

École polytechnique de Louvain

Étude comparative du choix des massifs de transition dans la zone d'approche des ponts ferroviaires

Auteur: **Arnaud LEFEBVRE**

Promoteur: **Jean-François CAP**

Lecteurs: **Tanguy LYON LYNCH, Hadrien RATTEZ, Jens NICLAES**

Année académique 2022–2023

Master [120] : ingénieur civil des constructions

Résumé

Les zones de transition en approche des singularités de voie constituent des points critiques du tracé ferroviaire, du fait des dégradations plus marquées des composants, par rapport au reste du parcours. Ce travail expose les problématiques liées aux zones de transition, ainsi que leurs causes sous-jacentes. Par la suite, il présente une série de méthodes déjà utilisées dans divers contextes, en approfondissant l'analyse de la géométrie et de la composition du remblai à proximité d'un couloir sous voie. Pour ce faire, différentes modélisations sont réalisées et analysées à l'aide du logiciel PLAXIS. Les résultats mettent en évidence la nécessité de trouver un équilibre entre les différentes rigidités du sol et une longueur conséquente de massif, afin de réduire la déflexion de la voie et ses détériorations, tout en maîtrisant les coûts associés aux travaux sur la voie.

Aussi, ce travail propose une approche pour aborder les divers défis rencontrés en amont des singularités de voie, en suggérant différentes pistes de solutions et en fournissant des orientations sur les méthodologies à adopter, en fonction de chaque situation spécifique. Néanmoins, des opportunités de recherche subsistent encore dans ce domaine, tant en ce qui concerne les géométries de remblai que pour l'optimisation du choix du meilleur massif de transition.

Abstract

The transition zones approaching track singularities are critical points in the railway layout due to more pronounced degradation of components compared to the rest of the track. This work presents the issues related to transition zones as well as their underlying causes. Subsequently, it introduces a series of methods already used in various contexts, delving into the analysis of the geometry and composition of the embankment near a track corridor. To achieve this, different models are created and analyzed using the PLAXIS software. The results highlight the need to find a balance between different soil rigidities and a substantial length of the embankment to reduce track deflection and its deteriorations, all while controlling the costs associated with track work.

Thus, this study proposes an approach to tackle the diverse challenges encountered ahead of track singularities, suggesting different avenues of solutions and providing guidance on methodologies to be adopted depending on each specific situation. However, research opportunities remain in this field, both concerning embankment geometries and optimizing the selection of the best transition embankment.

Remerciements

En préambule, je tiens à exprimer ma profonde gratitude envers toutes les personnes qui ont joué un rôle essentiel dans la réalisation de ce travail de fin d'études.

Tout d'abord, je tiens à remercier le Professeur Monsieur Jean-François CAP, mon promoteur, pour son encadrement, ses conseils avisés et son soutien tout au long de ce projet. Merci également à Monsieur Tanguy LYON-LYNCH de la société Infrabel, dont les connaissances techniques et les documents internes ont été d'une aide précieuse, me permettant ainsi de comprendre toutes les subtilités du sujet.

Tous mes remerciements sont aussi adressés à Monsieur Hadrien RATTEZ pour ses conseils avisés en mécanique des sols et géotechnique, ainsi que pour son aide dans l'obtention de la licence du logiciel PLAXIS, élément clé de mon étude.

La relecture attentive et les corrections apportées par ma grand-mère, Rita OTTEN, ont grandement contribué à la qualité finale de ce travail, et je lui en suis extrêmement reconnaissant.

Je tiens aussi à exprimer ma gratitude envers mon grand-père, Monsieur Marc LEJEUNE, qui fût professeur à l'EPL et qui m'a transmis sa passion pour les études de génie civil, une inspiration constante tout au long de mon parcours.

Pour terminer, je citerais ma famille et mes amis, en particulier Lucas GAGLIANO, mon binôme de motivation depuis le début de mes études; ils ont été un pilier de soutien indéfectible tout au long de mon parcours universitaire et je leur en suis profondément redevable. Votre confiance et vos encouragements ont été essentiels dans la réussite de ce travail de fin d'étude.

Table des matières

Introduction	4
1 Principes généraux	6
1.1 Lexique et définitions	6
1.1.1 Profil en travers type	6
1.1.2 Définitions	7
1.2 Classification des sols	8
1.2.1 Sols minéraux	9
1.2.2 Sols organiques	11
1.2.3 Mélanges de sols minéraux et de sols organiques	11
1.2.4 Classes de qualité des sols	11
1.2.5 Classes de portance des plateformes	11
1.3 Théories	12
2 Zones de transition : Description du problème	14
2.1 Changements de rigidité de la voie	15
2.1.1 Définition	15
2.1.2 Formule	16
2.1.3 Changement de rigidité	16
2.1.4 Illustration	17
2.2 Différences de tassement	19
2.2.1 Définition	19
2.2.2 Théorie	19
2.2.3 Influence à long terme	20
2.3 Défauts géotechniques	22
2.4 Raisons liées à la détérioration de la voie	23
2.4.1 Modification des propriétés du ballast	23
2.4.2 Vibrations	24
2.4.3 Différence de qualité du sol	26
2.5 Problèmes	26
2.5.1 Dégradation des matériaux	26
2.5.2 Traverses flottantes	27

3	Présentation des différents types de massifs de transition	30
3.1	Modification de la couche de forme	30
3.1.1	Modifications mécaniques	31
3.1.2	Modifications hydrauliques	33
3.1.3	Renforcement	34
3.1.4	Dalle d'approche	36
3.2	Modification de la couche d'assise	37
3.2.1	Rails intérieurs additionnels	37
3.2.2	Traverses à longueur variable	37
3.2.3	Modification des matériaux de traverses	38
3.2.4	Semelles sous traverse	39
3.2.5	Réduction de la rigidité de la zone sur l'ouvrage	40
3.3	Solutions mixtes	41
3.3.1	MARTA - Traverses en bois variable et dalle de transition	42
3.3.2	Drains, préchargement (et géotextiles)	42
3.3.3	Forme modifiée de remblai et rails additionnels	42
3.3.4	Dalle d'approche et rails additionnels	42
3.3.5	Forme modifiée de remblai et CBGM	43
4	Modélisation d'une situation donnée	44
4.1	Introduction	44
4.1.1	Plaxis 2D	44
4.1.2	Objectifs	45
4.2	Elaboration du modèle	45
4.2.1	Propriétés générales du modèle	45
4.2.2	Modèle de sol	46
4.2.2.1	Elastique linéaire	46
4.2.2.2	Condition de drainage	47
4.2.3	Paramètres géotechniques	47
4.2.4	Paramètres structurels	49
4.2.5	Géométrie du problème	50
4.2.5.1	Couloir sous voie	50
4.2.5.2	Couche de forme	51
4.2.5.3	Massif de transition	52
4.2.5.4	Couche d'assise	52
4.2.6	Modèle de chargement	53
4.2.7	Maillage	54
4.3	Analyse des résultats de modélisation	55
4.3.1	Déflexion du rail pour une charge ponctuelle	55
4.3.2	Enveloppe des déflexions de voie	56
4.3.3	Rotation du rail pour une charge ponctuelle	57

4.3.4	Modification des propriétés du sol	59
4.3.5	Modification du type de sol du massif de transition	60
4.3.6	Modification de la pente du massif de transition	62
4.3.7	Modification de la géométrie du massif de transition	64
4.3.8	Comparaison pente et géométrie	66
4.4	Recherche du meilleur massif de transition	68
4.4.1	Solution n°1	68
4.4.2	Solution n°2	69
4.4.3	Solution n°3	70
4.4.4	Solutions n°4 & n°5	72
4.5	Bilan	73
5	Conclusion	75
	Liste des Illustrations	77
	Liste des Tableaux	79

Introduction

Depuis leur introduction au début du XIXe siècle, les chemins de fer ont révolutionné le paysage des transports en Belgique, offrant une alternative rapide et efficace pour le déplacement des personnes et des marchandises.

D'abord, ce sont des locomotives à vapeur (figure 1), ensuite, au début du XXe siècle, ce sont des locomotives électriques qui ralliaient de plus en plus rapidement leurs destinations [50].

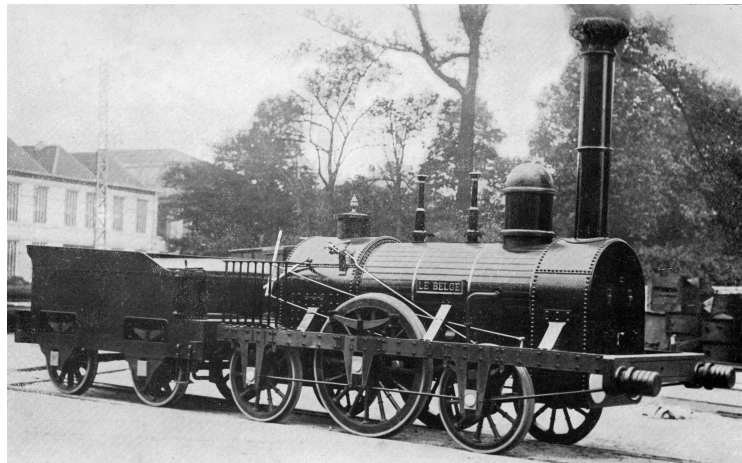


Figure 1: "Le Belge", première locomotive à voyageurs construite en Belgique (1835) [50]

Au fil du temps, les sollicitations sur les voies sont devenues de plus en plus importantes. Les locomotives étant de plus en plus puissantes, elles pouvaient tracter des charges de plus en plus lourdes ou aller à des vitesses plus élevées qu'auparavant. Suite à ces avancées technologiques, les ingénieurs ont fait des découvertes assez préoccupantes sur la détérioration des voies, notamment aux abords de singularités sur le tracé, telles que les ponts, les couloirs sous voie ou même de plus petites structures, comme les caniveaux ou les buses sous voie.

Ces détériorations précoces des voies s'accompagnaient d'une augmentation de la main-d'oeuvre nécessaire pour maintenir une qualité optimale du réseau ferroviaire, ainsi que des coûts supplémentaires pour les gestionnaires du monde entier. Au début des années 2000, une étude européenne a montré qu'en amont de ces singularités, la fréquence de maintenance était 5 fois plus élevée qu'en pleine voie et que le coût unitaire était doublé, par rapport à une intervention normale, car les techniques usuelles ne pouvaient pas être appliquées [35].

Depuis lors, les ingénieurs ferroviaires du monde entier s'efforcent de trouver la meilleure solution pour diminuer au maximum les désagréments causés par ces singularités de voie. Tout cela, dans un but financier à la base, mais aussi afin d'augmenter la sécurité et le confort des usagers, ainsi que de permettre le développement déjà bien avancé de lignes de trains à grande vitesse.

Notre étude vise à explorer les différents aspects liés aux massifs de transition en approche des ponts ferroviaires, ainsi qu'à présenter une partie des différentes techniques qui ont été créées pour faire face aux importantes sollicitations de la voie en approche des singularités du tracé.

Pour entamer ce travail, nous débuterons par établir un lexique précis, qui sera utilisé tout au long de cette étude, en plus d'examiner en détail une méthode de classification du sol.

Ensuite, nous aborderons la problématique des massifs de transition et les défis à relever pour la mise en place de ces structures.

Par la suite, nous présenterons différentes méthodes de réalisation de ces massifs de transition. Chaque technique est adaptée à des situations spécifiques; il est en effet judicieux de recenser un maximum d'entre elles, afin de pouvoir tirer parti de leurs avantages respectifs.

Le chapitre suivant sera consacré à l'étude comparative de différentes géométries et types de massifs de transition pour une situation donnée. Nous pourrions dès lors tirer des enseignements sur l'influence de la géométrie des massifs, ainsi que sur le comportement du sol en fonction des paramètres étudiés.

Enfin, nous conclurons ce travail en évoquant brièvement l'avenir du réseau ferroviaire et en envisageant les futures avancées concernant les zones de transition.

Chapitre 1

Principes généraux

1.1 Lexique et définitions

1.1.1 Profil en travers type

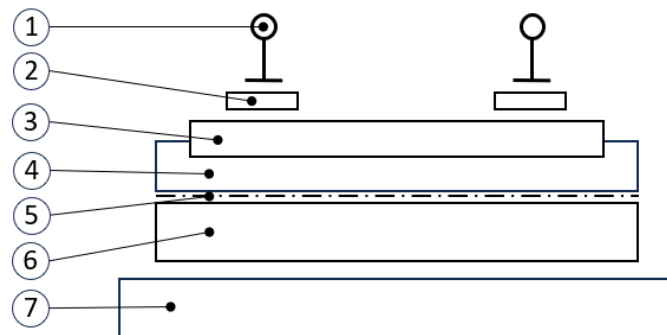


Figure 1.1: Profil en travers type d'une voie ferrée. Inspirée de [24]

Type de Couche	N°	Élément
Couche d'assise	1	Rail
	2	Système d'accroche
	3	Traverse
	4	Couche de ballast
Couche de forme	5	(Géotextile)
	6	Plateforme
Couche de fond	7	Couche de fond

Tableau 1.1: Profil en travers type : Légende

1.1.2 Définitions

Couche d'assise Par sa nature et son épaisseur, la couche d'assise contribue à assurer le bon comportement de la voie ferrée en terme de rigidité, de nivellement et de drainage. Les caractéristiques de la couche dépendent, entre autres, des conditions climatiques du site, de la nature de la couche d'assise, ainsi que du trafic (charges, vitesses, ...).

Rail Les rails sont les éléments principaux de circulation ferroviaire. Ils sont réglementés par la norme UIC60 (masse linéaire = ± 60 [kg/m]) afin de standardiser leurs dimensions. En plus des données visibles sur la figure 1.2, la norme UIC60 définit la longueur, les tolérances et les recommandations techniques des rails :

- Longueur = 12 [m];
- Matériau : les rails sont faits à base d'acier de haute qualité permettant une grande résistance et durabilité;
- Tolérance : l'écart maximal autorisé par rapport aux dimensions standardisées est de 0,7 [mm];
- Finition : le rail doit avoir une surface lisse et uniforme pour assurer un bon contact avec les roues du train, tout en réduisant l'usure;

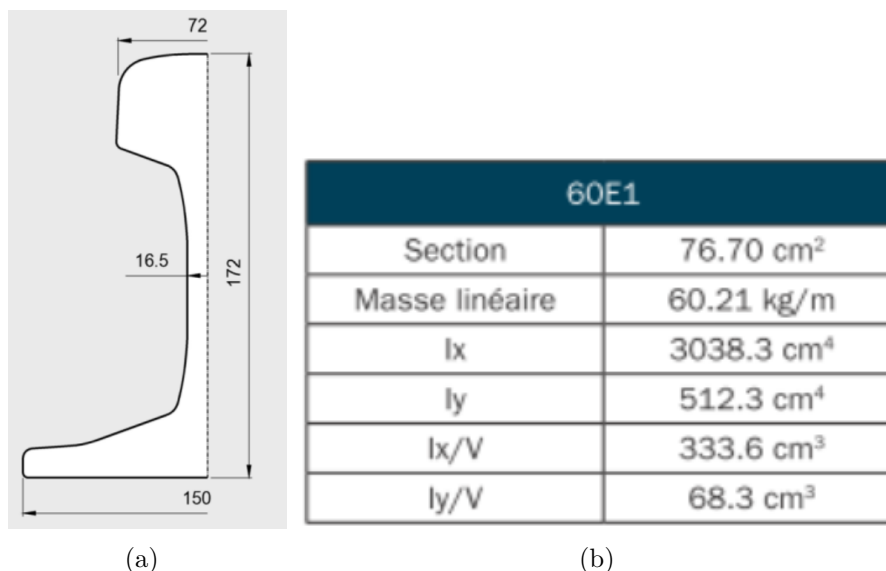


Figure 1.2: Dimensions d'un rail UIC60 [5]

Traverses Les traverses sont des éléments, anciennement en bois et maintenant de plus en plus fréquemment en béton, qui assurent le lien entre les rails et le ballast. Elles servent également à répartir les charges reçues sur une plus grande section de ballast, afin d'éviter tout problème de chargement inégal.

Ballast Le ballast est l'élément support de la voie. Généralement, on place une couche d'au moins 300 [mm] de roche ou de pierre dure sous la traverse, ce qui permet de limiter les coûts, tout en assurant ses fonctions principales qui sont :

- Transmettre uniformément les charges dues à la circulation ferroviaire;
- Ancrer la voie dans son sens longitudinal et transversal;
- Contribuer aux caractéristiques de souplesse et d'amortissement de la voie, afin de limiter la fatigue des constituants de voie et d'absorber les vibrations mécaniques et sonores;
- Faciliter l'entretien du nivellement de la voie;
- Assurer le drainage de la voie;

D'un point de vue mécanique, le ballast peut remplir ses fonctions grâce à sa structure, constituée de corps rigides discrets en contact. Selon la norme EN 13450, le ballast ferroviaire doit avoir une granulométrie allant de 31,5mm à 63mm mais cette plage peut être modifiée en fonction des prescriptions de chantier [21].

Plateforme La plateforme est la partie supérieure de l'ouvrage en terre supportant la couche de ballast. Elle est constituée de sol rapporté, dans le cas d'un remblai, ou de sol en place dans le cas d'un déblai.

