dahlberg, T. (2003). "Railway track settlements - a literature review. ." Linköping University, Linköping, Sweden.
- Dahlberg, T., Lundqvist, A., and Larsson, R. "Influence of railway track stiffness variations on wheel/rail contact force." *Track for High-Speed Railways 2006*, Porto, Portugal, 67-77.
- Däppen, J. (2003). "Sperrschichten aus Asphalt im Bahnbau." SMI-Fachtagung.
- Descantes, Y. F., Yann; Milcent, Frédéric. (2006). "Automated Measurement of Railway Ballast Angularity." *JOURNAL OF MATERIALS IN CIVIL ENGINEERING*, 612-619.
- ERRI. (1974). "Projet D117 (adaptation optimale de la voie au trafic de l'avenir), les déformations du ballast sous chargement répétées. ." *Doc RP5*, ERRI.
- Esveld, C. (2001). *Modern railway track*, MRT-Productions, Zaltbommel.
- Farritor, S. (2006). "Real-Time Measurement of Track Modulus from a Moving Car." U. S. Transportation and F. R. Administration, eds., National Technical Information Service, 37.
- Fischer, J. (1983). "Einfluss von Frequenz und Amplitude auf die Stabilisierung von Oberbauschocter," PhD, TU, Graz.
- Fortunato, E. M. (2005). "Renovação de plataformas ferroviárias. Estudos relativos à capacidade de carga.," PhD, FEUP Porto.
- Gerber, T. (2005). "Cailloux de première." *courrier CFF*, 2, 11.

- Grainger, P. (2001). "New trackbed investigation techniques." *Proceedings of the institution of Civil Engineers - Transports*, 147(4), 211-215.
- Guérin, N. (1996). "Approche expérimentale et numérique du comportement du ballast des voies ferrées," PhD, ENPC, Paris.
- Hardin, B. O., and Drnevich, V. P. (1972). "Shear Modulus and Damping in Soils: Measurement and Parameter Effects(Terzaghi Leture)." *Journal of the soil mechanics and foundations division*, 98(6), 603-624.
- Hicher, P. Y., and Rahma, A. (1994). "Micro-macro correlations for granular media. Application to the modelling of sands." *European journal of mechanics. A. Solids*, 13(6), 763-781.
- Hornych, P., Chazallon, C., Allou, F., and El Abd, A. (2007). "Prediction of permanent deformations of unbound granular materials in low traffic pavements." *Road Materials and Pavement Design*, 8(4), 643-666.
- Hugenschmidt, J. (2000). "Railway track inspection using GPR." *Journal of Applied Geophysics*, 43(2-4), 147-155.
- Hujeux, J.-C. (1985). "Une loi de comportement pour le chargement des sols." Génie parasismique, Davidovici, ed., Presses des Ponts et Chaussées, Paris, 287-302.
- Ionescu. (2005a). "Critical review of granular media with special reference to railway ballast." U. o. W. library, ed., Wollongong, 86.
- Ionescu, D. (2005b). "Ballast degradation and measurement of ballast fouling." *RTR*, 2, 12-19.
- Ionescu, D., Indraratna, B., and Christie, D. "Laboratory evaluation of the behaviour of railway ballast under static and repeated loads." *7th Australia New Zealand Conference on Geomechanics 1996*, Barton, 86.
- Jack, R., and Jackson, P. (1999). "Imaging attributes of railway track formation and ballast using ground probing radar." *NDT & E International*, 32(8), 457-462.
- Karrech, A. (2007). "Comportement des matériaux granulaires sous vibration : Application au cas du ballast," PhD, ENPC.
- Klassen, M. J., Clifton, A. W., and Watters, B. R. (1987). "Track evaluation and ballast performance specifications." *Transportation Research Record*(1131), 35-44.
- Klotzinger, E. P. (2002). "Further Development of Mechanised Ballast Cleaning." *RTR*, 2-3, 21-28.
- Kolisaja, P. "Factors affecting deformation properties of coarse grained granular material." *International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1997*, Hamburg, 337-342.
- Lassoudière, F. (1984). "Modélisation du comportement des sols sous sollicitation cyclique," PhD, Ed. Technip.

- Lekarp, F. (1997). "Permanent deformation behaviour of unbound granular materials," PhD, KTH, Stockholm.
- Li, D., and Selig, E. T. (1996). "Cumulative plastic deformation for fine-grained subgrade soils." *Journal of geotechnical engineering*, 122, 1006.
- Lichtberger, B. (2005). *Track compendium. Formation, permanent way, maintenance, economics*, Eurailpress, Hambourg.
- Lim, W. L. (2004). "Mechanics of railway ballast behaviour," PhD, Nottingham University.
- Lopez-Pita, T., Robuste. (2004). "High speed and track deterioration: the role of vertical stiffness of the track." *Rail and rapid transit*, 218(F), 31-40.
- Lu, M. (2008). "Discrete Element Modelling of Railway Ballast," PhD, University of Nottingham.
- Lundqvist, A. (2005). "Dinamic train/track interaction," PhD, LIU-TEK, Linköping.
- Mayoraz. (2001). "Comportement mécanique des milieux granulaires sous sollicitations cycliques: application aux fondations des chaussées," PhD, EPFL, Lausanne.
- Mc Carter, W., and Desmazes, P. (1997). "Soil characterization using electrical measurements." *CGéotechnique*, 47(1), 179-183.
- McDowell, G. R., Lim, W. L., Collop, A. C., Armitage, R., and Thom, N. H. (2005). "Laboratory simulation of train loading and tamping on ballast." Institution-of-Civil-Engineers:-Transport 89-95.
- Modaressi A., M. H., Picuezzu E., Aubry D. (1989). "Driver de la loi de comportement de Hujeux."
- Morgan, J. G. D., and Markland, E. (1981). "The effect of vibration on ballast beds." *Géotechnique*, 31(3), 367-382.
- Narayanan, R. M., Machavaram, R. N., Li, D., and Elias Samy, E. G. (2004). "Analysis of track modulus estimation radar (GPR) data models using ground penetrating." *Rail-International*, 35, 22-30.
- NGI. (2005). "SUPERTRACK: Sustained Performance of Railway Tracks." NGI, SNCF, ADIF, CEDEX, ECP, LU, BV, GDS.
- Niemunis, A., and Herle, I. (1997). "Hypoplastic model for cohesionless soils with elastic strain range." *Mechanics of Cohesive-Frictional Materials*, 2, 279-299.
- ORE. (1970). "Question D 71. Sollicitation de la voie, du ballast et de la plateforme sous l'action des charges roulantes. Caractéristiques mécaniques du ballast (Essais en laboratoire et en ligne)." 10, ORE (Office for Research and Experiments of the International Union of Railways, UIC), Utrecht.
- Oviedo-Marlot, X. (2001). "Etude du comportement du ballast par un modèle micromécanique," PhD, ENPC, Paris.