Remblai vs déblai Dans les deux cas, il s'agit d'une technique de mise à niveau du sol.

Déblai : ensemble des terres retirées du sol lors de divers travaux de terrassement.

Remblai : ensemble des terres rapportées sur le terrain pour créer une plateforme ou combler une cavité [6].

1.2 Classification des sols

En mécanique des sols, et en géotechnique, pour les massifs de transition et pour la suite de ce travail, il est très important de pouvoir classer les sols selon différents

paramètres. Les méthodes de classement les plus courantes sont décrites dans le code UIC 719-R [48]. Pour suivre ces méthodes, dans la suite de cette section, nous allons classer les sols en distinguant trois grande familles :

- les sols minéraux (sous-section 1.2.1)
- les sols organiques (sous-section 1.2.2)
- les mélanges de sols minéraux et organiques (sous-section 1.2.3)

1.2.1 Sols minéraux

Le **sol minéral** est un sol provenant d'une roche-mère qui s'est dégradée sous l'effet de différents phénomènes physiques, chimiques et biologiques [7]. On peut notamment classer chaque sol en fonction de sa granularité et de sa plasticité.

Granularité Une première identification des sols est réalisée par essai de tamisage ou par essai de sédimentométrie, afin de réaliser une courbe granulométrique représentant le sol analysé (figure 1.3). En fonction de la dimension des grains, le sol est rangé dans une classe granulaire comme c'est présenté dans le tableau 1.2.

Classe granulaire		Dimensions des grains [mm]
Argile		< 0,002
Limon	Fin	0,002 - 0,006
	Moyen	0,006 - 0,02
	Gros	0,02 - 0,06
Sable	Fin	0,06 - 0,2
	Moyen	0,2 - 0,6
	Gros	0,6 - 2
Gravier	Fin	2 - 6
	Moyen	6 - 20
	Gros	20 - 60
Pierre		60 - 200
Bloc		> 200

Tableau 1.2: Classes granulaires et leurs dimensions respectives [48]

Plasticité Pour classer plus précisément les types de sols, des essais en laboratoire peuvent être réalisés afin de déterminer les limites d'Atterberg. Les limites d'Atterberg sont des constantes physiques permettant de classer plus

1.2. CLASSIFICATION DES SOLS

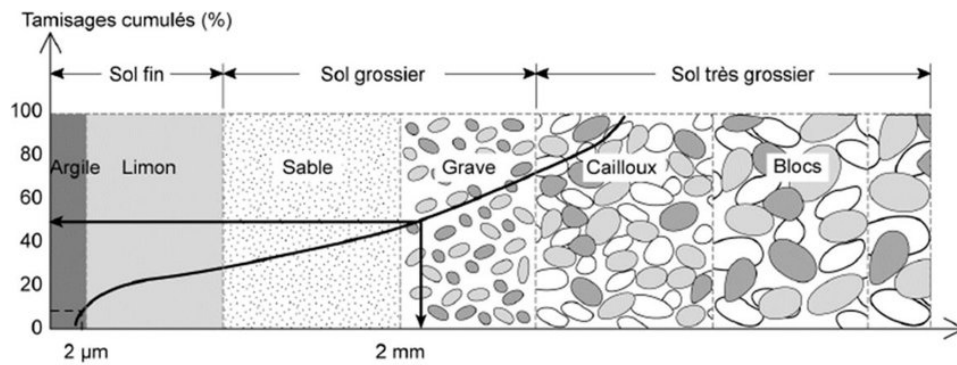


Figure 1.3: Classes de granulométrie [48]

précisément les sols fins cohérents. L'essai des limites d'Atterberg est effectué sur la fraction 0/0,4mm du matériau [3, 48]. Ces constantes sont :

- W_L , limite de liquidité (passage d'un sol de l'état liquide à l'état plastique)
- W_P , limite de plasticité (passage d'un sol de l'état plastique à l'état solide)

Suite aux essais, on peut réaliser un diagramme dérivé du diagramme de plasticité de Casagrande pouvant classer les sols en fonction de leur plasticité (voir 1.4).

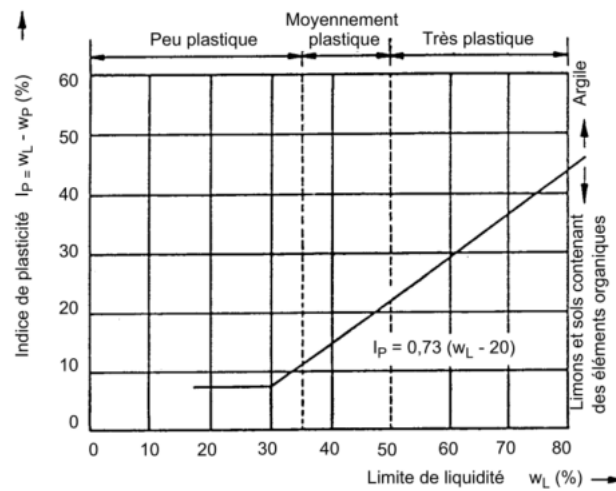


Figure 1.4: Classification des sols fins cohérents [48]

1.2.2 Sols organiques

Le **sol organique** est un sol provenant de l'accumulation et de la décomposition progressive de matériaux végétaux et animaux, au fil des années [7]. Ils ne seront pas détaillés dans notre étude car ils ne sont pas intéressants pour les applications ferroviaires, à cause de leur trop faible rigidité [48].

1.2.3 Mélanges de sols minéraux et de sols organiques

En fonction du pourcentage en poids sec de contenu organique, les mélanges de sols peuvent être classés en différentes catégories. Cependant, leur utilisation est très peu intéressante pour les applications ferroviaires et nous ne nous attarderons donc pas sur leur classification.

1.2.4 Classes de qualité des sols

Afin de pouvoir juger de la qualité des sols minéraux dans leur milieu, nous allons principalement analyser deux paramètres [48]:

1. La nature géotechnique du sol (sous-section 1.2.1)
2. Les conditions hydrogéologiques et hydrologiques locales (niveau de la nappe phréatique, conditions de drainage, ...)

Selon que les conditions soient bonnes ou mauvaises, on classe les sols en quatre classes de qualité **QSi** décrites ci-dessous [48] :

- **QS0 : Sols "impropres"** nécessitant certaines mesures confortatives (substitution du matériau sur une certaine épaisseur, traitement aux liants, utilisation de géotextiles, renforcement par pieux, ...)
- **QS1 : Sols "médiocres"** acceptables tels, quels mais dont il faut s'assurer de bonnes conditions de drainage
- **QS2 : Sols "moyens"** recherchés pour les applications ferroviaires
- **QS3 : "Bons" sols** recherchés pour les applications ferroviaires

1.2.5 Classes de portance des plateformes

Sachant que la plateforme est la partie portant la couche de ballast (figure 1.1), sa portance est très importante, afin de pouvoir juger de la stabilité de la couche d'assise; cette portance dépend de [48] :

1. La qualité du sol constituant le corps du remblai ou du sol en place en fond de déblai
2. La qualité et l'épaisseur de la couche de forme (lorsque cette dernière existe)

En fonction des paramètres évoqués ci-dessus, on peut classer les plateformes en [48] :

- **P1** : plateforme médiocre
- **P2** : plateforme moyenne
- **P3** : plateforme bonne

1.3 Théories

Dans la fin de ce chapitre, nous allons introduire les quelques notions de géotechnique nécessaires à la compréhension de la problématique des zones de transitions.

Théorie de Boussinesq (1885) En mécanique des sols, la théorie de Boussinesq est une méthode permettant d'évaluer la répartition des contraintes et des déformations dans un sol, en réponse à une charge appliquée à sa surface [2]. Grâce à cette théorie, il est montré que l'incrément de contrainte verticale sous une surface chargée ne dépend que très peu des propriétés mécaniques du matériau, mais davantage de la profondeur de mesure [15].

Les hypothèses de cette théorie sont les suivantes :

- Charge appliquée à la surface du sol
- Sol semi-infini, homogène et isotrope
- Sol élastique
- Déformations petites par rapport aux dimensions du problème

Pour une charge ponctuelle, l'équation de l'incrément de contrainte verticale ($\delta\sigma_z$ [MPa]) s'écrit [15]:

$$\delta\sigma_z = \frac{3V}{2\pi z^2} \left(\frac{1}{1 + (r/z)^2} \right)^{\frac{5}{2}} = \frac{3V}{2\pi z^2} \cos^5 \beta \quad (1.1)$$

$$\delta\sigma_z \rightarrow \infty \text{ pour } r = z = 0$$

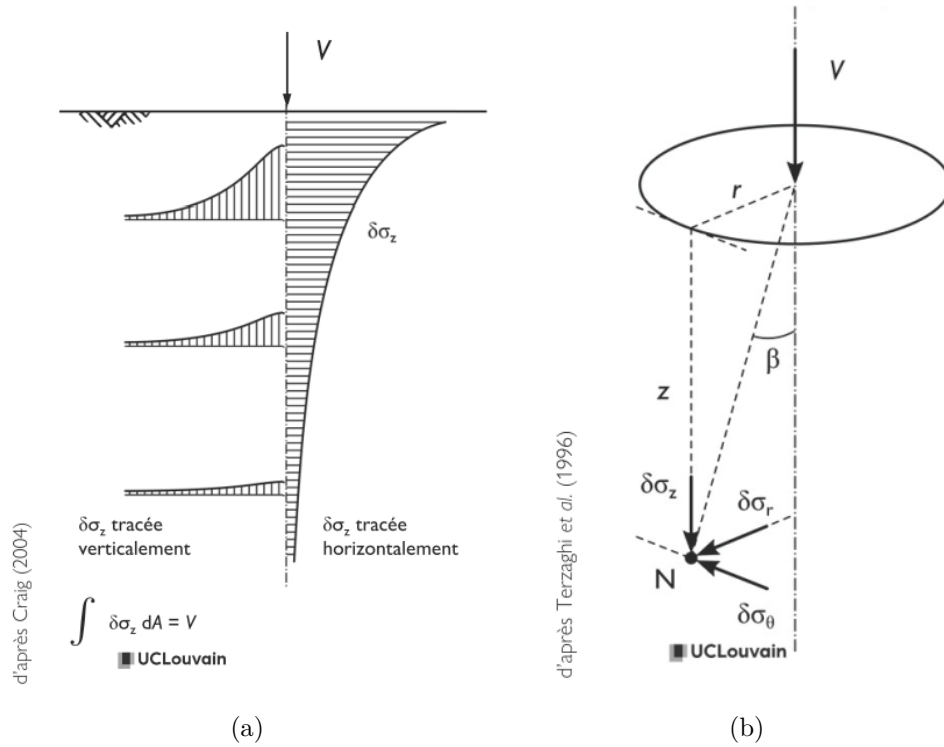


Figure 1.5: Répartition des contraintes verticales sous une charge ponctuelle [15]

Loi de Hooke En domaine élastique, la loi de Hooke permet de faire le lien entre les contraintes et les déformations, en utilisant le module de Young du matériau analysé. Elle se calcule par la formule suivante :

$$\sigma = \epsilon \cdot E \quad (1.2)$$

où les paramètres sont :

- σ , la contrainte dans le sol [MPa]
- ϵ , la déformation du sol [%]
- E , le module de Young [MPa]

Chapitre 2

Zones de transition : Description du problème

Ces dernières années, le transport ferroviaire a connu des avancées technologiques qui ont entraîné différents changements. Les trains roulent plus vite et les charges par essieu sont plus importantes. Il y a également une volonté d'améliorer le confort des passagers, tout en garantissant un certain niveau de sécurité.

L'augmentation de la vitesse de circulation et du poids des véhicules entraîne des contraintes plus élevées sur les rails, lors du passage des trains; ces effets sont d'autant plus marqués aux abords des singularités du tracé (ponts ferroviaires, caniveaux et buses, couloirs sous voie, passage d'une voie avec ballast vers une voie sans ballast, ...). À ces différents endroits, on constate une dégradation plus rapide de la voie, ce qui entraîne des coûts de maintenance disproportionnés par rapport au reste du tracé. La plus grande partie des dépenses consacrées au trafic ferroviaire (plus de 60 %) est destinée à la maintenance de la voie et des matériaux constitutifs de celle-ci [44]. De plus, la fréquence de maintenance des zones situées à proximité des singularités de voie peut être jusqu'à cinq fois plus élevée et coûter le double du prix d'une opération en pleine voie, en raison de la difficulté d'exécution de ce travail [35].

La solution trouvée, afin de limiter les dégradations de la voie aux abords des singularités du tracé, est la mise en place de massif de transition.

Un **massif de transition** est une solution structurelle ayant pour but de diminuer progressivement les différences de comportement entre la pleine voie et les ouvrages d'art. Il permet également de minimiser les contraintes mécaniques subies par les rails et les éléments constitutifs de la voie, ainsi que les vibrations de celle-ci [19].

Dans le chapitre 3, nous présenterons différents types de massifs de transition. Au préalable, analysons quelles sont les principales causes des dégradations observées dans les zones de transition. Selon le *LATIN AMERICAN JOURNAL OF SOLIDS AND STRUCTURES* [43], elles se résument en trois points (il est à noter que toutes les causes sont interdépendantes) :

1. Variation brutale de la **rigidité verticale** entre la section de voie construite sur un remblai et la section adjacente construite sur une structure.
2. **Tassement** relatif du sol d'appui.
3. **Défauts** géotechniques.

Dans la suite de ce chapitre, nous allons définir les trois causes mentionnées ci-dessus. Ensuite, nous examinerons les effets qui découlent de ces causes et nous terminerons par les différents problèmes pouvant survenir sur une voie dépourvue de massif de transition ou possédant des massifs de transition mal réalisés.

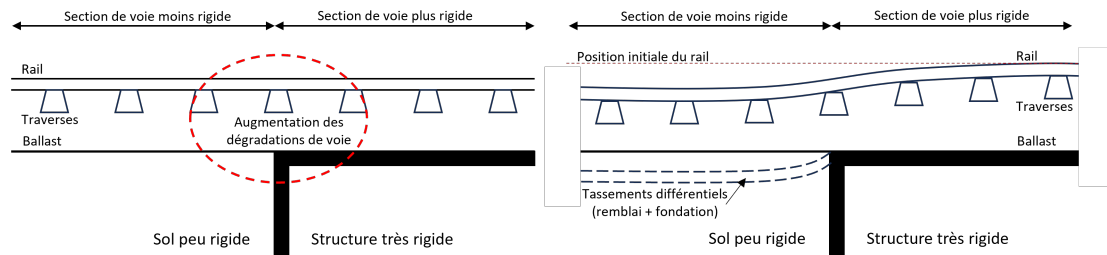


Figure 2.1: Représentations du changement de rigidité de voie et du tassement du sol. Inspirée de [39]

2.1 Changements de rigidité de la voie

2.1.1 Définition

La **rigidité de la voie** est une mesure de la résistance à la déformation de la voie sous l'influence de charges causées par le passage des trains. Elle est directement liée à la qualité des éléments constitutifs de la voie, ainsi qu'à la variabilité du terrain.

Les zones de transition sont principalement marquées par une zone à haute rigidité (ouvrage d'art) et une zone à plus faible rigidité (remblai, pleine voie) (figure 2.1) [44].

2.1.2 Formule

La rigidité est définie comme la charge agissant sur la voie, divisée par la déflexion de la voie sous cette charge (statique ou dynamique) :

$$k = \frac{Q}{\delta z} \quad (2.1)$$

où les paramètres utilisés sont :

- k , la rigidité de la voie [kN/mm]
- Q , la charge [kN]
- δz , la déflexion de la voie [mm]

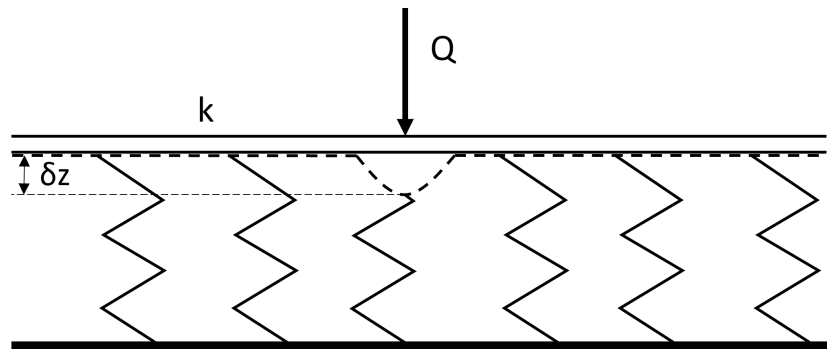


Figure 2.2: Définition de la rigidité de voie. Inspirée de [44]

2.1.3 Changement de rigidité

De toute évidence, la rigidité de l'ouvrage en béton est supérieure à la rigidité du sol en pleine voie. Sans massif de transition, il y aurait un changement brusque de rigidité qui affecterait le confort des passagers, les éléments de contacts des wagons (roues, amortisseurs, ...) et les éléments constitutifs de la voie. Il est donc primordial d'installer un massif de transition, afin de limiter cette différence de rigidité.

Toutefois, la question à se poser concerne le dimensionnement du massif de transition et la rigidité que celui-ci doit avoir pour assurer la meilleure transition entre les deux ouvrages. Voici les principales caractéristiques de la rigidité des massifs de transition :

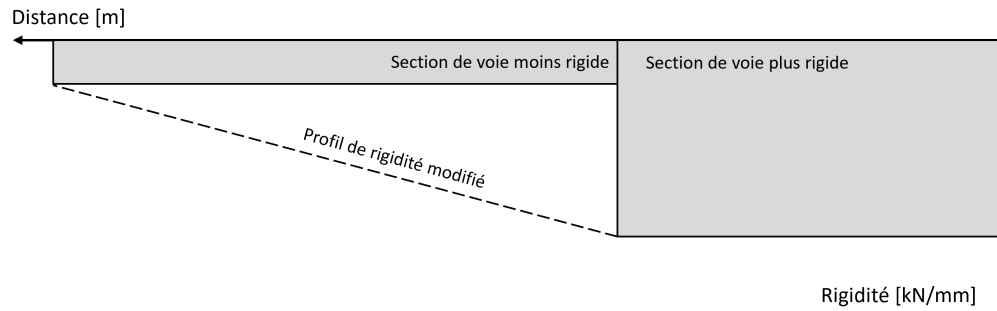


Figure 2.3: Représentation schématique du changement de rigidité de la voie.
Inspirée de [34]

- D'un côté, un massif très rigide permet de réduire les tassements, ce qui augmenterait la durée de vie de la voie. Cependant, une trop grande rigidité peut aussi entraîner une augmentation des charges dynamiques aux interfaces entre les roues et les rails, ou entre les traverses et le ballast, ce qui peut mener à des problèmes d'usure et de fatigue dans le ballast et les traverses [44].
- D'un autre côté, un massif peu rigide peut également provoquer des problèmes en augmentant l'énergie à dissiper par la voie, ainsi qu'en amplifiant le risque de résonance de celle-ci [44].

Un massif de transition bien dimensionné ne serait donc ni trop rigide, ni trop peu rigide, afin de pouvoir réduire les tassements et maintenir la voie à long terme, tout en évitant une trop grande résonance lors du passage des trains.

2.1.4 Illustration

Même si penser que la rigidité d'un sol argileux ou limoneux est plus faible que celle d'un ouvrage en béton est assez intuitif, nous allons effectuer une brève modélisation afin d'en vérifier la véracité.

En prenant l'hypothèse d'un comportement élastique du sol, grâce à la théorie de Boussinesq et à la loi de Hooke (section 1.3), nous pouvons évaluer la rigidité de différents types de sols.

La théorie de Boussinesq (équation 1.1) montre que la contrainte verticale subie par le sol sous une charge ponctuelle est indépendante de la composition du sol. En utilisant la loi de Hooke (équation 1.2), on peut en déduire que la déformation du sol est inversement proportionnelle au module de Young du sol en question.

Grâce au logiciel Plaxis (sous-section 4.1.1), nous pouvons modéliser différents types de sol et comparer leur rigidité. Les hypothèses choisies pour le modèle sont les suivantes :

- Charge ponctuelle : $Q = 20$ [kN]
- Couche de fond non-drainée : $H = 4$ [m]
- Couche de sol analysée : $H = 4$ [m]
- Hypothèse élastique
- Hypothèse de sol sec

Nous allons tester quatre différents types de sols, ainsi qu'une dalle en béton, afin de pouvoir juger de la différence de rigidité. Toutes les caractéristiques des sols considérés sont regroupées dans le tableau 2.1.

où les paramètres utilisés sont :

- ρ , la masse volumique [kg/m³]
- E , le module de Young [MPa]
- ν , le coefficient de Poisson [-]
- δz , la déflexion de la voie [mm]
- k , la rigidité de la voie [kN/mm]

Type de sol	ρ [kg/m ³]	E [MPa]	ν [-]	δz [10 ⁻³ m]	k [kN/mm]
Limon peu dense	1800	10	0,30	6,609	3,03
Limon dense	1900	25	0,30	2,659	7,52
Argile peu consolidé	1800	30	0,30	2,220	9,01
Argile fort consolidé	1900	50	0,30	1,342	14,90
Dalle en béton	2400	35 000	0,20	0,4865	41,11

Tableau 2.1: Caractéristiques des sols considérés sur base de l'article [46]

Diverses observations peuvent être faites suite à cette modélisation. Dans un premier temps, il est constaté qu'un sol limoneux est nettement moins rigide qu'un sol argileux. De plus, des différences sont constatées en fonction de la qualité du sol,

qu'il soit limoneux ou argileux (dense/peu dense, fort consolidé/peu consolidé). Il est toutefois important de noter que quel que soit le type de sol, sa rigidité restera bien inférieure à celle de la dalle en béton.

Bien que cette modélisation soit rapide, on peut affirmer que la rigidité de la voie sera bien différente entre une pleine voie et un ouvrage, et qu'un massif de transition sera donc nécessaire pour limiter les différences de rigidité au niveau de la transition.

2.2 Différences de tassement

2.2.1 Définition

Le **tassement** se réfère à la déformation ou à la compaction progressive d'un sol, sous l'application d'une charge ponctuelle ou répartie. Il est caractérisé par une réduction du volume du sol et un affaissement global.

Le tassement peut être réversible si le sol reprend partiellement ou totalement sa forme et son volume d'origine, ou irréversible si les contraintes appliquées mènent à des déformations plastiques et permanentes du sol.

2.2.2 Théorie

Afin de mesurer le tassement en fonction du temps, l'essai utilisé est celui de consolidation. Il consiste à mesurer le tassement d'un échantillon saturé en eau, en fonction du temps, pour une contrainte normale constante [42]. On peut distinguer 3 phases représentées sur la figure 2.4.

1. Compression initiale/instantanée, lors de l'application de la charge
2. Consolidation primaire, qui correspond à la dissipation de la pression interstitielle
3. Compression secondaire, qui se poursuit dans le temps après la dissipation de la surpression interstitielle [42]

Sur la figure 2.4, on peut voir la dépendance au temps du tassement et son importance, même à long terme.

Dans le cas d'un massif de transition, l'objectif est de limiter au maximum les déformations du sol en le consolidant, de sorte qu'il ne subisse que le tassement de compression secondaire, lorsque la voie est en service. Il existe une multitude de techniques permettant de consolider le sol, dont certaines sont décrites dans la section 3.1.

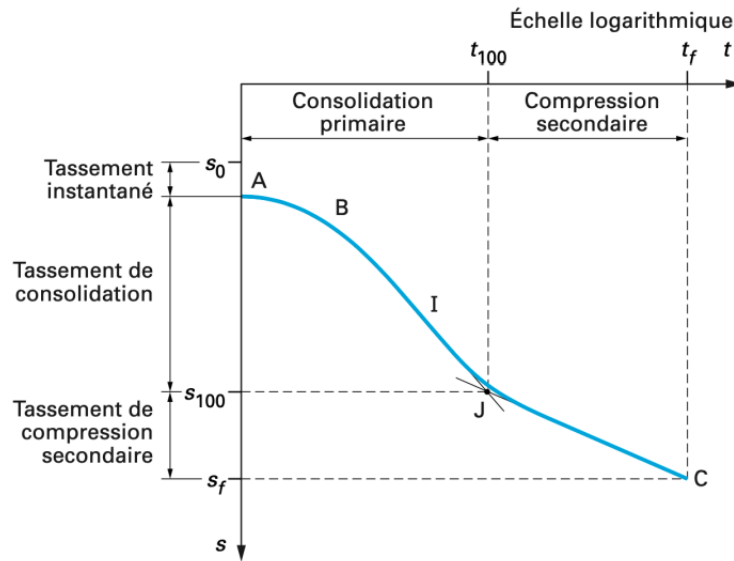


Figure 2.4: Essai de consolidation [42]

2.2.3 Influence à long terme

Même si un travail de consolidation du sol a été effectué avant le passage des trains, les charges répétées sur la voie vont compresser celui-ci au fil du temps. Il y aura alors un affaissement de la voie, qui entraînera une détérioration de la géométrie et de la qualité de celle-ci, ainsi qu'une amplification des interactions dynamiques véhicule-voie.

Le principal problème à long terme sera l'augmentation des interactions dynamiques, ce qui accentuera la détérioration de la voie; cela contribuera à l'augmentation des interactions dynamiques et ainsi de suite. Il est donc indispensable de mettre en place des interventions de maintenance, pour rétablir la géométrie de la voie et garantir un niveau de sécurité satisfaisant. Dans le cas contraire, il pourrait y avoir des risques pour les voyageurs, en raison d'une usure prématurée des véhicules et de la voie, menant même à un déraillement dans le scénario le plus grave [36].

Analyser le comportement à long terme demande un travail très approfondi et de grande qualité. En effet, il faut prendre en compte toutes les caractéristiques du modèle, tant au niveau du véhicule circulant sur la voie que de la voie elle-même. Toute imprécision importante, prise lors de l'itération initiale et répétée lors des suivantes, peut entraîner de nombreuses erreurs lors de l'analyse des résultats, ce qui n'est pas recommandé.

Dans la suite de ce travail, notamment lors de la modélisation (chapitre 4), nous nous intéresserons uniquement au comportement à court terme de la voie. Cependant, afin de comprendre quand même le comportement à long terme du sol en approche des singularités de voie, nous allons présenter les principales découvertes faites par *André Paixão, José Nuno Varandas et Eduardo Fortunato*, trois ingénieurs portugais, lors d'une modélisation par éléments finis du comportement à long terme de la voie [36].

Ils ont réalisé une modélisation par éléments finis en 3 dimensions d'un système train-voie grâce au logiciel PEGASUS. Celui-ci a l'avantage de pouvoir considérer les interactions train-voie et le comportement non-linéaire des éléments de la couche d'assise.

Pour leur modèle, plusieurs hypothèses ont été prises par les auteurs, notamment :

- Les rail et traverses sont représentés par des éléments de type "poutre d'Euler-Bernoulli".
- Tous les matériaux suivent un comportement élastique linéaire, sauf la couche de ballast qui suit un comportement élastique non-linéaire.
- Le modèle de véhicule comporte 8 degrés de liberté : 4 de translation et 4 de rotation (figure 2.5).

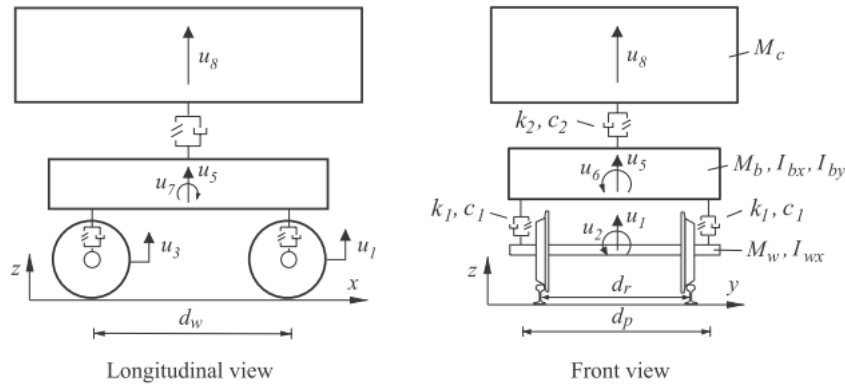


Figure 2.5: Modèle du véhicule utilisé [36]

Pour simuler le comportement de la zone de transition à long terme, les ingénieurs ont utilisé une approche itérative, qui permet de séparer la réponse élastique (court terme) des déformations plastiques (long terme). Les déformations des agrégats de voie sont généralement plusieurs ordres de grandeurs plus faibles que les déformations élastiques. Il est donc acceptable de simplifier l'analyse, en réalisant

uniquement une observation élastique des interactions train-voie.

Une grande attention fut portée à l'analyse de la couche de ballast, qui possède le comportement le plus critique à long terme. Il a été supposé que cette couche subissait un comportement non-élastique et que l'accumulation des contraintes subies par le ballast pouvait être séparée en une compaction volumique du matériau et un glissement de friction entre les particules.

Les conclusions de cette étude sont multiples. Pour commencer, ils ont pu montrer théoriquement que le tassement du ballast était plus rapide sur la structure que sur le remblai. Après plus de 100 000 itérations, il valait le triple du tassement calculé sur le remblai (figure 2.6). Généralement, des tassements significatifs apparaissent au-dessus du remblai, en raison de la consolidation et de la densification de la plateforme et des fondations. Cependant, dans cette étude, les chercheurs se sont basés uniquement sur les valeurs de tassement de la couche de ballast.

Ensuite, cette étude a pu valider l'hypothèse selon laquelle le tassement de la couche de ballast suit une évolution non-linéaire, en fonction du nombre de chargements. Au début, il y a une rapide augmentation de la valeur du tassement, qui tend à se stabiliser après 10 000 cycles de chargements (figure 2.6).

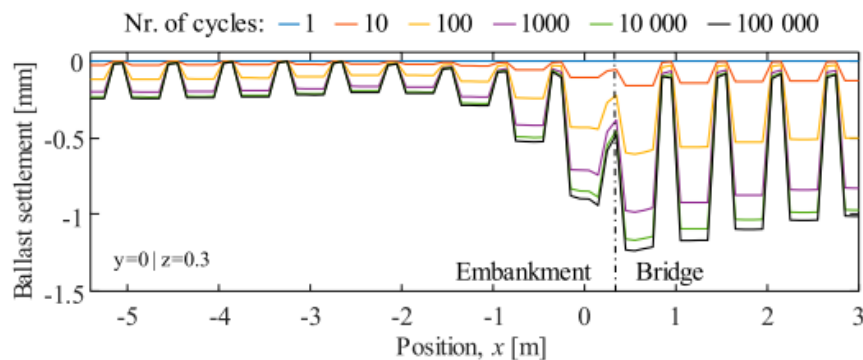


Figure 2.6: Évolution du tassement du ballast en fonction du nombre de cycles N [36]

2.3 Défauts géotechniques

Lors de la mise en place d'un massif de transition et après son exécution, il est important de vérifier les caractéristiques géotechniques du massif, afin d'éviter de

mauvaises surprises. Une exécution imparfaite peut rendre le massif inefficace dans la zone de transition. Il faut donc prêter attention à différents points :

- La qualité de compaction du sol
- La qualité de consolidation du sol
- Le drainage
- La qualité initiale du sol de remblai

Grâce à une mise en oeuvre contrôlée par différents essais de sols et l'utilisation de bonnes techniques, il est possible d'éviter de nombreux problèmes.

2.4 Raisons liées à la détérioration de la voie

Dans cette section, nous allons présenter quelques raisons liées à la détérioration de la voie aux zones de transition. Elles sont étroitement liées aux concepts de rigidité de voie, de tassement de sol et de défauts géotechniques présentés précédemment et montrent l'interdépendance entre ces 3 causes de problèmes.

2.4.1 Modification des propriétés du ballast

Comme décrit dans la section 1.1.2, le ballast est l'élément de support de la voie. Il permet de transmettre uniformément les charges vers la plateforme.

Si les propriétés de cette couche sont modifiées au cours du temps, la transmission des charges vers la plateforme ne sera plus uniforme et, à long terme, cela peut entraîner des tassements différentiels. Les traverses risquent donc d'être moins soutenues et les rails peuvent bouger, provoquant des déraillements. Il faut donc absolument limiter les modifications de comportement du ballast.

Déformation du ballast Le ballast est formé d'un granulat d'un certain calibre. Sous l'effet des charges qu'il subit, il pourrait être mené à se briser. C'est pourquoi, les roches utilisées pour le ballast sont soumises à certaines règles, selon la norme EN 13450. Ces règles sont jugées principalement sur les critères suivants [48]:

- La granulométrie
- La densité
- La résistance à l'usure/au gel
- La teneur en fines
- La composition chimique

Densification du ballast La densification de la couche de ballast est un processus naturel qui se produit au fil du temps, suite au passage répété des trains. Elle est caractérisée par un compactage et une diminution des vides dans la couche de ballast, entraînant une diminution de volume.

Même si elle sera inévitable lors de la mise en service de la voie, il est très important de limiter ce processus, en assurant un bon degré de compactage, lors de sa mise en oeuvre, et en utilisant des matériaux de bonne qualité.

Pollution du ballast La pollution du ballast peut être divisée en 2 types : la pollution inévitable et la pollution évitable.

La pollution inévitable provient de produits chimiques, tels que des hydrocarbures, des métaux lourds ou des produits utilisés pour l'entretien des trains. Malgré le fait qu'elle est inévitable, cette pollution peut être fortement contrôlée et limitée. Quant à la pollution évitable elle est composée des déchets solides provenant des voyageurs (bouteilles en plastique, mégots, papiers, ...). Il peut aussi y avoir des fuites de produits chimiques provenant des cargaisons, des wagons ou des locomotives. Il est donc extrêmement important de maintenir les trains en bon état de fonctionnement.

Afin de limiter les dégradations de la couche de ballast, il est primordial de réaliser un "bourrage de ballast". Le **bourrage de ballast** est l'opération qui comprime le ballast sous les traverses, de manière à lui donner une compacité suffisante pour résister au passage des trains. Cette opération a pour but de procurer une excellente assise aux traverses. Pour cela, il faut que l'opération soit peu énergétique vers le milieu de la traverse et très forte sur les parties qui portent les rails [19].