- Paute, J. L., Hornych, P., and Benaben, J. P. (1994). "Comportement mécanique des graves non traitées." *Bulletin Liaison Laboratoires des Ponts et Chaussées*, 190, 27-38.
- Perzyna, P. (1966). "Fundamental problems in viscoplasticity." *Advances in applied mechanics*, 9(2), 244-368.
- Plasser, and Theurer. (1993). "Technologie de la stabilisation dynamique de la voie." *Rail International*.
- Profillidis, V. (1983). "La voie ferrée et sa fondation. Modélisation mathématique," PhD thesis Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris.
- Profillidis, V., and Poniridis, P. (1985). "The mechanical behaviour of the sleeper-ballast interface." *Computers & Structures*, 24(3), 437-441.
- Profillidis, V. A. (2000). *Railway engineering*, Ashgate Publishing, Aldershot, Hampshire.
- Putallaz, Y. (2007). "Gestion stratégique de la maintenance et de la capacité d'un réseau ferré," PhD, EPFL, Lausanne.
- Raymond, G. P. (2002). "Reinforced ballast behaviour subjected to repeated load." *Geotextiles and Geomembranes*, 20(1), 39-61.
- Ricci, L., Nguyen, V. H., Sab, K., Duhamel, D., and Schmitt, L. (2005). "Dynamic behaviour of ballasted railway tracks: A discrete/continuous approach." *Computers & Structures*, 83(28-30), 2282-2292.
- Riessberger, K. "Ballast tracks for high speeds." *Track for High-Speed Railways 2006*, Porto, Portugal, 1-22.
- Rivier, R. (1997). "Évaluation des capacités ferroviaires." LITEP-EPFL, Lausanne.
- Rivier, R. E. (2003). "Gestion de la maintenance des voies ferrées." Y. P. J-D Buri, Chiara Paderno, ed., EPFL, Lausanne, 76.
- Röthlisberger, B. (2000). "Stopfversuch in Ostermundigen – Teil I & II."
- Röthlisberger, F. (2002). "Essai Micro Deval - grés alpins." FAMSAs - EK 4.01.
- Röthlisberger, F., Cuénod, J.-L., and Däppen, J. (2006). "Résistance à la compression des granulats en vrac."
- Röthlisberger, F., Däppen, J., Kurzen, E., and Würsch, E. (2005a). "The Los Angeles test applied to railway ballast – its statistical power and conclusions from it." *ETR*, 54(6), 355-362.
- Röthlisberger, F., Schmutz, G., Däppen, J., Kurzen, E., and Würsch, E. (2005b). "Zertrümmerung von Schotterkornern durch Gleisstopfungen." *EI - Der Eisenbahningenieur*, 56(10), 18 - 21.
- Sato, Y. "Experimental study on restoration works of settled ballast using scale models." *4th International heavy haul railway conference 1989*.

- Seed, H. B., Wong, R. T., Idriss, I. M., and Tokimatsu, K. (1986). "Moduli and damping factors for dynamic analyses of cohesionless soils." *Journal of Geotechnical Engineering*, 112(11), 1016-1032.
- Selig, E. T., and Li, D. (1994). "Track modulus: its meaning and factors influencing it." *Transportation research record*, 1470, 47-54.
- Selig, E. T., and Roner, C. J. (1987). "Effects of particle characteristics on behavior of granular material." *Transportation Research Record*(1131), 1-16.
- Selig, E. T., and Waters, J. M. (1994). *Track geotechnology and substructure management*, Telford, London.
- Shenton, M. (1978). "Deformation of Railway Ballast under Repeated Loading Conditions," PhD, Oxford.
- Shenton, M. J. "Ballast deformation and track deterioration." University of Nottingham, 253-265.
- Suiker, A. S. J. (2002). "The mechanical behaviour of ballasted railway tracks," PhD, TU, Delft.
- Suiker, A. S. J., and de Borst, R. (1997). "Low-cycle fatigue of granular materials." *Computational Plasticity: Fundamentals and Applications, Pts 1 and 2*, 1729-1736.
- Suiker, A. S. J., and de Borst, R. (2003). "A numerical model for the cyclic deterioration of railway tracks." *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, 57(4), 441-470.
- Suiker, A. S. J., Metrikine, A. V., and De Borst, R. (2001a). "Dynamic behaviour of a layer of discrete particles, part 1: Analysis of body waves and eigenmodes." *Journal of Sound and Vibration*, 240(1), 1-18.
- Suiker, A. S. J., Metrikine, A. V., and De Borst, R. (2001b). "Dynamic behaviour of a layer of discrete particles, part 2: Response to a uniformly moving, harmonically vibrating load." *Journal of Sound and Vibration*, 240(1), 19-39.
- Suiker, A. S. J., Selig, E. T., and Frenkel, R. (2005). "Static and cyclic triaxial testing of ballast and subballast." *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 131(6), 771-782.
- Sunaga, M. E., Hideaki (1994). "Density measurement of railroad ballast using gamma-ray." *QR of RTRI*, 35(1), 32-38.
- Texeira, P. F. (2003). "Contribution to the reduction of track maintenance costs by optimizing its vertical stiffness," PhD, UPC, Barcelona.
- Tolppanen, P., Stephansson, O., and Stenlid, L. (2000). "3-D degradation analysis of railroad ballast." *Bulletin Eng Geol Env*, 61, 35-42.
- Tutumuler, E. "Aggregate Shape Effects on Ballast Tamping and Railroad Track Lateral Stability." *AREMA Annual Conference 2006*, Louisville.
- UIC, i. d. (2008). "Best practice guide for optimum track geometry durability." UIC, Paris.

- Van 't Zand, J. a. M., J. . (1997). "Ballast resistance under three dimensional loading." Delft University of Technology, 9.
- Watters, B. R., Klassen, M. J., and Clifton, A. W. (1987). "Evaluation of ballast materials using petrographic criteria." *Transportation Research Record*(1131), 45-63.
- Yu, H. S., and Li, H. X. (2009). "A Non-linear Programming Approach to Shakedown Analysis for a General Yield Condition." *Limit States of Materials and Structures: Direct Methods*, 271-287.
- Zagyapan, M., and Fairfield, C. A. (2002). "Continuous surface wave and impact methods of measuring the stiffness and density of railway ballast." *NDT & E International*, 35(2), 75-81.
- Zhai, W. M., Wang, K. Y., and Lin, J. H. (2004). "Modelling and experiment of railway ballast vibrations." *Journal of Sound and Vibration*, 270(4-5), 673-683.

9.2 Normatives et règlements européens et suisses

9.2.1 Normes européennes

- EN 932-1 Essais pour déterminer les propriétés générales des granulats – Partie 1: Méthodes d'échantillonnage
- EN 932-2 Essais pour déterminer les propriétés générales des granulats - Partie 2: Méthodes de réduction d'un échantillon de laboratoire
- EN 932-3 Essais pour déterminer les propriétés générales des granulats - Partie 3: Procédure et terminologie pour la description pétrographique simplifiée
- EN 933-1 Essais pour déterminer les propriétés géométriques des granulats - Partie 1: détermination de la granularité – Analyse granulométrique par tamisage
- EN 933-2 Essais pour déterminer les propriétés géométriques des granulats - Partie 2: Détermination de la granularité - Tamis de contrôle, dimensions nominales des ouvertures
- EN 933-3 Essais pour déterminer les caractéristiques géométriques des granulats - Partie 3: Détermination de la forme des granulats - Coefficient d'aplatissement
- EN 933-4 Essais pour déterminer les caractéristiques géométriques des granulats - Partie 4: Détermination de la forme des grains - Indice de forme
- EN 933-5 Essais pour déterminer les propriétés géométriques des granulats - Partie 5: Détermination du pourcentage de surfaces cassées dans les gravillons
- EN 1097-2 Essais pour déterminer les caractéristiques mécaniques et physiques des granulats - Partie 2 : Méthodes pour la détermination de la résistance à la fragmentation
- EN1367-2 Essais pour déterminer les propriétés thermiques et l'altérabilité des granulats - Partie 2 : Essai au sulfate de magnésium
- EN 13450 Granulats pour ballasts de voies ferrées