Malgré toutes les dispositions prises pour limiter la dégradation du ballast, celui-ci subit beaucoup d'interactions. Son érosion et la modification de ses propriétés mécaniques sont inévitables. C'est pourquoi il est remplacé au minimum tous les 5 ans et nettoyé entretemps si nécessaire.

2.4.2 Vibrations

Les vibrations causées par le passage des trains sont inévitables et peuvent poser beaucoup de problèmes, tant d'un point de vue structurel pour l'ouvrage (pont, tunnel, ...) que d'un point de vue environnemental ou de confort pour les passagers et pour les habitants vivant à proximité des voies ferrées. Il existe d'ailleurs une réglementation régissant d'un point de vue environnemental l'intensité maximale de ces vibrations : la norme ISO 2631.

Les facteurs influençant le plus les vibrations du sol sont : la vitesse de déplacement du train, le comportement du sol (module de cisaillement, coefficient



Figure 2.7: Dégradation de voie par tassement du ballast [39]

d'amortissement) ainsi que la stratification des sols. En connaissant l'influence de ces différents facteurs, il est possible d'utiliser des stratégies pour limiter les vibrations : construction d'isolant, augmentation de la rigidité de la plateforme, utilisation de barrières ou de réflecteurs d'onde [25].

Les vibrations du sol dépendent de la voie et du sol mais aussi des caractéristiques des véhicules. Elles peuvent être classées en 2 types :

1. L'effet quasi-statique résultant du mouvement des charges.
Il est généralement utilisé lorsque la vitesse du train est plus faible que les vitesses critiques de vibration de la voie et du sol.
2. L'excitation dynamique.
Ce phénomène est causé par les imperfections de contact entre les roues et les rails. Il a un rôle non négligeable sur les vibrations du sol.

En plus des stratégies de limitation des vibrations présentées ci-dessus, il est important de gérer les défauts ponctuels de l'interface roue/rail, afin de diminuer au maximum les vibrations de la voie au droit des massifs de transition. Ces défauts sont généralement localisés aux intersections entre les rails, aux échangeurs et aux endroits où la différence de rigidité de voie est importante, notamment à l'approche des singularités de voie.

En résumé, en plus des problèmes environnementaux liés aux vibrations induites par le passage des trains, des vibrations trop fortes impactent le comportement du sol dans les zones de transition et accélèrent la détérioration de la voie. C'est pourquoi il est important de prendre en compte ce phénomène lors du dimensionnement des massifs de transition.

2.4.3 Différence de qualité du sol

Une autre raison des détériorations observées aux abords des singularités de voie est due aux différences de qualité du sol. Une mauvaise qualité de la plateforme mène à des déformations plastiques, qui peuvent causer des problèmes sur la voie à moyen et à long terme. Ces différences de qualité du sol peuvent venir tant de la qualité des sols prélevés et placés en remblai, que d'une mauvaise mise en oeuvre. Des qualités de compactage requises par les ingénieurs non-atteintes sur chantier, ou encore des profils de remblai différents entre la théorie et la réalité du terrain.

2.5 Problèmes

2.5.1 Dégradation des matériaux

Comme nous avons pu le voir précédemment, dans les zones en approche des singularités de voie, les matériaux se dégradent beaucoup plus rapidement qu'ailleurs sur le tracé. Ceci est dû aux charges dynamiques plus importantes qu'ils subissent, en raison de leur proximité avec l'ouvrage. Ces chargements considérables peuvent entraîner des déformations réversibles, irréversibles, voire même la rupture (figure 2.9).



Figure 2.8: Taches blanches, signes d'usure des matériaux [39]

L'université de Birmingham en Angleterre a tenté de répertorier les principaux problèmes apparaissant aux zones de transitions ainsi que leurs causes [23]. Les plus importants sont présentés dans le tableau 2.2.



Figure 2.9: Traverse en béton fissurée en approche d'un pont ballasté [18]

Problèmes	Causes
Rail : fissures et fatigue	Force de fluage
Rail : fissures et fatigue	Mauvaise interface roue/rail
Voie : défaut de géométrie	Sol en place peu rigide/mauvais drainage
Rail : ondulation	Interactions véhicule/voie
Sous-couche : instabilité	Sol en place peu rigide/présence d'eau
Voie : défaut de géométrie	Entretien sous-optimal
Voie : défaut de géométrie	Joint de dilatation absent ou mal dimensionné

Tableau 2.2: Les problèmes les plus fréquents aux zones de transitions et leurs causes

2.5.2 Traverses flottantes

A long terme, l'une des principales problématiques à éviter à l'approche des singularités de voies est l'apparition de traverses flottantes. Une traverse est dite

"flottante" lorsqu'elle n'a plus de contact direct avec la couche de ballast et qu'elle n'est plus soutenue que par les rails. Il existe alors un écart entre la traverses et le ballast [31].

Les traverses flottantes résultent du tassement à long terme de la voie. Sous les charges du passage des trains, le tassement n'est pas uniforme le long de la section, en raison de la rigidité variable du ballast. Cela peut entraîner un manque de soutien ou même une perte totale de contact entre certaines traverses et le lit ballasté.

Si l'écart est faible, il peut être refermé par le passage du train. Le ballast pourra alors reprendre les charges dès que la traverse est en contact avec la couche. Cependant, si l'écart est trop important, le ballast ne pourra pas reprendre les charges à l'endroit de la traverse flottante et la rigidité verticale de la voie deviendra très faible (beaucoup de déformations pour une charge donnée). Ce changement de rigidité augmentera les forces d'interaction entre le train et la voie et accélérera le tassement de la voie. Il faut noter que, si une traverse est flottante, les traverses avoisinantes subiront plus de charges et le tassement sera plus rapide; cela entraînera davantage de traverses flottantes et une détérioration de la voie beaucoup plus rapide que prévu initialement.

Afin de limiter les problèmes de traverses flottantes, une maintenance régulière par un "bourrage de ballast" est nécessaire. Il est surtout important de prendre en considération ce phénomène avant qu'il ne devienne trop dommageable pour les composants de la voie. Différentes solutions de massifs de transition visant à limiter les traverses flottantes sont d'ailleurs évoquées dans le chapitre suivant (chapitre 3).

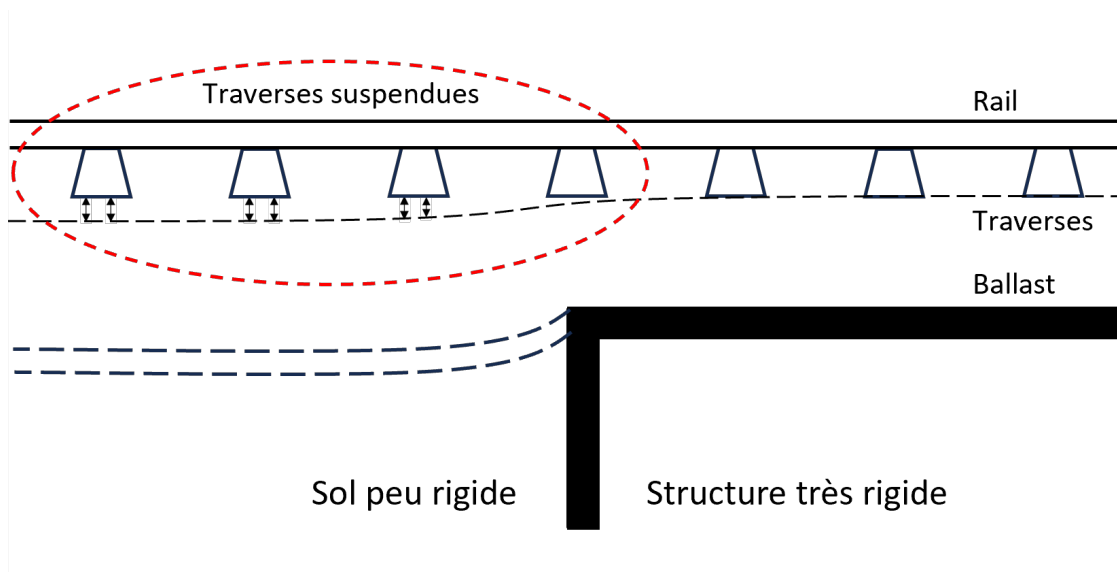


Figure 2.10: Représentation schématique de traverses flottantes. Inspirée de [40]

Chapitre 3

Présentation des différents types de massifs de transition

Rappelons la définition introduite au chapitre précédent.

Un **massif de transition** est une solution structurelle ayant pour but de diminuer progressivement les différences de comportement entre la pleine voie et les ouvrages d'art. Il permet également de minimiser les contraintes mécaniques subies par les rails et les éléments constitutifs de la voie ainsi que les vibrations de celle-ci [19].

Dans le chapitre précédent, nous avons également compris qu'il était question de la rigidité du sol, ainsi que du tassement du sol. Afin d'assurer une bonne transition entre la pleine voie et l'ouvrage, nous avons deux possibilités :

- Augmenter la rigidité dans la partie la moins rigide (le sol/remblai)
- Diminuer la rigidité dans la partie la plus rigide (l'ouvrage)

Pour ce faire, nous pouvons travailler sur différentes couches de voie. Dans un premier temps, nous évoquerons les modifications de la couche de forme, qui est une couche de sol d'une certaine qualité, sur laquelle repose le ballast. Ensuite, nous présenterons les modifications de la couche d'assise, qui est la couche supérieure permettant la circulation des trains. Pour terminer, nous analyserons quelques solutions "mixtes", combinant un travail sur la couche de forme et sur la couche d'assise.

3.1 Modification de la couche de forme

Lorsque nous sommes confrontés à des sols mous en approche de singularités de voie, il est nécessaire d'augmenter la rigidité des sols, afin d'éviter une trop grande

différence de comportement avec la structure. Pour y arriver, différentes techniques géotechniques d'amélioration de sol peuvent être utilisées.

Dans cette section, nous allons présenter quelques techniques d'améliorations de sol pouvant être utilisées pour renforcer les sols en approche des ponts ferroviaires. Bien sûr, cette liste n'est pas exhaustive, et chaque situation réelle nécessite une étude géotechnique approfondie, afin de choisir la technique la plus appropriée et de la dimensionner. On peut classer les méthodes d'amélioration de sol en trois catégories : les modifications mécaniques, hydrauliques et de renforcement. Le tableau 3.1 présente une partie des techniques d'améliorations de sol évoquées dans l'article [44].

Mécanique	Hydraulique	Renforcement
Excavation et remplacement	Drains de sable	Colonnes
		Pierres et colonnes de chaux Géopieux
Préchargement et surcharge	Drains préfabriqués	Colonnes d'injection de béton
Compaction dynamique	Surchargement	Fondations profondes
		Pieux compactés in situ
		Pieux CFA
		Pieux battus
		Pieux en béton
		Géotextiles/géogrilles Géocellules

Tableau 3.1: Techniques d'amélioration de sol de fondation en remblai [44]

3.1.1 Modifications mécaniques

Comme présenté dans le tableau 3.1, nous comptons trois différentes techniques d'amélioration mécanique.

En premier lieu, il y a le principe d'**excavation et remplacement**. Cette méthode est principalement utilisée lorsque le sol a de très mauvaises propriétés

(faible résistance à la compression). Dans ce cas, il pourrait être préférable de retirer le sol en place et de le remplacer par un sol de meilleure qualité.

Cette technique est souvent utilisée pour les zones de transition car, généralement, une partie du sol en place doit quand même être retirée, afin de pouvoir construire l'ouvrage. On en profite alors pour la remplacer par un meilleur sol. Un autre avantage du remplacement de sol est qu'il est possible de modifier les sols de remblai par addition de ciment, par modification du degré de compaction, etc. Malgré tout, cela reste une méthode extrêmement coûteuse en matériaux, pouvant entraîner des coûts de réalisation importants [41].

Ensuite, le principe de **préchargement par une surcharge** consiste à faciliter le tassement du sol, avant la mise en service de la voie, afin de diminuer le tassement lors du passage des trains.

Grâce à l'utilisation d'une surcharge, un certain niveau acceptable de consolidation du sol sera atteint plus rapidement. Cela permet de réduire la durée des travaux, tout en garantissant un tassement à long terme moins important que pour une situation sans surcharge (figure 3.1).

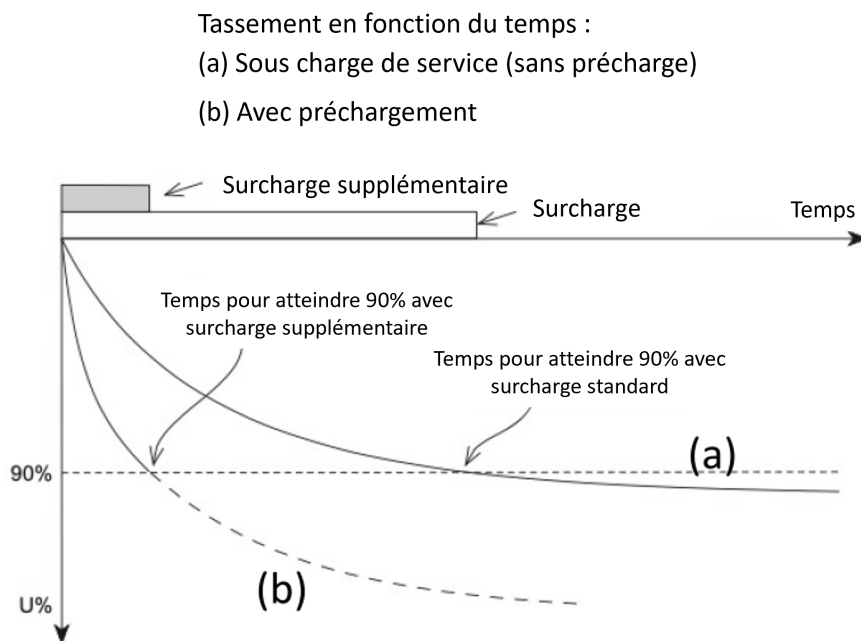


Figure 3.1: Tassement en fonction du temps et de la précharge [41]

La troisième technique est la **compaction dynamique**. Cette technique, un peu primaire, consiste à passer des engins très lourds (tels que des rouleaux vibrants, des

rouleaux compresseurs, des dumper, etc.) sur le sol ayant de mauvaises propriétés, afin de forcer un réarrangement des grains permettant une meilleure rigidité du sol. Cette méthode est relativement simple et rapide à mettre en oeuvre, mais son efficacité peut dépendre des propriétés du sol et des conditions de mise en oeuvre. Elle est souvent utilisée pour compacter le ballast ferroviaire, avant la mise en service de la voie, afin de réduire les tassements ultérieurs. Cependant, elle peut également être appliquée pour améliorer la rigidité du sol en approche des zones de transitions.

3.1.2 Modifications hydrauliques

La gestion du drainage de l'eau dans le sol est très importante afin d'éviter des problèmes de stabilité des remblais. De plus, un bon drainage permet d'améliorer la qualité du sol. Généralement, on utilise des drains en sable ou des drains préfabriqués dans les applications géotechniques.

L'utilisation de **drains verticaux** permet d'accélérer le processus de consolidation des sols mous, en raccourcissant le trajet de drainage d'une direction verticale à une direction radiale (figure 3.2). Le but principal de l'utilisation de drains verticaux est de réduire la distance de drainage, afin de diminuer plus rapidement la pression excessive d'eau dans le sol, ce qui crée un processus de consolidation plus rapide pour les sols mous.

Initialement, les drains étaient faits en sable, mais ils ont été remplacés par des éléments préfabriqués permettant une installation plus facile et moins onéreuse.

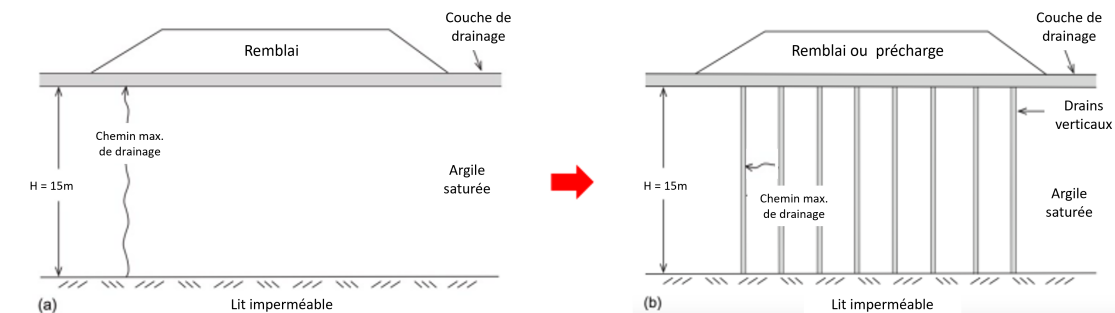
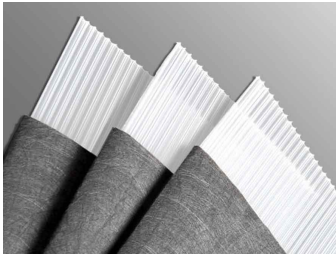


Figure 3.2: Trajet de drainage sans/avec drains [41]

Les drains préfabriqués (PVD) sont constitués d'un noyau en plastique, doté d'une structure longitudinale drainante, ainsi que d'un revêtement en papier ou en tissu qui sert de filtre et protège le noyau.