9.2.2 Normes suisses

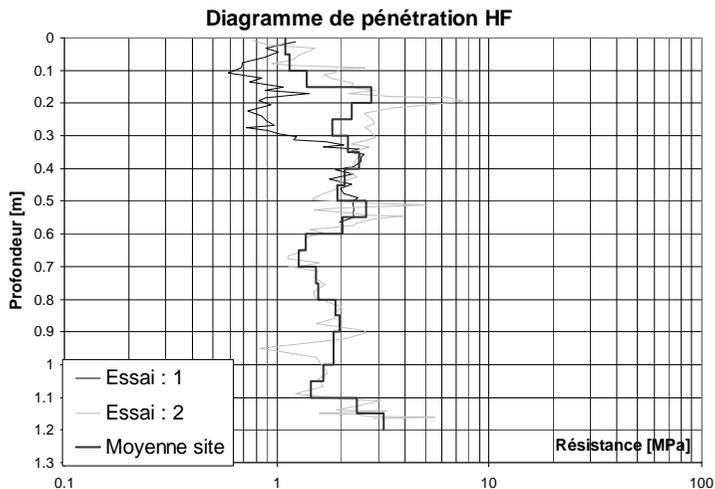
- SN 670 010b Coefficients caractéristiques des sols
- SN 670110 Granulats pour ballasts de voies ferrées - Avant-propos et annexe nationale
- SN 670115 Granulats minéraux - Minéralogie et pétrographie qualitative et quantitative
- SN 670120d Graves pour couches de fondation - Exigences de qualité
- SN 670312b Appareil VSS pour essais de charge avec plaque EV et ME
- SN 670317b Dimensionnement terrain et infrastructure
- SN 670585b Compactage et portance - Exigences
- SN 670830a Granulats minéraux - Essai d'écrasement
- SN 670901-1a Essais pour déterminer les propriétés générales des granulats – Partie 1: Méthodes d'échantillonnage. Avant-propos national
- SN 670901-2a Essais pour déterminer les propriétés générales des granulats – Partie 2: Méthodes de réduction d'un échantillon de laboratoire.100 Avant-propos national
- SN 670901-3a Essais pour déterminer les propriétés générales des granulats -Partie 3: Procédure et terminologie pour la description pétrographique simplifiée. Avant-propos national
- SN 670902-1a Essais pour déterminer les caractéristiques géométriques des granulats – Détermination de la granularité - Partie 1: Analyse granulométrique par tamisage. Avant-propos national

- SN 670902-2a Essais pour déterminer les caractéristiques géométriques des granulats – Détermination de la granularité - Partie 2: Tamis de contrôle, dimensions nominales des ouvertures. Avant-propos national
- SN 670 903-2a Essais pour déterminer les caractéristiques mécaniques et physiques des granulats - Partie 2 : Méthodes pour la détermination de la résistance à la fragmentation. Avant-propos national

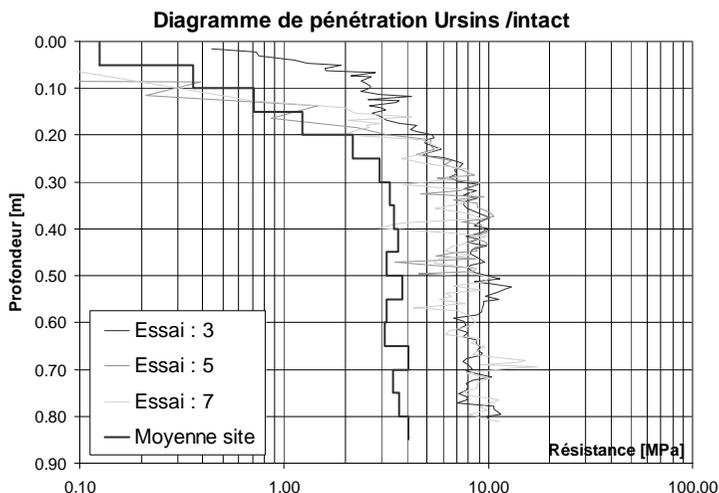
9.2.3 Règlements suisses

- R RTE 21110 Infrastructure et ballast - Voie normale (et métrique)
- D-I-FW 001 Arbeitstechnische Qualifizierung von Gleisbaumaschinen

ANNEXE 1 : RÉSULTATS DES ESSAIS DE PÉNÉTRATION SUR LES SECTIONS À FONDATION SOUPLE (3 À 6)

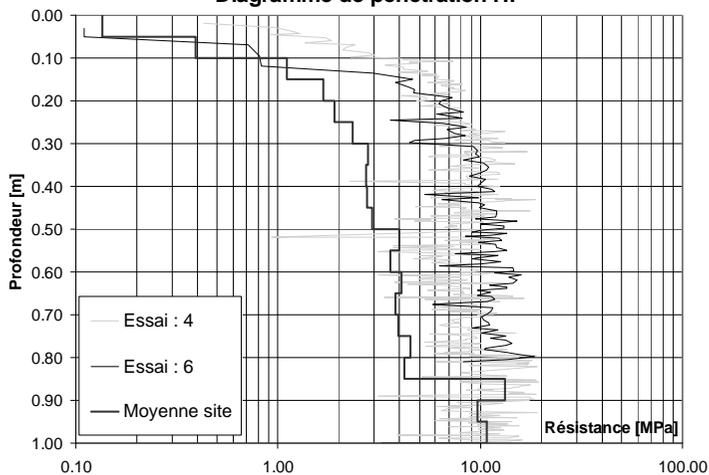


Consistance (Argile et limon):	Très molle	Molle	Moy.	Ferm	Dure	Très dure
Compacité (Sable et gravier):	Très lâche	Lâche		Moyenne	Compact	Très compact



Consistance (Argile et limon):	Très molle	Molle	Moy.	Ferm	Dure	Très dure
Compacité (Sable et gravier):	Très lâche	Lâche		Moyenne	Compact	Très compact

Diagramme de pénétration HF



Consistance (Argile et limon):	Très molle	Molle	Moy.	Fer	Dure	Très dure
Compacité (Sable et gravier):	Très lâche	Lâche		Moyenne		Compact Très compact

ANNEXE 2 : ANALYSE DES MATÉRIAUX DE FONDATION, À LA POSE

Grave, sections rigides

Laboratoire des Voies de Circulation

EPFL - LAVOC
Bât. GCB
1015 Lausanne
Tél: 021/693.23.45
Fax: 021/693.63.49

PROCES-VERBAL



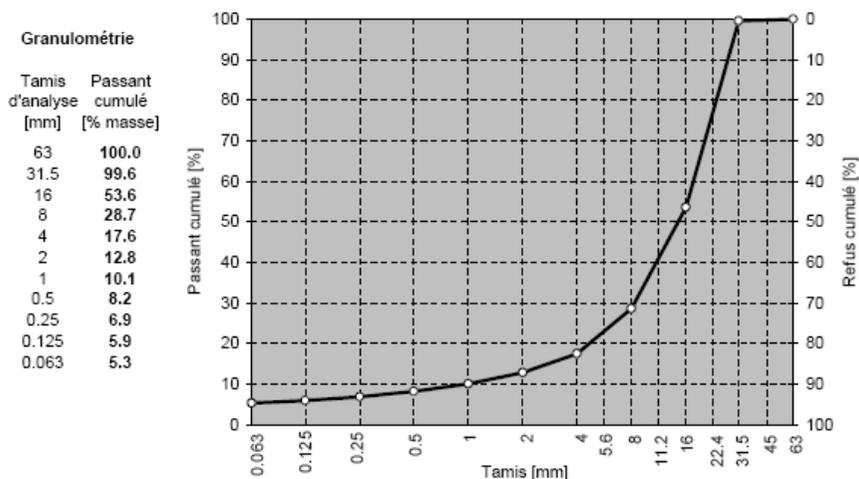
Analyse granulométrique par tamisage

Informations générales

Mandant : Thèse Chiara Paderno Code LAVOC : CIMATBAL001AGR_EN
N° d'échantillon LAVOC : CIMATBAL001 N° d'échantillon client : 0
Description du produit : Grave concassée 0/30 sur puits, prélèvement n° 1, 2, 3
Objet : Processus innovant pour les infrastructures routières
Date de réception : 27.07.2007
Date de l'essai : 30.07.2007 Opérateur : SM / AP / MP