Les caractéristiques des drains qui influencent le processus de consolidation sont la capacité d'évacuation, l'espacement, la profondeur d'installation, la largeur et l'épaisseur des drains [38].

L'utilisation d'une telle méthode en géotechnique est souvent complétée par l'application d'une surcharge, ainsi que l'ajout de couches de géotextiles, comme présenté par la suite.

3.1.3 Renforcement

La dernière technique de modification de la couche de forme est celle des renforcements par différents types de colonnes, de pieux et de géotextiles. Il a été montré que, lorsque les massifs de transition sont construits sur des sols trop compressibles et ayant une faible rigidité, l'amélioration des sols est importante pour assurer un bon comportement de la voie dans la zone de transition [28].

Les **pieux** sont souvent utilisés afin d'améliorer les caractéristiques de sols considérés mous. Les points positifs d'une telle technique est qu'elle ne nécessite qu'une courte période de construction, que les pieux ont une grande capacité portante, une grande rigidité et qu'ils peuvent aussi réduire, en partie, les tassements inégaux. Il a d'ailleurs été prouvé que l'utilisation de pieux de plus grande longueur, à proximité de la transition, favoriserait le comportement de la zone de transition en comparaison avec des pieux de même longueur tout le long du tracé [28]. Les autres paramètres qu'il est possible de faire varier, afin d'optimiser l'utilisation des pieux sont : l'espacement, le module élastique et le diamètre du pieu [18].

L'ajout de **colonnes** dans les sols très compressible atteint les mêmes buts que ceux présentés pour l'utilisation de pieux. Ces techniques sont assez rapides à mettre en place, mais sont plutôt coûteuses. De plus, la maintenance de ce type d'amélioration du sol est particulièrement complexe, en raison de la difficulté d'accès aux colonnes et aux pieux [41]. Une fois de plus, en fonction de leurs points positifs et négatifs, ces techniques ne seront utilisées qu'après une étude géotechnique complète.

Afin de renforcer les sols moins rigides, sans utiliser des techniques lourdes comme présentées précédemment, l'utilisation de **géotextiles** peut être une bonne alternative. Ces matériaux offrent une résistance supérieure aux sols ainsi qu'une meilleure stabilité globale. De plus, en fonction du géotextile utilisé, certains peuvent améliorer le drainage du sol, afin d'accélérer le processus de consolidation. Un autre avantage de cette solution est qu'elle est bien moins onéreuse que beaucoup

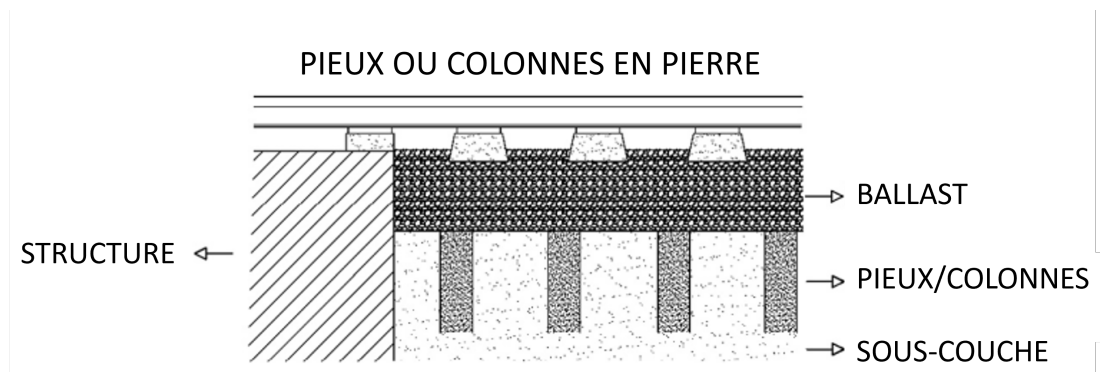


Figure 3.3: Zone de transition avec pieux [44]

d'autres présentées précédemment et elle est facile à mettre en oeuvre. Cependant, bien sûr, son efficacité restera limitée; c'est pourquoi elle est généralement associée à d'autres méthodes d'amélioration de sol.

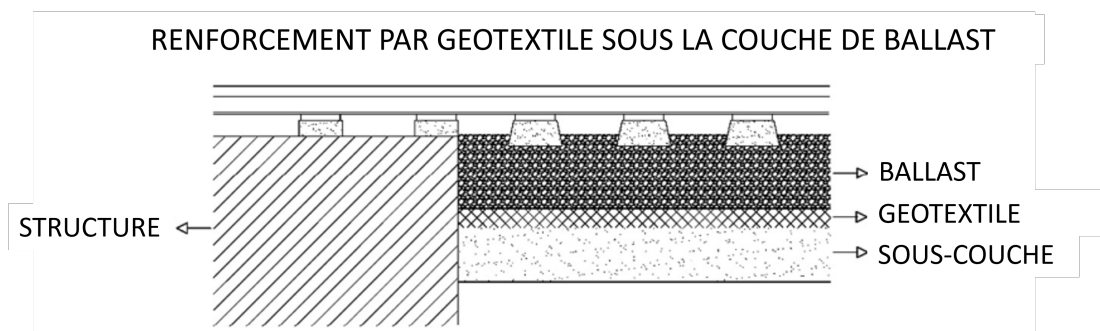


Figure 3.4: Zone de transition avec géotextile [44]

Une dernière amélioration de la couche de forme que nous pouvons faire est de **modifier la forme du remblai**. Dans la littérature, les formes les plus utilisées sont triangulaires ou trapézoïdales (figure 3.5).

En fonction de la géométrie choisie, le comportement du sol sera différent et la quantité de matériaux utilisée sera différente aussi. En modifiant la forme du remblai, il est possible d'utiliser des sols de remblai ayant de meilleures propriétés que le sol en place initialement. Par exemple, l'utilisation d'un mélange composé de ciment (CBGM) est analysée dans l'article [30].

Il existe une multitude de différentes géométries de remblai : elles seront étudiées plus loin dans le chapitre 4.

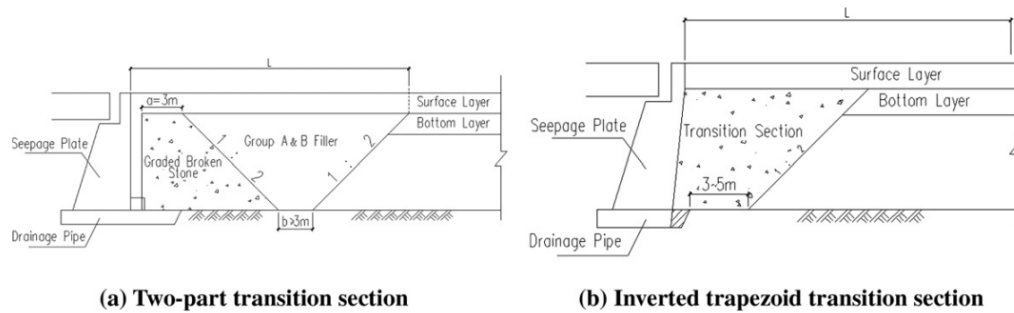


Figure 3.5: Structure de 2 type de zone de transition [47]

3.1.4 Dalle d'approche

Il existe aussi une solution qui est fort utilisée lors de la création d'autoroutes : c'est l'ajout d'une dalle d'approche afin d'augmenter l'efficacité de la zone de transition. Nous pouvons analyser les observations faites par trois ingénieurs iraniens qui ont analysé la mise en place d'une dalle d'approche [9]. Ces dalles peuvent varier en terme de longueur et d'épaisseur, en fonction du poids des véhicules circulant sur la voie et de leur vitesse. L'étude a examiné les dimensions standard de 6, 9, 12 et 15 mètres de long, pour des épaisseurs de 30, 50 ou 70 centimètres.

Grâce à la modélisation 3D d'une situation donnée, les chercheurs ont fait une découverte surprenante concernant la direction de déplacement des trains. Ils ont conclu qu'en amont d'une singularité de voie, il est préférable de placer une dalle épaisse de 70 centimètres, quelle que soit sa longueur, afin de réduire les déformations. Cependant, il reste toujours préférable de maximiser la longueur du massif, afin de favoriser une transition en douceur.

En revanche, en aval d'une singularité de voie, il est préférable de privilégier des dalles longues, quelle que soit leur épaisseur, afin de créer le massif de transition le plus long possible.

En conclusion, pour obtenir des solutions efficaces, il est recommandé de mettre en place des voies à sens unique ou de maximiser l'épaisseur et la longueur des dalles d'approche. Cependant, d'un point de vue économique et écologique, il est toujours préférable de réaliser une étude préliminaire, prenant en compte les caractéristiques des véhicules circulant sur la voie, afin de ne pas surdimensionner inutilement les dalles.

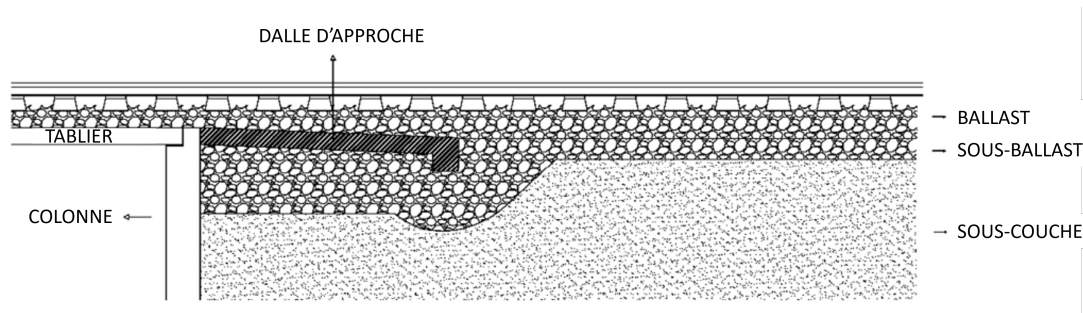


Figure 3.6: Zone de transition avec dalle d'approche [44]

3.2 Modification de la couche d'assise

Maintenant, voyons comment modifier les éléments de la couche d'assise, afin d'assurer une transition douce entre la pleine voie et la structure. Avec les éléments structuraux de la couche d'assise, nous pouvons modifier le nombre de rails, tout en gardant deux rails de circulation, la distance entre les traverses et leur longueur. Il est aussi possible de placer des éléments permettant une meilleure répartition des charges dans le ballast, tels que les "under sleeper pads".

3.2.1 Rails intérieurs additionnels

Sur une ligne de chemin de fer, les rails servent à la circulation des trains. Selon les normes internationales UIC, ils sont généralement espacés de 1345mm [48]. Ils sont fixés aux traverses grâce à des attaches métalliques et maintiennent parfois les traverses flottantes qui ne reposent plus sur la couche de ballast. En résumé, les rails ont un rôle dans la circulation, mais servent aussi à rigidifier la voie.

Dès lors, pourquoi ne pas ajouter des rails intermédiaires, afin de rigidifier encore plus la voie ? C'est ce qui a été analysé dans l'article [46]. Grâce à ces rails supplémentaires, non seulement la voie est plus rigide, mais la répartition des charges sur les traverses est meilleure. Les pressions sur la couche de ballast sont donc mieux réparties. Grâce à l'ajout de rails supplémentaires, on renforce donc la structure dans la zone de transition, ce qui contribue à une meilleure stabilité et à une réduction des déformations.

Il a aussi été prouvé que plus les rails additionnels sont proches des rails de roulement, plus leur efficacité est maximale [16].

3.2.2 Traverses à longueur variable

La modification la plus simple et la plus courante de la couche d'assise consiste à installer des traverses de longueur variable sur la couche de ballast, à proximité

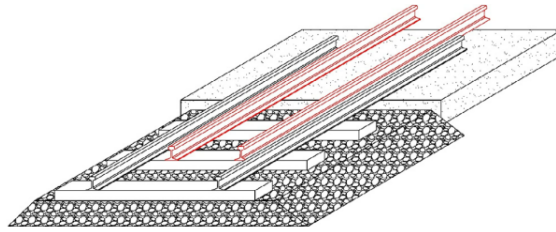


Figure 3.7: Zone de transition avec rails additionnels [44]

des singularités de voie. Cette méthode permet de renforcer la rigidité de la voie, en augmentant la surface d'appui de la traverse, ce qui va répartir les charges sur une zone plus large.

Cette technique s'avère très efficace si la couche de ballast est uniformément dense. De ce fait, la pose de traverses plus longues ne crée pas de zones non-uniformes de compactage [18]. Pour garder l'idée première qui est d'augmenter la surface d'appui des traverses, on peut aussi modifier l'espacement entre elles, afin de mieux répartir les charges sur la couche de ballast.

Cependant, l'utilisation de ces techniques a ses limites. Bien qu'elle permette de réduire les contraintes et les déplacements verticaux des traverses, utilisée seule, son efficacité peut être limitée [32]. Il est donc recommandé de combiner cette solution avec un autre travail sur la couche d'assise ou sur la couche de forme.

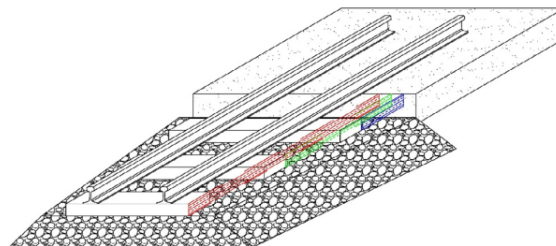


Figure 3.8: Zone de transition avec traverses de longueur variable [44]

3.2.3 Modification des matériaux de traverses

Toujours dans l'objectif d'augmenter la rigidité de la voie, depuis quelques années, la Belgique remplace les anciennes traverses en bois par des traverses en béton. Ces nouvelles traverses ont bien d'autres avantages que seulement leur rigidité élevée. D'un point de vue purement structurel, les traverses en béton permettent une

meilleure répartition des pressions sur la couche de ballast par rapport aux traverses en bois [34]. Les traverses en béton offrent certains avantages importants. Elles sont plus durables, résistantes et faciles à fabriquer. Leur longévité permet de réduire les coûts d'entretien et diminue le risque d'accidents liés à des défaillances.

3.2.4 Semelles sous traverse

Afin de mieux répartir les charges dans la couche de ballast et de diminuer les vibrations transmises, il est possible de placer sous les traverses une petite couche synthétique appelée "semelle sous traverse" [14]. L'utilisation d'une telle semelle présente plusieurs avantages : la réduction des coûts de maintenance, le prolongement de la durée de vie des rails et la diminution des vibrations parasites.

Grâce aux semelles, on peut constater une réduction d'environ 25 % de l'accélération verticale du ballast sous le passage d'un train, permettant d'atténuer les vibrations dans cette couche. Cependant, il est important de noter que cette réduction de vibrations dans la couche de ballast peut avoir un impact négatif, en augmentant les vibrations à l'intérieur des rails et des traverses [14].

Selon le fabricant, l'utilisation de semelles sous traverse permet également d'augmenter l'élasticité verticale de la couche d'assise et de répartir les charges par essieu sur un plus grand nombre de traverses (figure 3.9). Cela contribue également à augmenter la surface de contact entre la traverse et le ballast, ce qui stabilise la partie supérieure de la couche de ballast [20].

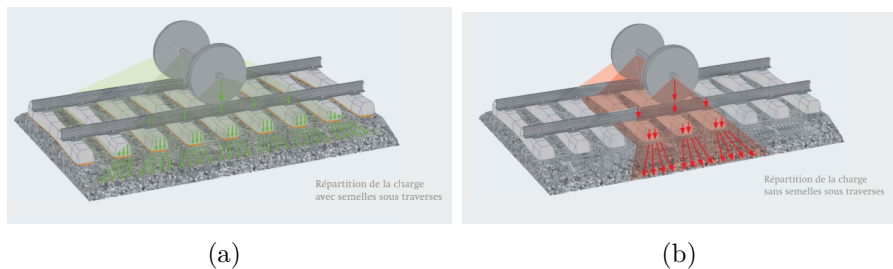


Figure 3.9: Répartition des charges avec/sans semelle sous traverse [20]

3.2.5 Réduction de la rigidité de la zone sur l'ouvrage

Comme évoqué dans l'introduction de ce chapitre, le problème de la zone de transition en approche de structures ferroviaires consiste en une différence de rigidité de la voie le long de son tracé. Afin de limiter les différences de rigidité, on peut soit augmenter la rigidité en amont de la transition, avec les techniques présentées précédemment, soit analyser les méthodes existantes pour diminuer la rigidité de la voie sur l'ouvrage [16, 33].

Les ouvrages de type "dalle", n'ayant pas de couche de ballast pour soutenir les traverses et les rails qui sont directement attachés aux dalles au moyen de **systèmes de fixations de plaques de base** (= *baseplates*). Cette technique vise à réduire la rigidité de la zone sans ballast, ainsi que les bruits et les vibrations générées par le passage des trains.