Résultats

Modes opératoires : SN EN 670 901-1a EN 932-1, SN EN 670 901-2a EN 932-2,
SN EN 670 902-1a EN 933-1, SN EN 670 902-2a EN 933-2 et G-03 LAVOC



*Limon (fondation souple)***Laboratoire des Voies de Circulation**

EPFL - LAVOC

Bât. GCB

1015 Lausanne

Tél: 021/693.23.45

Fax: 021/693.63.49

PROCES-VERBAL



Analyse granulométrique par tamisage

Informations générales

Mandant : Thèse Chiara Paderno

Code LAVOC : CIMATBAL004AGR_EN

N° d'échantillon LAVOC : CIMATBAL004

N° d'échantillon client : -

Description du produit : Limon sur fosse, prélèvement n° 1

Objet : Processus innovant pour les infrastructures ferroviaires

Lieu de prélèvement : Halle-Fosse

Date de prélèvement : 27.07.2007 10:00

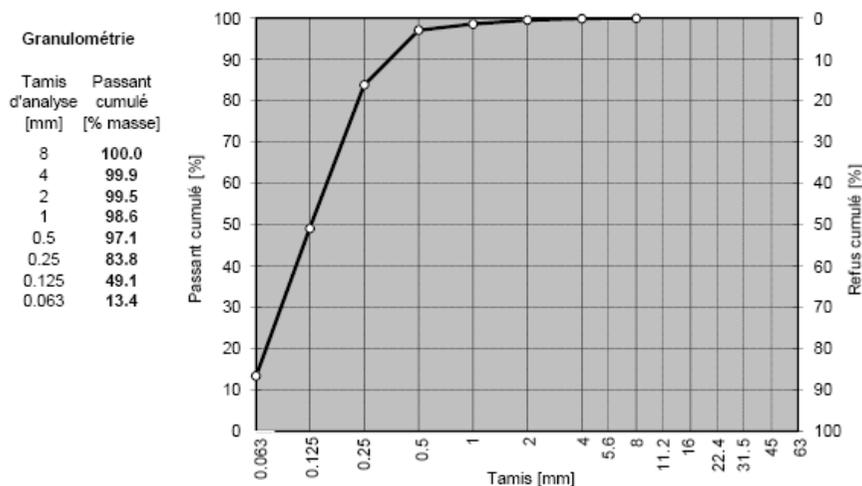
Réalisé par : SM / AP

Date de l'essai : 30.07.2007

Opérateur : SM / AP / MP

Résultats

Modes opératoires : SN EN 670 901-1a EN 932-1, SN EN 670 901-2a EN 932-2,
SN EN 670 902-1a EN 933-1, SN EN 670 902-2a EN 933-2 et G-03 LAVOC



*Grave drainante (de fond)***Laboratoire des Voies de Circulation**

EPFL - LAVOC
 Bât. GCB
 1015 Lausanne
 Tél: 021/693.23.45
 Fax: 021/693.63.49

PROCÈS-VERBAL



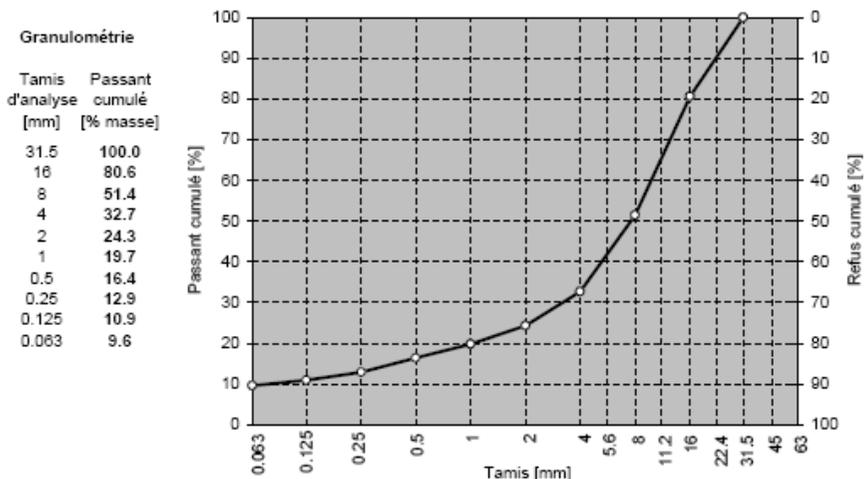
Analyse granulométrique par tamisage

Informations générales

Mandant : **Thèse Chiara Paderno** Code LAVOC : **CIMATBAL001AGR_EN**
 N° d'échantillon LAVOC : **CIMATBAL001** N° d'échantillon client : **0**
 Description du produit : **Grave concassée 0/16 sur puits, moyenne prélèvement n°1 - essai 7, 8**
 Objet : **Processus innovant pour les infrastructures routières**
 Date de réception : **27.07.2007**
 Date de l'essai : **30.07.2007** Opérateur : **SM / AP / MP**

Résultats

Modes opératoires : SN EN 870 901-1a EN 932-1, SN EN 870 901-2a EN 932-2,
 SN EN 870 902-1a EN 933-1, SN EN 870 902-2a EN 933-2 et G-03 LAVOC



ANNEXE 3 : RÉSULTATS DES ESSAIS EN LABORATOIRE SUR LE BALLAST

Granulométrie de référence

Laboratoire des Voies de Circulation

EPFL - LAVOC
Station 18
1015 Lausanne
Tél: 021/693.23.45
Fax: 021/693.63.49

PROCES-VERBAL



ÉCOLE POLYTECHNIQUE
FÉDÉRALE DE LAUSANNE

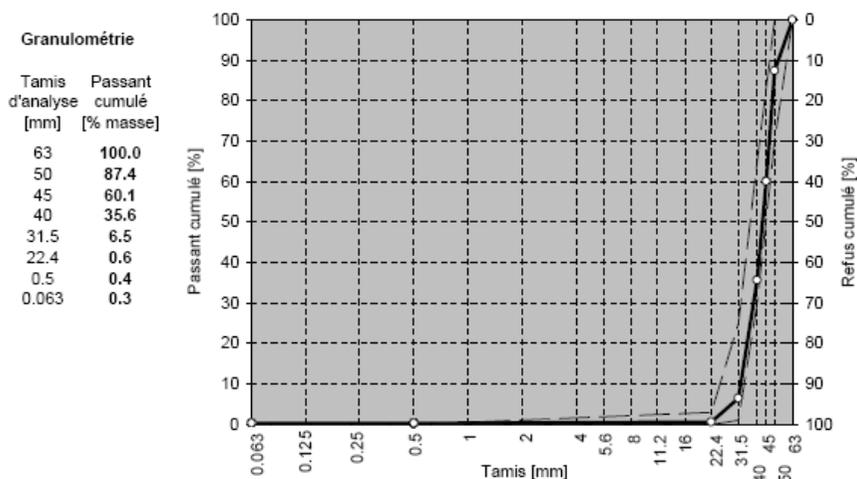
Analyse granulométrique par tamisage

Informations générales

Mandant : **Thèse Chiara Paderno** Code LAVOC : **CIMATBAL000AGR_EN**
N° d'échantillon LAVOC : **CIMATBAL000** N° d'échantillon client : -
Description du produit : **Ballast CFF (Prélèvement REFERENCE)**
Objet : **Processus innovant pour les infrastructures ferroviaires**
Lieu de prélèvement : **Halle Fosse**
Date de prélèvement : **04.03.2010** Réalisé par : **JWFA + MP**
Date de l'essai : **05.03.2010** Opérateur : **Jean-W. Fils-Aimé**

Résultats

Modes opératoires : SN EN 670 901-1a EN 932-1, SN EN 670 901-2a EN 932-2,
SN EN 670 902-1a EN 933-1, SN EN 670 902-2a EN 933-2 et G-03 LAVOC



Fuseau normalisé du graphique: 32 / 50 (ballast CFF)

*Granulométrie à la fin des essais:**Section 3 sous la traverse***Laboratoire des Voies de Circulation**

EPFL - LAVOC

Station 18

1015 Lausanne

Tél: 021/693.23.45

Fax: 021/693.63.49

PROCES-VERBAL



Analyse granulométrique par tamisage

Informations générales

Mandant : Thèse Chiara Paderno

Code LAVOC : CIMATBAL005-BAGR_EN

N° d'échantillon LAVOC : CIMATBAL005-B

N° d'échantillon client : -

Description du produit : Ballast CFF (Prélèvement 5 sous la traverse)

Objet : Processus innovant pour les infrastructures ferroviaires

Lieu de prélèvement : Halle Fosse

Date de prélèvement : 02.03.2010

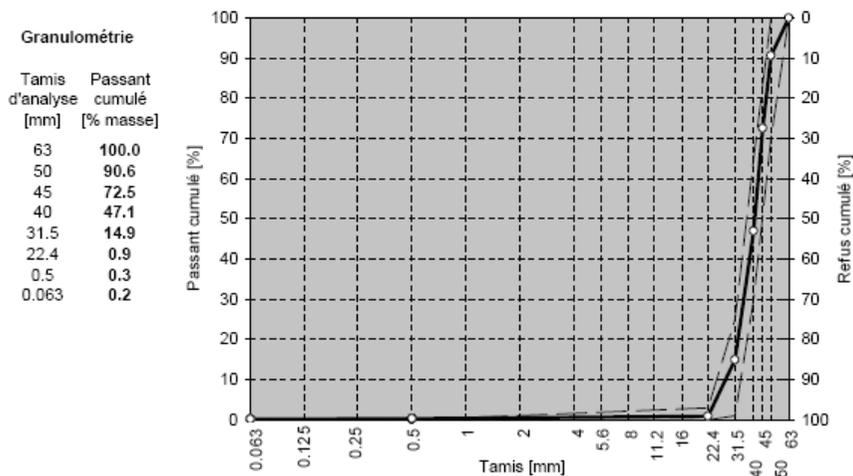
Réalisé par : JWFA-AP-JCR

Date de l'essai : 05.03.2010

Opérateur : JCR

Résultats

Modes opératoires : SN EN 670 901-1a EN 932-1, SN EN 670 901-2a EN 932-2,
SN EN 670 902-1a EN 933-1, SN EN 670 902-2a EN 933-2 et G-03 LAVOC



Fuseau normalisé du graphique: 32 / 50 (ballast CFF)

Section 3 autour de la traverse

Laboratoire des Voies de Circulation

EPFL - LAVOC
 Station 18
 1015 Lausanne
 Tél: 021/693.23.45
 Fax: 021/693.63.49

PROCES-VERBAL



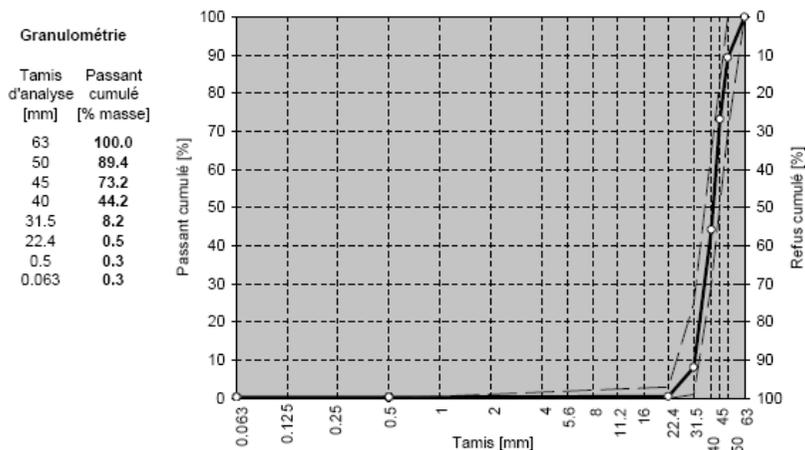
Analyse granulométrique par tamisage

Informations générales

Mandant : Thèse Chiara Paderno Code LAVOC : CIMATBAL005-AAGR_EN
 N° d'échantillon LAVOC : CIMATBAL005-A N° d'échantillon client : -
 Description du produit : Ballast CFF (Prélèvement 5 autour de la traverse)
 Objet : Processus innovant pour les infrastructures ferroviaires
 Lieu de prélèvement : Halle Fosse
 Date de prélèvement : 02.03.2010 Réalisé par : JWFA-AP-JCR
 Date de l'essai : 04.03.2010 Opérateur : AP-JCR

Résultats

Modes opératoires : SN EN 670 901-1a EN 932-1, SN EN 670 901-2a EN 932-2,
 SN EN 670 902-1a EN 933-1, SN EN 670 902-2a EN 933-2 et G-03 LAVOC



Fuseau normalisé du graphique: 32 / 50 (ballast CFF)

Section 6 sous la traverse

Laboratoire des Voies de Circulation

EPFL - LAVOC
 Station 18
 1015 Lausanne
 Tél: 021/693.23.45
 Fax: 021/693.63.49

PROCÈS-VERBAL



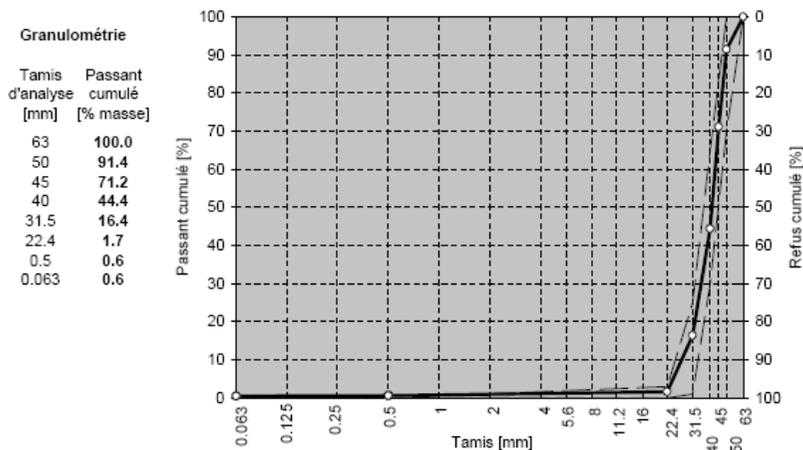
Analyse granulométrique par tamisage

Informations générales

Mandant : Thèse Chiara Paderno Code LAVOC : CIMATBAL006-BAGR_EN
 N° d'échantillon LAVOC : CIMATBAL006-B N° d'échantillon client : -
 Description du produit : Ballast CFF (Prélèvement 6 sous la traverse)
 Objet : Processus innovant pour les infrastructures ferroviaires
 Lieu de prélèvement : Halle Fosse
 Date de prélèvement : 02.03.2010 Réalisé par : JWFA-AP-JCR
 Date de l'essai : 08.03.2010 Opérateur : Jean-W. Fils-Aimé

Résultats

Modes opératoires : SN EN 670 901-1a EN 932-1, SN EN 670 901-2a EN 932-2,
 SN EN 670 902-1a EN 933-1, SN EN 670 902-2a EN 933-2 et G-03 LAVOC



Fuseau normalisé du graphique: 32 / 50 (ballast CFF)

Section 6 autour de la traverse

Laboratoire des Voies de Circulation

EPFL - LAVOC

Station 18

1015 Lausanne

Tél: 021/693.23.45

Fax: 021/693.63.49

PROCES-VERBAL



Analyse granulométrique par tamisage

Informations générales

Mandant : Thèse Chiara Paderno

Code LAVOC : CIMATBAL006-AAGR_EN

N° d'échantillon LAVOC : CIMATBAL006-A

N° d'échantillon client : -

Description du produit : Ballast CFF (Prélèvement 6 autour de la traverse)