Figure 3.10: *Baseplates* [1]

1. Pincettes et isolateurs de patin
2. Isolateurs latéraux
3. Plaque de base en métal
4. Semelle sous rail
5. Semelle sous plaque
6. Vis d'ancrage avec inserts

La principale difficulté, lors de l'utilisation d'une telle technologie, est de choisir judicieusement le coefficient de rigidité du système. L'utilisation de *baseplates* trop élastiques peut, par exemple, augmenter les déplacements des rails et avoir un effet négatif sur la zone de transition [33]. D'un autre côté, l'utilisation de *baseplates* trop rigides, à proximité de la zone de transition, ne permettra pas un emploi optimal de la technologie.

La solution la plus appropriée lors de la mise en place de cette méthode consiste à augmenter progressivement la rigidité des *baseplates* le long de la zone sans ballast, afin de réaliser une transition aussi douce que possible [33].

Quant aux **tapis sous ballast**, ils se placent sur des ouvrages ayant une couche de ballast comme support des traverses et des rails, dans le but de réduire les

vibrations causées par le trafic ferroviaire et protéger la couche de ballast contre les dégradations rapides. Généralement, ces tapis sont fabriqués à partir de matériaux élastomères, tels que le polyuréthane ou le caoutchouc. Plus récemment, des tests concluants ont permis l'utilisation de pneus recyclés comme base pour la fabrication de ces tapis [26].

1. Couche horizontale élastique
(une ou plusieurs couches)
2. Couche de géotextile de protection

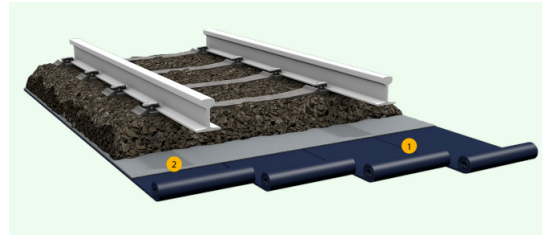


Figure 3.11: Tapis sous ballast [1]

Le module de flexion de la couche de tapis est directement lié à l'épaisseur et à la densité du matériau. Plus le matériau est épais, à densité constante, plus faible sera le module de flexion, ce qui entraînera une meilleure isolation des vibrations, mais des déformations plus importantes des rails. En revanche, plus le matériau est dense, à épaisseur constante, plus élevé sera le module de flexion, mais l'isolation des vibrations sera moins efficace. Il est donc nécessaire d'adapter les propriétés de la couche en fonction de la situation, afin de maximiser son utilisation [26, 27].

3.3 Solutions mixtes

Dans ce chapitre, nous avons pu découvrir différentes techniques de réalisation de massif de transition, dans le but de réduire la rigidité du sol en approche d'une structure ferroviaire. Il a également été remarqué à plusieurs reprises, qu'une seule modification de voie peut rarement gérer tous les problèmes apparaissant dans les zones de transition. C'est pourquoi il est courant de combiner différentes méthodes, afin d'optimiser la transition. Dans cette section, nous allons découvrir quelques combinaisons de techniques permettant une optimisation du massif de transition.

Il reste toujours important de souligner que chaque projet nécessite une étude préliminaire spécifique, afin de déterminer les meilleures modifications à apporter. Chaque situation présente des caractéristiques particulières qui doivent être prises en compte pour optimiser la conception du massif de transition.

3.3.1 MARTA - Traverses en bois variable et dalle de transition

Dans ce projet mené par l'opérateur du métro d'Atlanta (MARTA), en 1996, c'est une configuration combinant des traverses de longueur variable avec une dalle de transition qui a été utilisée : cela aurait permis de réduire les coûts de maintenance d'un facteur 3, par rapport à l'utilisation d'une dalle de transition seule [44, 18]. L'utilisation de traverses de longueur variable permet d'ajuster la rigidité de la voie de manière progressive, tandis que la dalle assure une transition en douceur entre les différentes sections de la voie. Cette combinaison offre une meilleure répartition des charges et réduit les contraintes sur les composants de la voie, ce qui provoque des coûts de maintenance réduits [18].

3.3.2 Drains, préchargement (et géotextiles)

Comme expliqué dans la sous-section 3.1.2, l'installation de drains verticaux a pour effet d'accélérer le processus de consolidation du sol. Cependant, afin de réduire davantage le temps nécessaire pour atteindre un niveau acceptable de consolidation, ce procédé est souvent accompagné d'un préchargement du remblai. L'utilisation d'une couche de géotextile permet d'homogénéiser les tassements différentiels et de stabiliser le sol pendant toute la durée du processus [38].

3.3.3 Forme modifiée de remblai et rails additionnels

La modification de la forme du remblai est une solution efficace pour assurer une transition en douceur entre les parties de la voie ayant des propriétés de rigidité différentes. Cependant, il est important de prendre en compte la problématique du saut brutal de déflexion, qui peut se produire lors du passage d'un type de matériau à un autre.

Pour atténuer cet inconvénient, l'utilisation de rails additionnels est recommandée. Ces rails supplémentaires sont placés de manière à créer une transition plus progressive entre les différentes phases de la voie [46].

Selon l'article [46], il est préférable d'utiliser cette combinaison plutôt que d'augmenter la longueur des traverses, tout en modifiant la forme de remblai.

3.3.4 Dalle d'approche et rails additionnels

L'utilisation de rails supplémentaires combinés à une dalle d'approche permet une transition plus fluide de la voie vers l'ouvrage. Cela réduit l'accélération verticale des traverses de moitié par rapport à l'utilisation d'une dalle d'approche seule [22].

3.3.5 Forme modifiée de remblai et CBGM

En Belgique, la technique couramment utilisée pour les massifs de transition combine une forme de remblai modifiée avec l'utilisation de sol mélangé au ciment (CBGM).

Le remblai se compose généralement d'une couche de CBGM le long de la paroi de l'ouvrage, ainsi que d'une couche de matériau granulaire (UGM) adapté à la situation [35].

Les paramètres tels que le type de sol, l'épaisseur et la géométrie sont ajustés en fonction de différents facteurs tels que l'ordre de construction de l'ouvrage et du remblai, la hauteur du remblai et le type de structure.

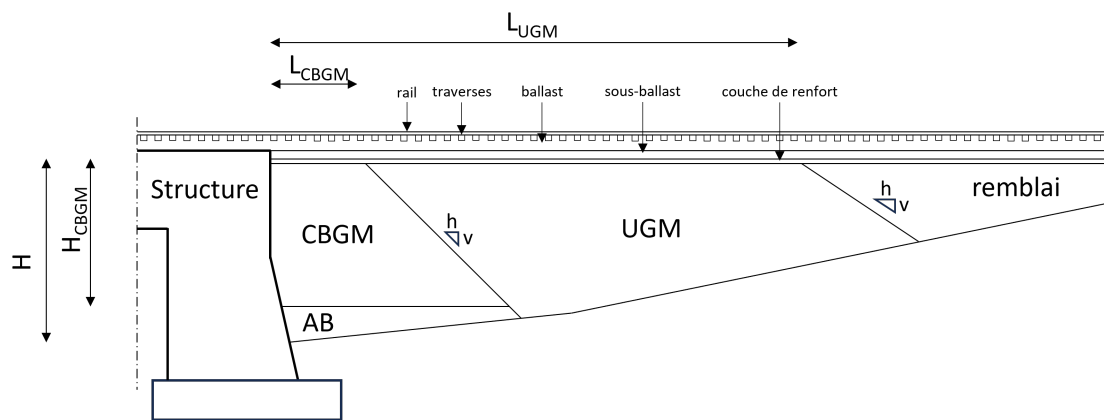


Figure 3.12: Design schématique d'une zone de transition de forme modifiée et couche CBGM et UGM. Inspirée de [35]

Chapitre 4

Modélisation d'une situation donnée

4.1 Introduction

Dans ce chapitre, nous allons réaliser une analyse numérique, en utilisant le logiciel aux éléments finis PLAXIS. Le but est d'optimiser la géométrie et la composition d'un massif de transition en approche d'un couloir sous voie. Bien que cette configuration soit spécifique, nous tenterons de tirer des conclusions générales pour tous les types de massifs de transition en approche de singularités de voie ferroviaire.

4.1.1 Plaxis 2D

Développé par la société BENTLEY, PLAXIS 2D est un puissant logiciel d'éléments finis, permettant l'analyse en deux dimensions des déformations et de la stabilité du sol, pour des projets de géotechnique ou de mécanique des roches.

PLAXIS 2D comprend toutes les fonctionnalités indispensables pour réaliser des analyses de déformations et de stabilité pour les sols et les roches, en ne prenant pas en considération le fluage, l'état stationnaire des eaux souterraines ou du flux thermique, l'analyse de consolidation ou, en général, tout effet dépendant du temps [4].

Dans ce travail, nous nous concentrerons principalement sur les déformations du sol pour différents chargements à court terme. L'utilisation du logiciel PLAXIS 2D est donc totalement justifiée, puisqu'aucune dépendance au temps n'a besoin d'être analysée.

Si nous souhaitions approfondir l'étude et caractériser les déformations du sol à long terme, une analyse au moyen du logiciel PLAXIS 3D serait alors nécessaire.

4.1.2 Objectifs

Dans la suite de ce chapitre, nous allons commencer par définir le modèle que nous avons réalisé pour effectuer les tests de comportement du sol. Ensuite, nous développerons les différentes étapes du processus de recherche d'un massif de transition optimal. Enfin, nous analyserons et critiquerons différentes propositions de massifs de transition.

Pour ce faire, nous allons modéliser une situation de couloir sous voie suivi du placement d'un massif de transition, de part et d'autre de ce couloir. Nous allons principalement nous concentrer sur la qualité du sol de remblai, sur la pente/la longueur du massif et sur sa géométrie. L'objectif final est de définir différents paramètres requis afin de créer une transition douce, entre la pleine voie et l'ouvrage en béton.

Il est important de noter que ce travail est une étude comparative de différents types de massifs de transition. Nous ne définirons donc pas de valeurs limites acceptables lors des différentes modélisations, en raison du grand nombre d'hypothèses faites sur les sols. L'objectif est de pouvoir comparer différents types de massifs et de formuler des recommandations quant à leur dimensionnement.

4.2 Elaboration du modèle

4.2.1 Propriétés générales du modèle

La situation à analyser a été modélisée en utilisant le modèle "déformation plane" ou "axisymétrique" (figure 4.1). Ce modèle est approprié pour des géométries uniformes, telles que celles analysées dans le cadre de cette étude. Il s'agit d'un modèle d'éléments finis à 2 dimensions, avec seulement 2 degrés de liberté en translation par noeud (direction x et y).

Le maillage a été réalisé en utilisant des éléments triangulaires à 15 noeuds et à 12 points de Gauss (figure 4.2), conformément aux recommandations de PLAXIS. Bien que l'utilisation d'un modèle à 15 noeuds entraîne une plus grande consommation de mémoire et un temps de calcul plus important, cela permet d'obtenir des résultats plus précis qu'avec un modèle à 6 noeuds.

En ce qui concerne les conditions limites verticales, elles sont fixées dans la direction x. La limite horizontale inférieure est également fixée dans les directions x et y,

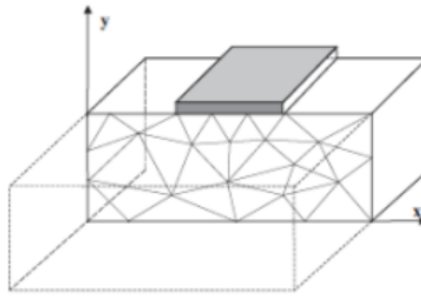


Figure 4.1: Modèle de "déformation plan" [12]

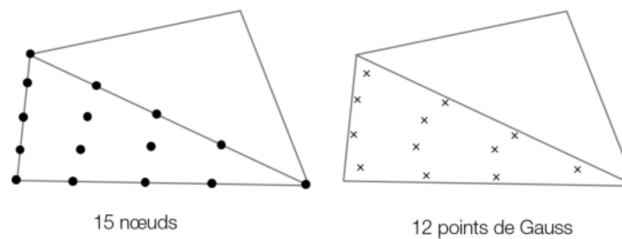


Figure 4.2: Éléments de maillage du modèle [12]

tandis que la limite horizontale supérieure est libre.

4.2.2 Modèle de sol

Dans le logiciel Plaxis, les matériaux sont représentés à l'aide de modèles prédéfinis, chacun ayant ses propres caractéristiques. Il est donc indispensable de choisir le modèle de matériau le plus approprié pour l'analyse, en fonction des paramètres disponibles. Un modèle judicieusement choisi, avec un grand nombre de paramètres connus avec précision, permettra d'obtenir des solutions fidèles à la réalité. En revanche, si les paramètres en entrée sont approximés, les résultats fournis par le logiciel peuvent s'écarter de la réalité.

4.2.2.1 Elastique linéaire

Le modèle linéaire élastique est le plus simple proposé par PLAXIS. Il est souvent utilisé pour des analyses préliminaires, lorsque les déformations du sol restent dans la plage élastique ou pour éviter trop d'approximations des paramètres d'entrée. Ce modèle est basé sur la loi de Hooke, qui établit une relation linéaire entre les contraintes et les déformations.

$$\sigma = E \cdot \epsilon \quad (4.1)$$

où les paramètres utilisés sont :

- E , module de Young [MPa]
- ν , coefficient de Poisson [-]

Le modèle élastique linéaire suppose que le sol se comporte de manière élastique et qu'il revient à sa forme d'origine, dès que les contraintes sont retirées et ce, tant que les déformations restent dans la plage élastique.

Dans la suite de cette étude, nous allons utiliser l'hypothèse élastique linéaire, car nous ne disposons que de peu d'informations sur la composition des sols. L'objectif de ce travail est de définir une géométrie adéquate pour une situation hypothétique. Pour une situation réelle, des sondages peuvent être réalisés et un modèle de sol plus adapté sera utilisé, suite à une connaissance plus précise des caractéristiques des sols.

4.2.2.2 Condition de drainage

Le type de drainage est très important dans une modélisation en géotechnique et doit être choisi en fonction de la situation et des sols à étudier. Le type de drainage dépend également des paramètres de sols connus, ainsi que du modèle de sol choisi.

PLAXIS propose différents types de drainages, mais dans notre situation, par hypothèse, nous sommes au-dessus de la nappe phréatique : il n'est donc pas nécessaire de prendre en compte le drainage. Par défaut, le logiciel modélisera tous les sols comme "drainés".

4.2.3 Paramètres géotechniques

Après avoir défini un modèle pour les sols (sous-section 4.2.2), il faut définir les paramètres des sols analysés. Les principaux paramètres à indiquer pour le modèle élastique linéaire sont : le poids volumique du sol (γ), le module de Young (E) et le coefficient de Poisson (ν).

Comme nous avons pu le voir dans la sous-section 4.2.2, il existe une multitude de types de sol. Certains sols classés selon l'UNIFIED SOIL CLASSIFICATION SYSTEM sont représentés sur la figure 4.3. Afin d'avoir une modélisation la plus générale possible et afin de pouvoir comparer différentes classes de sol, nous allons définir

six différents types de sol, en fonction de leur module de Young. Par hypothèse, nous prendrons un poids volumique et un coefficient de Poisson identiques pour tous les sols.

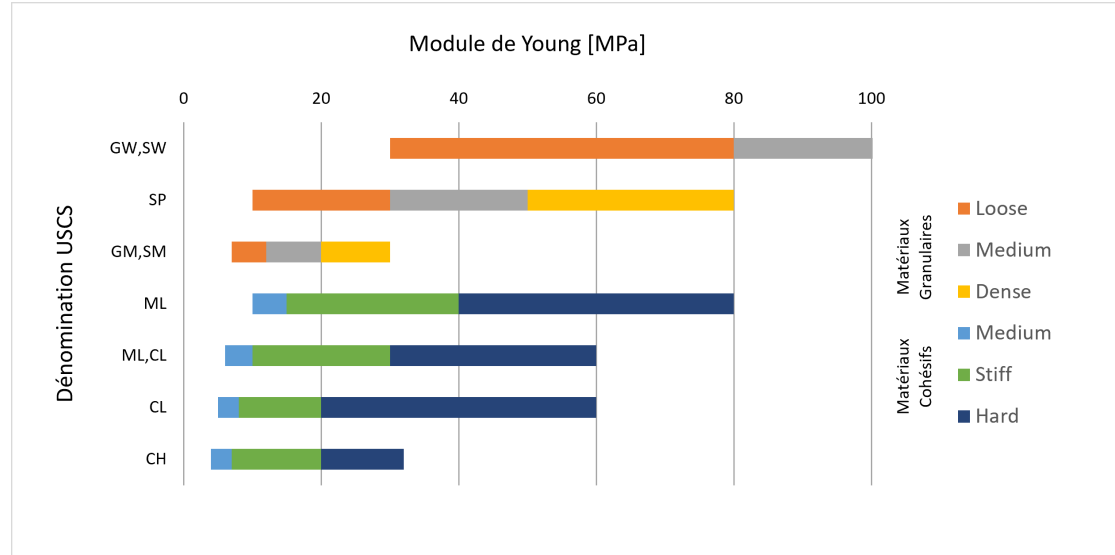


Figure 4.3: Classification des sols selon l'USCS [8]

où les abréviations signifient :

- G = gravier
- S = sable
- M = limon
- C = argile
- W = *"well-graded"*
- P = *"poorly graded"*
- L = faiblement plastique
- H = fortement plastique

Quant à la couche de ballast, elle aura des caractéristiques légèrement différentes, notamment au niveau du poids volumique et du coefficient de Poisson. Toutes les caractéristiques des sols sont regroupées dans le tableau 4.1.

4.2.4 Paramètres structurels

En plus du sol, il faut aussi modéliser le couloir sous voie, les traverses et les rails sur lesquels les trains circulent.

Pour le couloir sous voie, nous allons prendre l'hypothèse d'une rigidité quasi infinie. Par hypothèse, le béton sera du C40, ayant un poids volumique de 24kN/m^3 , comme indiqué dans le tableau 4.1.

Ensuite, pour les rails et les traverses, nous allons simplifier leur géométrie en utilisant une géométrie équivalente.

Les rails modélisés respectent la norme UIC60 et leur section est simplifiée comme étant rectangulaire (figure 4.4), conformément à l'article [51]. Selon les informations du dossier technique du groupe GANTREX [5] concernant les rails UIC60, leur densité est de $61,86\text{ kN/m}^3$. Le module de Young et le coefficient de Poisson des rails sont tirés de l'article [46] et sont repris dans le tableau 4.1.

Pour terminer, au lieu d'avoir des éléments ponctuels, les traverses sont simplifiées étant une couche uniforme, comme introduit dans l'article [10]. Le module de Young de la couche de traverses est lui aussi pris conformément à l'article [46]. Toutes les caractéristiques sont reprises dans le tableau 4.1.

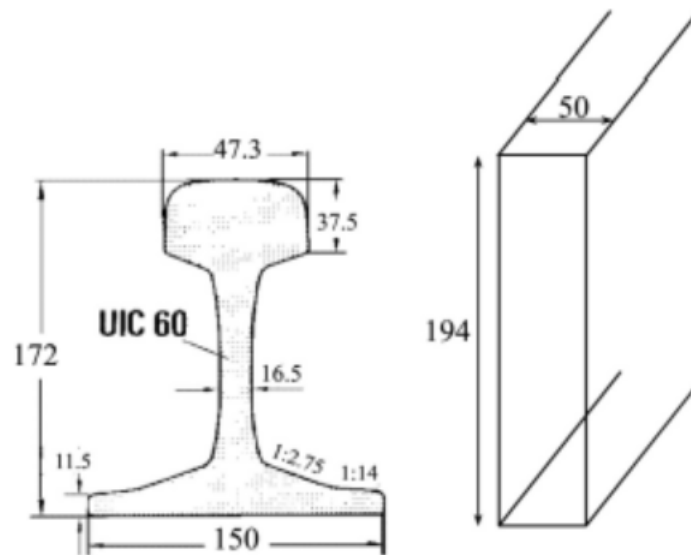


Figure 4.4: Section d'un rail UIC60 et du modèle simplifié [46]

	Légende	Poids volumique γ [kN/m ³]	Module de Young E [MPa]	Coefficient de Poisson ν [-]
Sol 20		19,5	20	0,3
Sol 40		19,5	40	0,3
Sol 60		19,5	60	0,3
Sol 80		19,5	80	0,3
Sol 100		19,5	100	0,3
Sol 200		19,5	200	0,3
Ballast		18	200	0,1
Traverses		6,85	10.000	0,2
Béton	-	24	35.000	0,2
Rail	-	61,86	210.000	0,3

Tableau 4.1: Récapitulatif des paramètres géotechniques et structuraux du modèle

4.2.5 Géométrie du problème

Même si différentes géométries de massif de transition seront étudiées dans la suite de ce chapitre, il est nécessaire de définir une géométrie de référence servant de base pour les modélisations. Cette géométrie de base est définie ci-dessous et elle est représentée sur la figure 4.5.

4.2.5.1 Couloir sous voie

Afin de pouvoir analyser le comportement des sols en approche d'un couloir sous voie, il faut d'abord en définir les dimensions. L'ouvrage est dimensionné comme étant un passage piéton sous voie de dimension 4x5m (figure 4.5). Dans le modèle, le couloir sous voie est placé avec son bord gauche se situant en $x=0$. Nous avons donc :

$$\begin{array}{r|l}
 -20 \leq x < 0 & \text{pleine voie} \\
 0 \leq x \leq 5 & \text{couloir sous voie} \\
 5 < x \leq 20 & \text{pleine voie}
 \end{array}$$

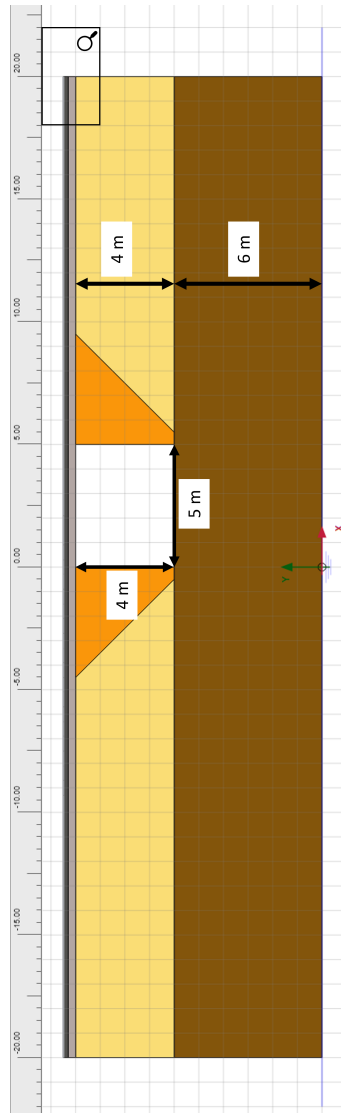


Figure 4.5: Représentation générale du modèle

4.2.5.2 Couche de forme

Comme introduit dans la sous-section 4.2.3, nous allons analyser différents types de sol. Cependant, nous retrouverons toujours le sol en place et la couche de fond identiques lors de toutes les simulations. Nous aurons respectivement un "Sol 40" pour le sol en place (figure 4.5) et un "Sol 200" pour la couche de fond, qui est supposée beaucoup plus rigide que les autres couches de sol analysées (figure 4.5).

4.2.5.3 Massif de transition

La géométrie du massif de transition va être l'élément le plus modifié dans la suite de notre modélisation. Mais avant d'essayer de la modifier, définissons une géométrie "type" d'un massif de transition. Cette géométrie est directement liée aux contraintes d'excavation. Dès lors, l'hypothèse d'un talutage à 45° a été prise (pente 1:1). Ensuite, afin de pouvoir glisser le couloir sous voie dans son emplacement, il est nécessaire d'avoir une marge de manoeuvre de part et d'autre de l'emplacement final de la structure. Initialement, Cette marge a été prise égale à 0,5m (figure 4.6).

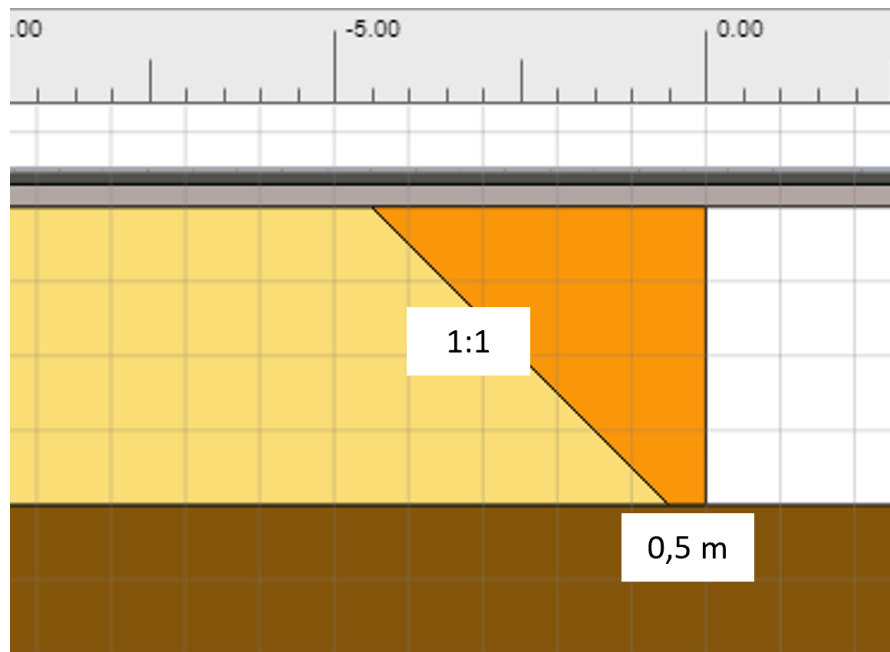


Figure 4.6: Modélisation d'un massif de transition type

4.2.5.4 Couche d'assise

Comme dit dans la sous-section 1.1.1, la couche d'assise est constituée des éléments supérieurs de la voie permettant la circulation des trains. Dans cette modélisation, nous allons simplifier cette couche, complexe dans la réalité, par une couche de ballast de 30cm, une couche de traverses équivalentes de 20cm, et les rails présentés ci-dessus (sous-section 4.2.4). La modélisation de la couche d'assise peut être observée sur les figures 4.5 et 4.7.

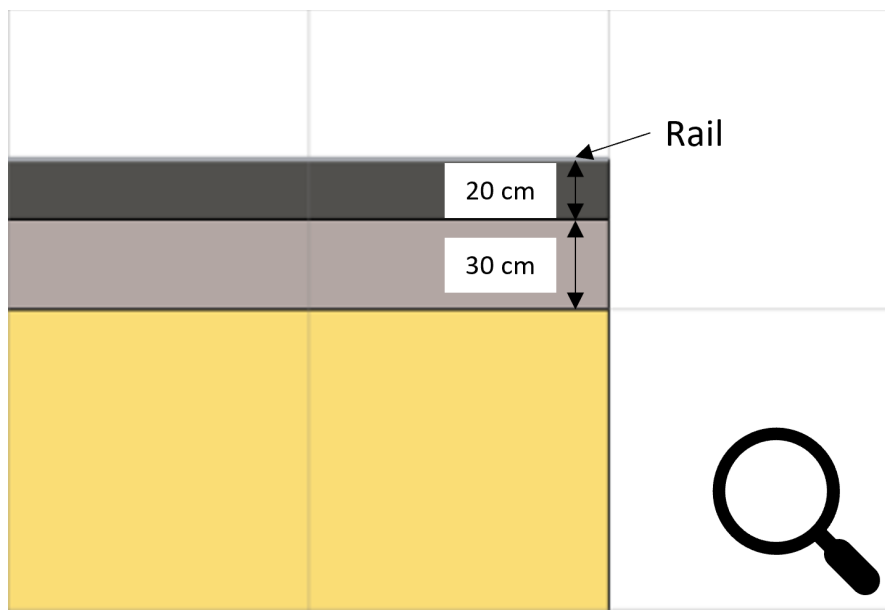


Figure 4.7: Modélisation de la couche d'assise

4.2.6 Modèle de chargement

Dans ce travail, nous allons nous focaliser uniquement sur les réponses du sol sous une charge ponctuelle. Nous ne prendrons donc en compte ni l'amortissement effectué par les essieux des locomotives et des wagons, ni la disparité de chargement en fonction du type de train et de son chargement.

Dans la suite, nous utiliserons une valeur moyenne de charge par essieu de 250kN [37]. Cependant, vu que nous n'analysons qu'un seul côté de la voie, nous prendrons en compte la charge d'un demi-essieu, soit 125kN.

Étant donné que nous sommes dans une situation symétrique, de part et d'autre du couloir sous voie, nous nous focaliserons uniquement sur le chargement en amont de la transition, afin de diminuer le nombre de calculs à effectuer.

À défaut de réaliser une analyse dynamique, nous allons effectuer plusieurs chargements ponctuels, tout au long de la voie, indépendamment du temps. Ayant choisi, pour la modélisation, de réaliser une couche uniforme équivalente aux traverses ponctuelles, chaque position de charge est espacée de 60cm, distance réglementaire entre deux traverses successives. Ainsi, conformément à l'article [51], nous allons pouvoir analyser le comportement du sol, comme si nous avions modélisé chaque traverse indépendamment.

4.2.7 Maillage

Un maillage de qualité est essentiel dans une modélisation par éléments finis, particulièrement aux emplacements critiques. Pour l'analyse d'un massif de transition en approche d'un pont ferroviaire, la zone critique se situe à la jonction entre le massif et la structure. Il faut donc qu'à cet endroit le maillage soit très fin, afin d'obtenir les informations les plus précises sur le comportement du sol.

Pour cette modélisation, nous avons donc décidé de raffiner le maillage à l'intersection critique et de simplifier le maillage dans la zone qui nous intéresse le moins : la couche de fond. Grâce à cela, nous pouvons effectuer des calculs précis dans les zones d'intérêt, tout en assurant un temps de calcul relativement faible.

Au final, avec les éléments triangulaires de maillage introduits dans la sous-section 4.2.1, pour la modélisation de notre massif de transition type, nous obtenons un total de 5.915 éléments et 47.655 noeuds. Le maillage dans la partie critique du modèle peut être observé à la figure 4.8.

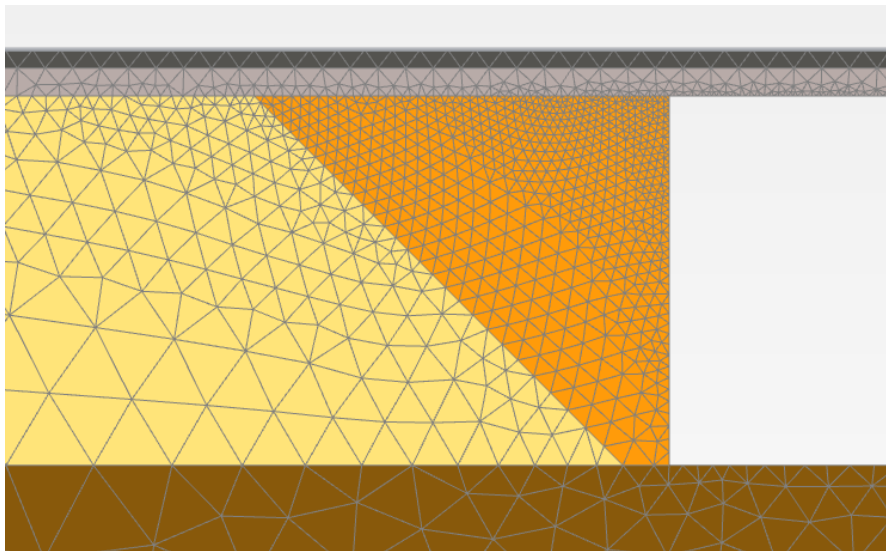


Figure 4.8: Représentation du maillage dans la partie critique du modèle

4.3 Analyse des résultats de modélisation

4.3.1 Déflexion du rail pour une charge ponctuelle

Pour débiter l'analyse des résultats des différentes modélisations, nous allons commencer par regarder la réponse de la voie pour une charge ponctuelle donnée. Prenons comme hypothèse de départ un sol en place de type "Sol 40" sans massif de transition, afin d'observer le comportement initial du sol.

Dans un premier temps, nous allons placer la charge ponctuelle à la position $x=-2,1\text{m}$ et observer la déflexion de la voie qui résulte de ce chargement (figure 4.9). Nous voyons que la déflexion maximale se situe au droit du chargement, et que la voie avoisinante subit également une déflexion. Nous pouvons également remarquer que la voie subit une faible déflexion ($\pm 0,3\text{mm}$) loin du chargement, due au poids des éléments de la couche d'assise et au poids des terres.

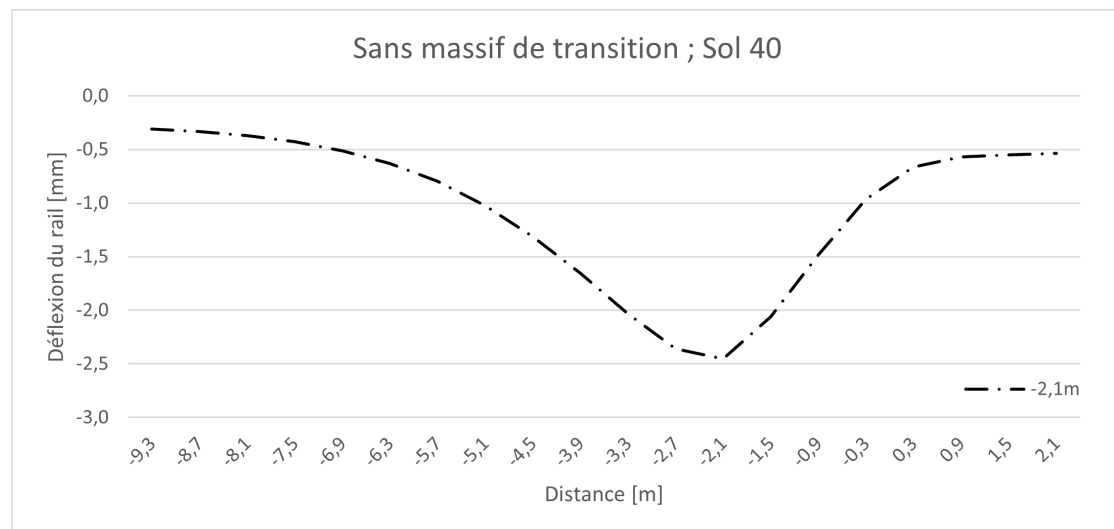


Figure 4.9: Déflexion de la voie pour une charge ponctuelle située à $x=-2,1\text{m}$

Regardons ensuite les résultats fournis par un chargement à la position $x=-1,5\text{m}$, sous les mêmes conditions de sol. Nous remarquons de nombreuses similarités avec la figure 4.9, notamment une déflexion maximale au droit du chargement (figure 4.10).