Objet : Processus innovant pour les infrastructures ferroviaires

Lieu de prélèvement : Halle Fosse

Date de prélèvement : 02.03.2010

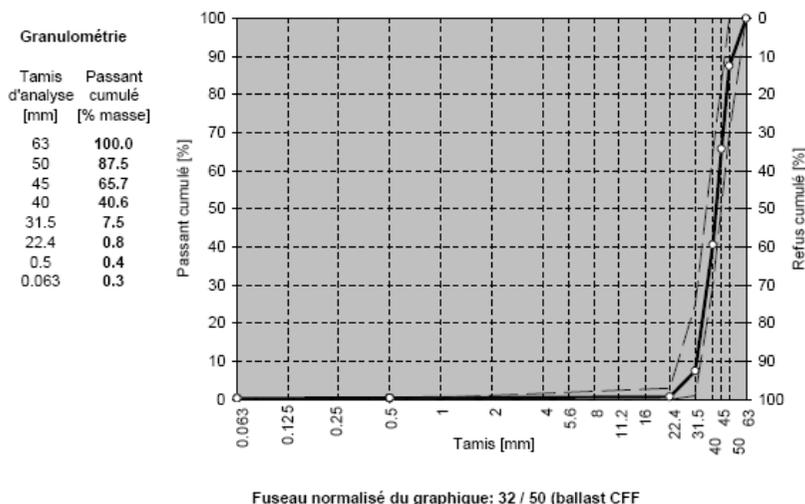
Réalisé par : JWFA-AP-JCR

Date de l'essai : 08.03.2010

Opérateur : Jean-W. Fils-Aimé

Résultats

Modes opératoires : SN EN 670 901-1a EN 932-1, SN EN 670 901-2a EN 932-2,
SN EN 670 902-1a EN 933-1, SN EN 670 902-2a EN 933-2 et G-03 LAVOC



ANNEXE 4 : RESULTATS DES ESSAIS DE PLAQUE SUR LE BALLAST

Essais effectués pendant les tests d'évaluation des paramètres de bourrage

Après bourrage	Param1	Param2	ME1	ME2	Ev1	Ev2	σ_{\max}	ME ₂ /ME ₁	Ev ₂ /Ev ₁
nr.			[MN/m ²]	[-]	[-]				
1	36		11.3	60.7	9.2	43.3	0.56	5.4	4.7
1	36		34.6	66.3	15.4	51.6	0.56	1.9	3.3
1	39		7.3	85.5	6.2	57.2	0.56	11.8	9.3
1	39		17.2	101.1	13.0	73.4	0.56	5.9	5.6
1	42		35.0	101.8	24.9	79.3	0.56	2.9	3.2
1	42		459.3	131.7	62.6	88.2	0.56	0.3	1.4
1	42→39		29.6	67.6	17.4	40.3	0.56	2.3	2.3
1	42→39		41.1	112.8	19.3	69.8	0.56	2.7	3.6
2	36		942.7	157.4	141.9	142.5	0.56	0.2	1.0
2	36		29.2	102.5	16.4	72.4	0.56	3.5	4.4
2	39		21.2	68.7	14.5	43.8	0.55	3.2	3.0
2	39		66.1	95.4	27.7	66.0	0.54	1.4	2.4
2	42		63.3	106.2	31.0	73.3	0.56	1.7	2.4
2	42		23.9	82.1	16.0	57.1	0.56	3.4	3.6
2	42→28		38.9	89.3	16.4	63.6	0.56	2.3	3.9
2	42→28		325.5	146.0	59.1	96.9	0.56	0.4	1.6
3	39+2	15	44.3	99.6	25.3	76.7	0.56	2.3	3.0
3	39+2	15	28.4	93.1	19.9	60.8	0.56	3.3	3.1
3	39+2	25	22.5	85.7	16.4	63.1	0.55	3.8	3.8
3	39+2	25	53.3	102.9	28.8	76.3	0.56	1.9	2.7
3	39+6	15	296.5	103.2	66.0	98.9	0.56	0.3	1.5
3	39+6	15	28.5	49.3	18.6	40.8	0.56	1.7	2.2
3	39+6	25	73.0	58.0	42.2	62.5	0.56	0.8	1.5
3	39+6	25	44.6	103.9	26.5	71.6	0.56	2.3	2.7
4	39	9.3 mm	22.2	98.3	18.3	72.4	0.56	4.4	4.0
4	39	9.3 mm	33.7	100.2	25.1	81.6	0.56	3.0	3.3
4	40	9.3 mm	41.4	111.5	23.5	74.1	0.56	2.7	3.2
4	40	9.3 mm	37.1	118.5	28.6	85.3	0.30	3.2	3.0

Essais effectués pendant la simulation du trafic et bourrage, section 2 (fondation rigide)

Date	Section	ME1 [MN/m ²]	ME2 [MN/m ²]	Ev1 [MN/m ²]	Ev2 [MN/m ²]	σ_{\max} [MN/m ²]	ME2/ME1 [-]	Ev2/Ev1 [-]
1a	2L	69	174.6	48.3	132.4	0.56	2.52	2.74
1b	2L	18	85.0	13.1	63.3	0.56	4.66	4.82
2a	2L	35	299.5	28.6	285.7	0.56	8.49	9.98
2b	2L	41	127.8	27.3	100.0	0.56	3.11	3.66
3a	2L	271	93.4	164.5	96.9	0.56	0.34	0.59
3b	2L	40	115.2	29.7	98.7	0.56	2.85	3.32
4a	2L	317	280.9	199.3	284.6	0.56	0.89	1.43
4b	2L	126	103.7	61.5	87.1	0.56	0.82	1.42

Essais effectués pendant la simulation du trafic et bourrage, section 3 (fondation souple)

Date	Section	ME1 [MN/m ²]	ME2 [MN/m ²]	Ev1 [MN/m ²]	Ev2 [MN/m ²]	σ_{\max} [MN/m ²]	ME2/ME1 [-]	Ev2/Ev1 [-]
0	3G	62	202.9	53.2	179.3	0.56	3.27	3.37
1a	3G	264	213.2	143.2	175.6	0.56	0.81	1.23
1b	3G	104	105.0	47.4	88.7	0.56	1.01	1.87
2a	3G	223	286.0	179.9	293.2	0.56	1.28	1.63
2b	3G	114	163.0	45.6	104.6	0.56	1.43	2.29
3a	3G	777	437.9	378.5	360.1	0.56	0.56	0.95
3b	3G	71	119.5	39.1	91.9	0.56	1.68	2.35

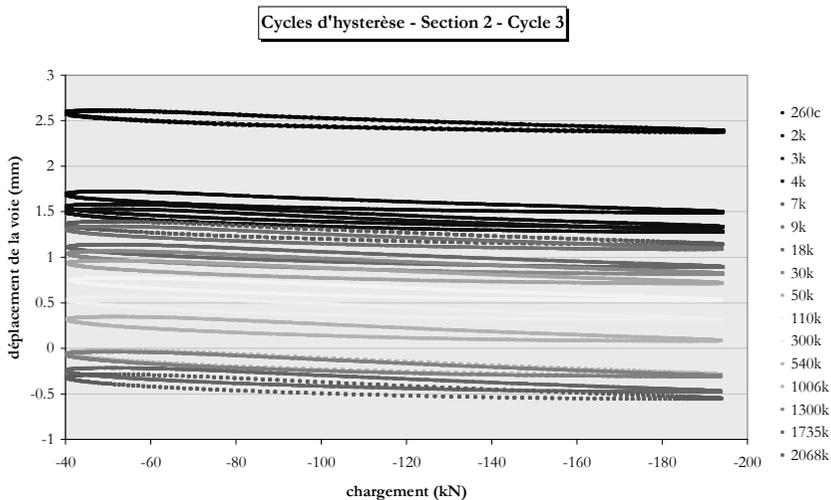
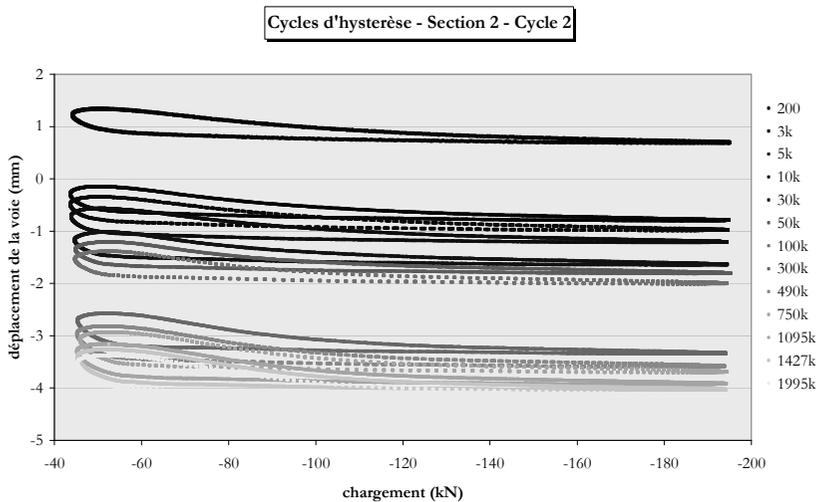
ANNEXE 5 : CYCLES D'ACQUISITIONS, SECTIONS 2 ET 3

S2 - T2	S2 - T3	S2 - T4	S2 - T5	S3 - T1	S3 - T2	S3 - T3	S3 - T4
200	260	200	300	100	40	100	100
3'000	2'000	1'500	600	200	100	200	200
5'000	3'000	2'200	1'800	350	200	1'000	1'400
10'000	4'000	4'300	3'000	500	500	2'000	3'000
18'000	7'000	6'100	5'000	900	1'000	3'000	5'000
30'000	9'000	8'000	7'000	1'000	2'500	7'000	7'000
50'000	10'000	10'000	10'100	1'500	5'000	10'000	9'500
70'000	21'000	11'900	15'000	11'000	7'500	16'000	14'500
100'000	30'000	16'000	17'000	13'100	11'000	20'000	20'500
185'000	50'000	20'300	26'000	20'000	17'000	50'000	27'000
192'000	60'000	27'000	30'000	30'000	32'000	90'000	33'000
195'000	70'000	40'000	61'000	47'000	47'000	200'000	68'000
220'000	80'000	55'000	72'000	68'000	62'000	265'000	82'000
300'000	95'000	69'000	105'000	93'000	83'000	301'000	111'000
340'000	110'000	100'000	143'000	110'000	102'000	353'000	125'000
410'000	160'000	141'000	230'000	250'000	116'000	546'000	250'000
490'000	298'000	213'000	270'000	300'000	193'000	583'000	300'000
565'000	300'000	363'000	381'000	337'000	322'000	646'000	350'000
610'000	320'000	500'000	420'000	386'000	400'000	730'000	424'000
654'500	342'000	714'000	631'000	410'000	427'000	840'000	474'000
702'000	363'000	906'000	832'000	530'000	430'000	910'000	628'000
750'000	370'000	1'051'000	1'011'000	580'000	557'000	997'000	752'000
810'000	420'000	1'142'000	1'033'000	620'000	667'000	1'040'000	838'000
950'000	450'000	1'240'000		660'000	740'000	1'157'000	977'000
997'000	540'000	1'400'000		692'000	777'000	1'200'000	1'081'000
1'095'000	660'000	1'402'000		823'000	810'000	1'304'000	1'143'000
1'290'000	700'000	1'580'000		855'000	898'000	1'360'000	1'284'000
1'426'600	744'000	1'751'500		920'000	1'013'000	1'490'000	1'390'000
1'647'640	796'000	2'048'000		970'000	1'079'000	1'550'000	
1'809'000	946'000			1'180'000	1'080'000	1'660'000	
1'995'000	950'000			1'250'000	1'260'000	1'853'000	
	1'006'000			1'405'000	1'310'000	1'920'000	
	1'080'000			1'536'000	1'357'000		
	1'300'000			1'560'000	1'451'000		
	1'410'000			1'580'000	1'458'000		
	1'485'000			1'593'000	1'597'000		
	1'735'000			1'600'000	1'710'000		
	1'804'000			1'732'000	1'944'000		
	1'860'000			1'855'000	2'005'000		
	1'944'000			1'903'000			
	2'068'000						

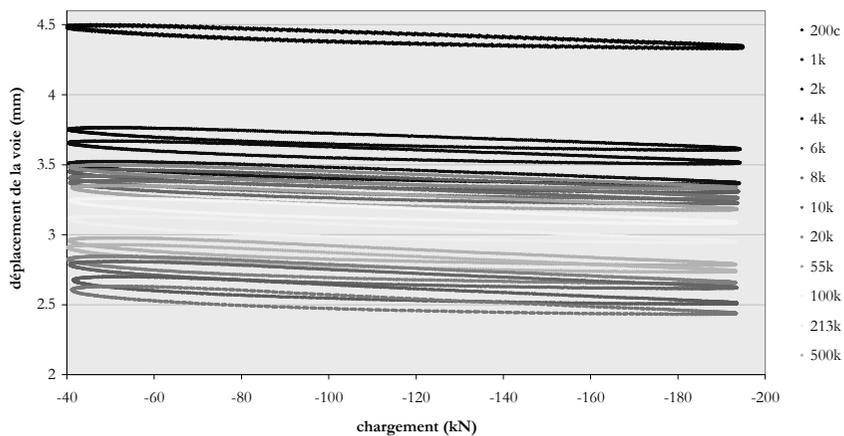
ANNEXE 6 : CHARGE – DÉPLACEMENT VERTICAL

c: cycles

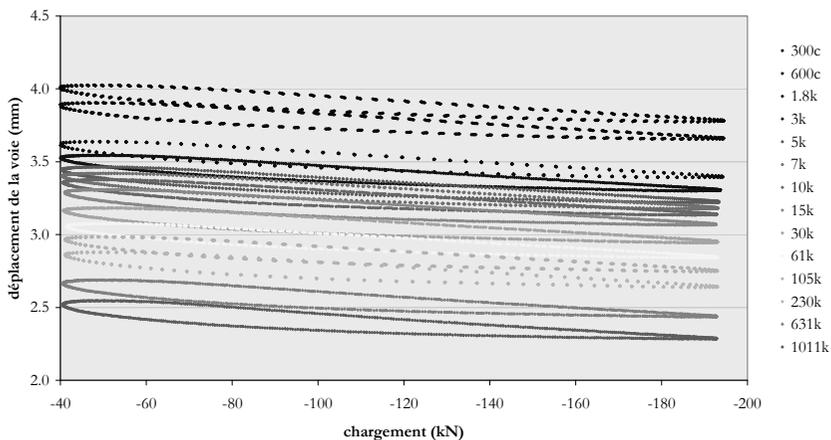
k: milliers de cycles



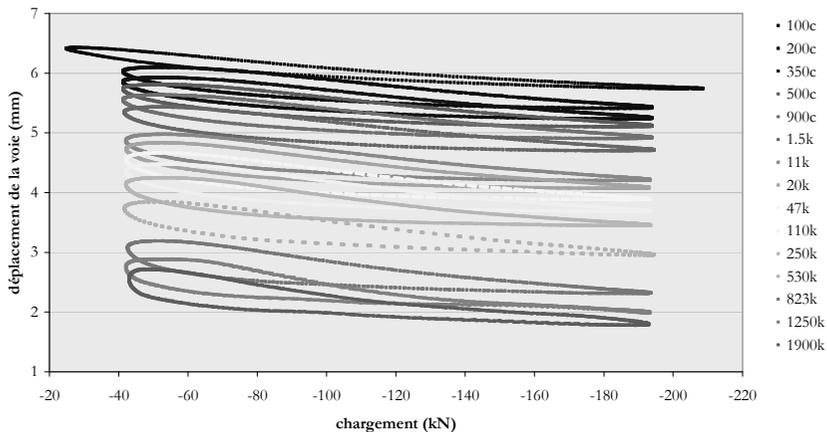
Cycles d'hystérèse - Section 2 - Cycle 4



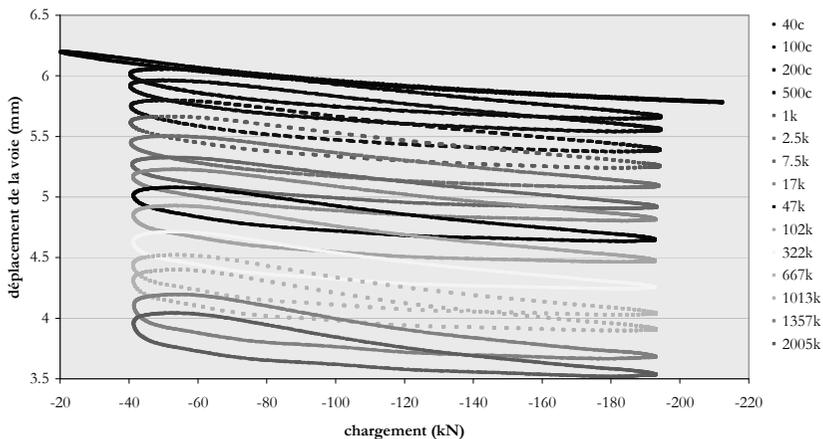
Cycles d'hystérèse - Section 2 - Cycle 5



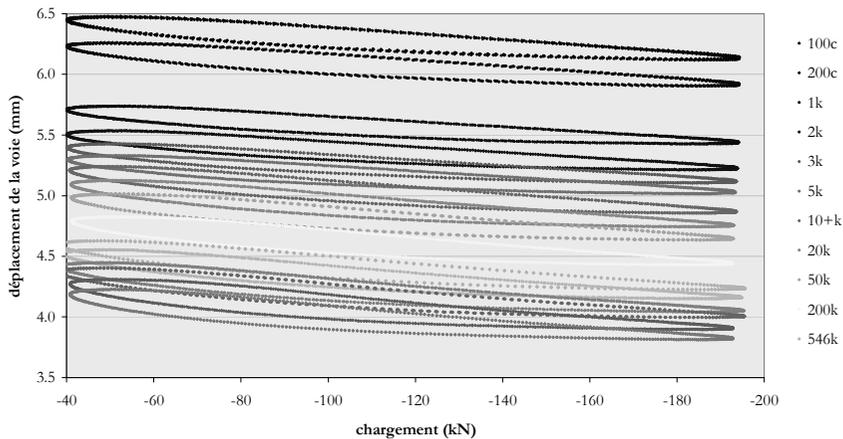
Cycles d'hystérèse Section 3 - Cycle 1



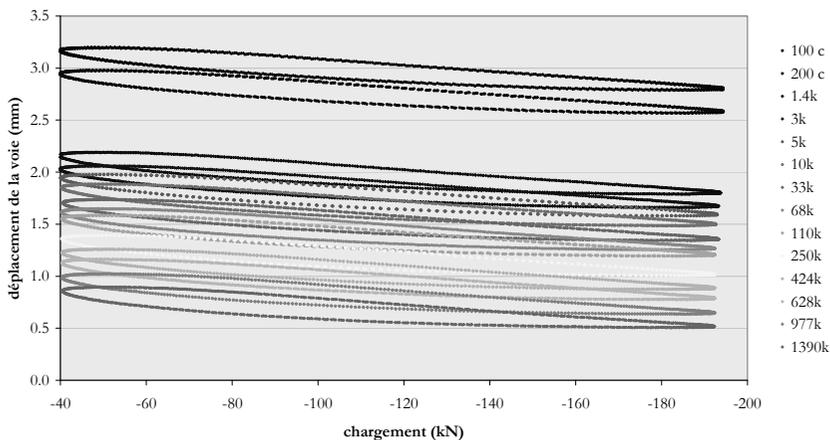
Cycles d'hystérèse Section 3 - Cycle 2



Cycles d'hystérèse Section 3 - Cycle 3



Cycles d'hystérèse Section 3 - Cycle 4



ANNEXE 7 : CURRICULUM VITAE

EXPERIENCES

- 2010-... Consultante dans la maintenance des transports et des infrastructures, avec "OXAND", Lausanne et Fontainebleau-Avon, France.
- 2006-2010 Assistante - doctorante au Laboratoire des voies de circulation (LAVOC).
- 2007-2010 Chargée de cours "Gestion de la maintenance des infrastructures" (GC, master 2), 15 heures. Responsable de la partie ferroviaire.
- 2005-2010 Responsable des exercices, cours "Gestion de la maintenance", 8 heures.
- 2004-2005 Assistante pour les exercices, cours " Modélisation des systèmes énergie et transports (12 heures).
- 2004-2006 Stagiaire et collaboratrice au Laboratoire d'intermodalité des transports et de planification (LITEP).

PROJETS (COLLABORATION)

- 2006-2007 Récupération du liant des bitumes modifiés aux polymères, VSS.
- 2004-2006 Expertise technico-économique comparative entre la voie ballastée et la voie sans ballast pour une vitesse de 360 km/h, SNCF.
- 2004-2005 Audit réseau ferré français – Exploitation (Audit Rivier) RFF-SNCF.

EDUCATION

- 2010 : Thèse de doctorat EPFL : Processus innovant pour les infrastructures ferroviaires
- 2004 : Diplôme (master) ingénieur génie civil, Politecnico di Milano:
Mise à jour des matrices origine - destination, analyse méthodologique et applications pratiques (94/100)
- 2001-2002 : Année d'échange Erasmus, Universidad Politécnica de Madrid, Escuela Tecnica Superior de Ingenieros en Caminos, Canales y Puertos
- 1998-2004: Études d'ingénierie civil, baccalauréat et master, Politecnico di Milano
- 1994-1998 : Lycée : Maturité de type scientifique (54/60)

PUBLICATIONS

Simulation of ballast behaviour under traffic and tamping process, Paderno, C. 9th Swiss Transport Conference on Transport Research -, S'ITRC, Monte Verita, 09.2009

Expertise technico-économique comparative entre la voie ballastée et la voie sans ballast pour une vitesse de 360 km/h, Rivier, Prof. R.E., Zwanenburg, W.-J., Paderno, C., Hofmann, C. , Rapport final; SNCF; Paris, France; 09.2007

Expertise technico-économique comparative entre la voie ballastée et la voie sans ballast pour une vitesse de 360 km/h, Rivier, Prof. R.E., Zwanenburg, W.-J., Paderno, C., Hofmann, C., Rapport étape 1 "Méthodologie"; SNCF; Paris, France; 09.2007

Audit du Réseau Ferré National Français, Rapport volume 2: Module Exploitation, Rivier, Prof. R.E., Putallaz Y., Emery, E., Paderno, C., 09.2005

CONNAISSANCES INFORMATIQUES

Microsoft: Excel, Word, PowerPoint, Access, Project
Transports et gestion de la maintenance: CUBE, TRIPS Via PMS Deighton
Autres: GIS Arcview, GefDyn, GID, Z_SOIL, LABVIEW, AUTO CAD, UltraEdit, EndNote

LANGUES PARLÉES

Italien (maternelle), Français (fluent), Anglais (fluent), Espagnol (fluent), Allemand (basique).