Maintenant que nous avons observé les valeurs de déflexion du rail, pour une charge ponctuelle aux positions $x=-1,5\text{m}$ et $x=-2,1\text{m}$, nous pouvons afficher les graphes de plusieurs positions de charges différents sur les figures 4.11. On découvre que plus on se rapproche de l'ouvrage (situé en $x=0\text{m}$), moins la déflexion du rail due aux chargements est importante.

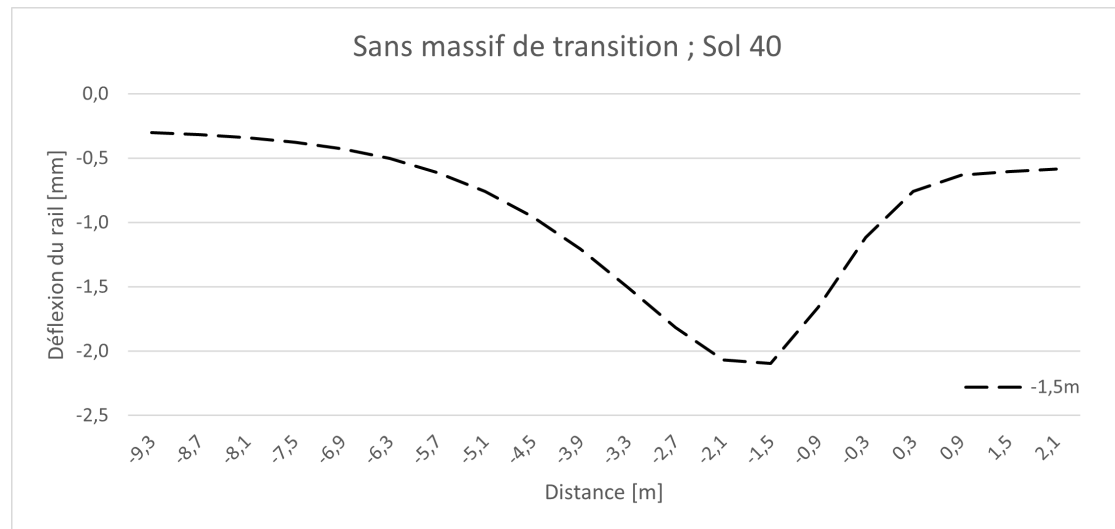


Figure 4.10: Déflexion de la voie pour une charge ponctuelle située à $x=-1,5m$

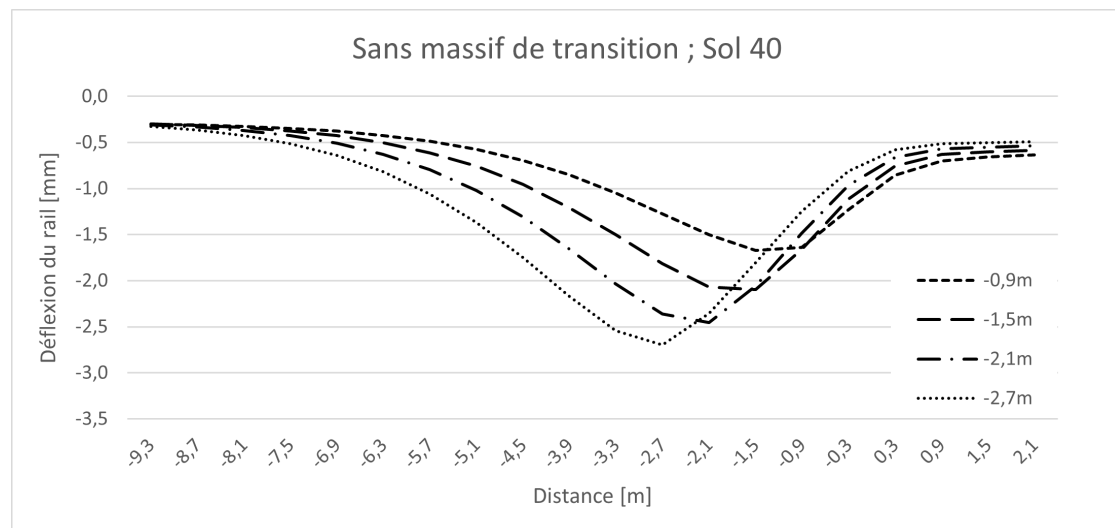


Figure 4.11: Déflexion de la voie pour 4 différentes positions de charges ponctuelles

4.3.2 Enveloppe des déflexions de voie

Dans la sous-section précédente 4.3.1, nous avons observé les graphes des déflexions du rail pour 4 positions de charge ponctuelle différentes. Afin de représenter la déflexion maximale de la voie pour toutes les positions de charges à considérer, nous pouvons établir l'enveloppe des déflexions du rail, représentée sur la figure 4.12. Dans la suite de ce travail, nous n'allons plus représenter la déflexion du rail pour différentes positions de charges ponctuelles, mais uniquement l'enveloppe des

déflexions.

Grâce à l'allure de ce graphe, nous remarquons que la déflexion maximale de la voie, pour une charge au droit de l'ouvrage, est moins importante que pour une charge appliquée en pleine voie. Le massif de transition a donc pour but de permettre une transition plus douce entre la pleine voie et l'ouvrage.

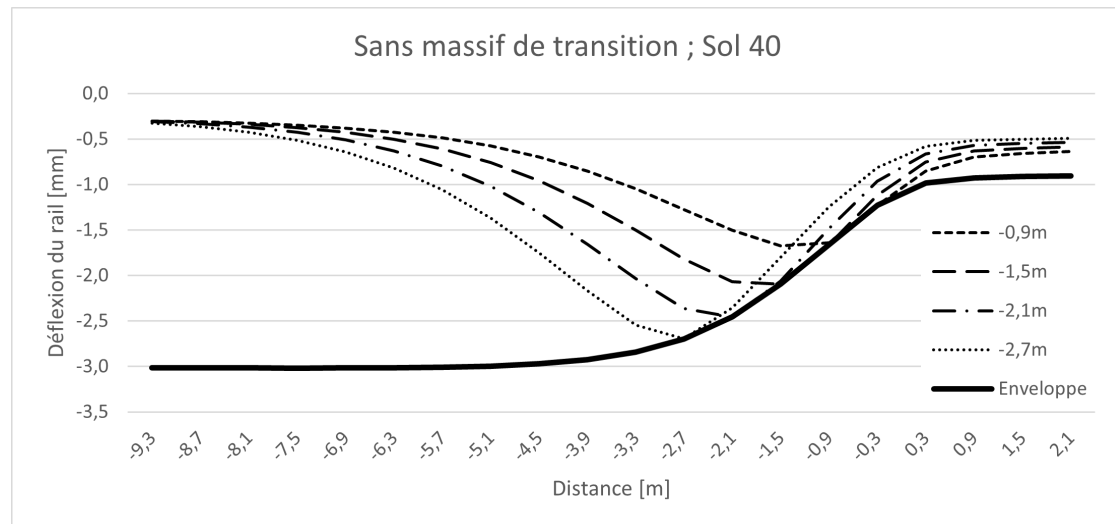


Figure 4.12: Enveloppe de la déflexion de la voie pour différentes charges ponctuelles

4.3.3 Rotation du rail pour une charge ponctuelle

Un autre moyen de caractériser le comportement du rail, sous différentes positions de charges ponctuelles, est de calculer la dérivée de la déflexion : la rotation du rail. Généralement, les traverses sont espacées de 60cm [37], nous allons donc calculer la différence de déflexion du rail entre une traverse et la suivante. C'est pourquoi les unités de la rotation sont en [mm/60cm].

Comme précédemment, réalisons d'abord le graphe de la rotation du rail pour une charge positionnée en $x = -2,1m$, avec la situation initiale d'un "Sol 40" sans massif de transition (figure 4.13). Comme nous pouvions l'observer sur la figure 4.9, la pente du graphe de la déflexion n'est pas maximale au droit du chargement, mais légèrement après. Cette observation est validée par la figure 4.13 où l'on peut voir que la rotation maximale du rail pour une charge positionnée en $x = -2,1m$, n'est pas situé à la position du chargement.

Comme pour la déflexion de la voie, nous travaillerons principalement avec l'enveloppe des rotations du rail. Sur la figure 4.14, nous observons le graphe de la rotation du

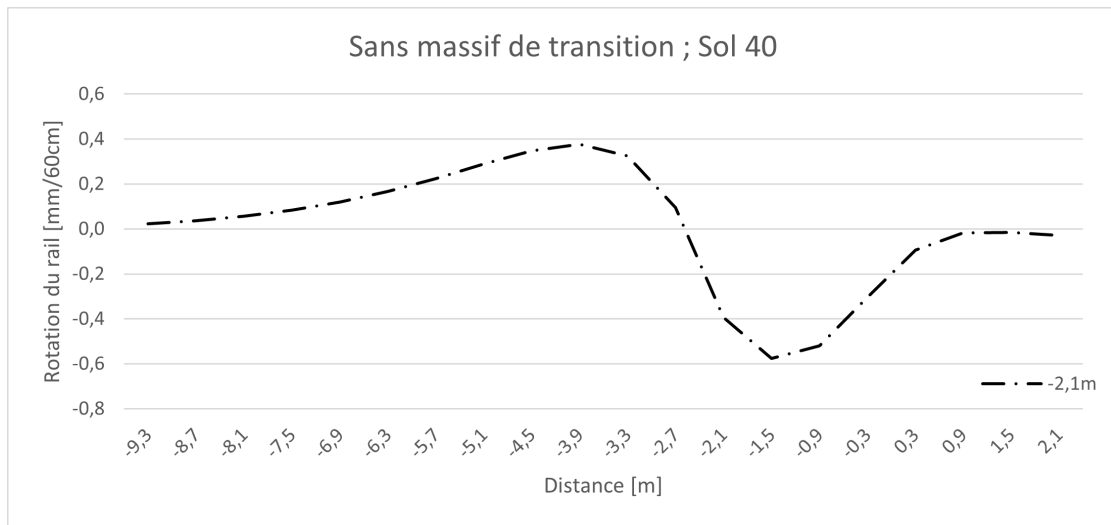


Figure 4.13: Rotation du rail pour une charge ponctuelle située à $x=-2,1\text{m}$

rail, pour 4 positions de charges ponctuelles distinctes, ainsi que l'enveloppe de la rotation du rail.

Nous pouvons voir sur le graphe 4.14 que la rotation maximale du rail est de $-0,577[\text{mm}/60\text{cm}]$, à la position $x=-1,5\text{m}$, pour une charge en $x=-2,1\text{m}$. Dans la suite de ce travail, l'objectif sera d'améliorer la zone transition, en évitant l'apparition d'un point extrême à proximité de la transition entre le sol en place et la structure.

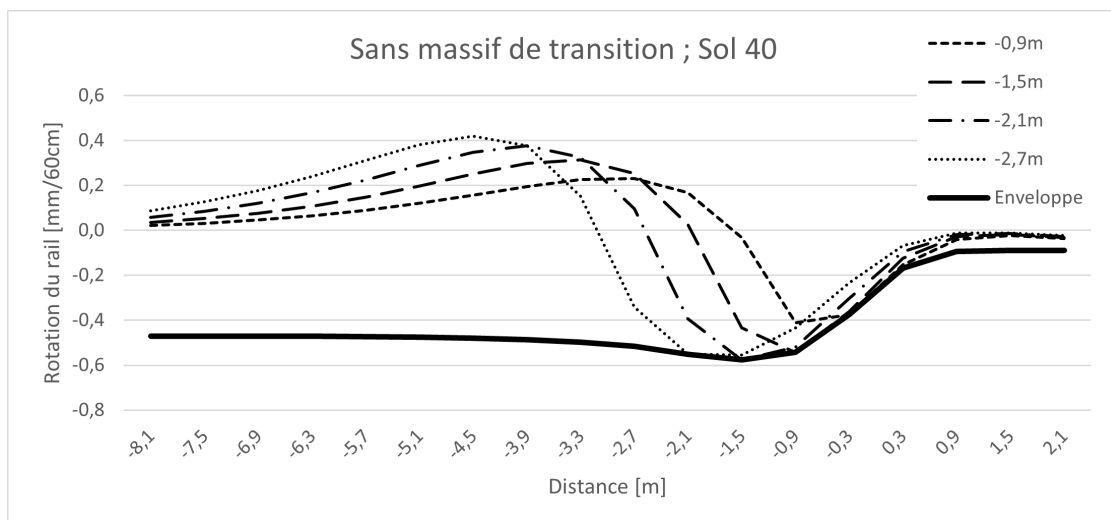


Figure 4.14: Enveloppe de la rotation du rail pour différentes charges ponctuelles

4.3.4 Modification des propriétés du sol

Maintenant que nous avons introduit les différents concepts utilisés tout au long de cette recherche d'optimisation, nous pouvons commencer à faire varier les paramètres de sol et du massif de transition.

Dans un premier temps, nous allons continuer de modéliser une situation sans massif de transition, afin de comprendre son utilité. Le premier paramètre à faire varier est le module de Young des sols en place. Grâce à la comparaison des différents sols introduits à la sous-section 4.2.3, nous allons pouvoir tester 5 différents types de sols ($E = 20, 40, 60, 80, 100$ MPa), ainsi qu'une situation hypothétique d'un sol avec un module de Young de $E=200$ MPa.

Le graphe 4.15 représente l'enveloppe de la déflexion de la voie pour différentes charges ponctuelles, en fonction du type de sol en place. On peut facilement remarquer que plus le module de Young du sol est élevé, plus le sol est rigide et moins la déflexion de la voie est importante. On observera aussi qu'avec un module de Young de 20 MPa, le sol est beaucoup trop déformable (déflexion de plus de 5mm). En approche d'une singularité de voie, un sol avec une si faible résistance aux charges extérieures n'est pas acceptable. Il faudra donc utiliser des méthodes d'amélioration de la couche de forme décrites dans le chapitre 3.

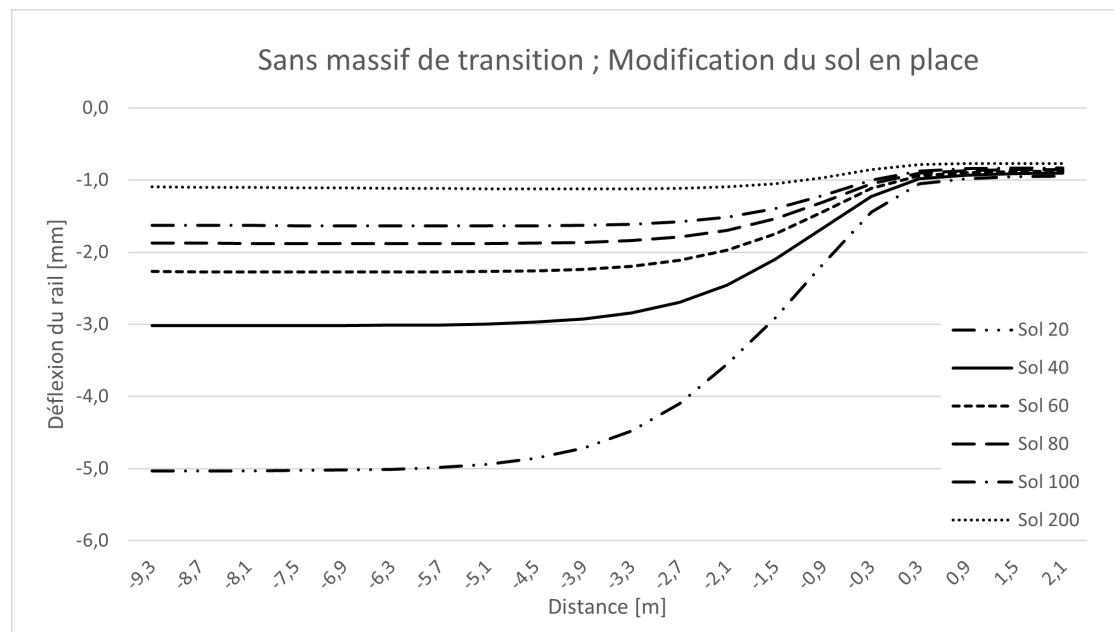


Figure 4.15: Enveloppe de la déflexion de la voie en fonction du type de sol

Ensuite, comme précédemment, nous allons réaliser le graphe de l'enveloppe des dérivées des déflexions, pour différents types de sols en place (figure 4.16). Sur ces graphes, nous remarquons plusieurs choses. Dans un premier temps, on constate qu'il y a systématiquement un minimum, plus ou moins marqué, en amont de l'entrée du couloir sous voie. Ensuite, on peut noter que la position de ce minimum change en fonction de la qualité du sol. Plus le sol est rigide ($E = 80, 100$ MPa), plus ce minimum est proche de la structure, et plus le sol est déformable ($E = 40, 60$ MPa), plus ce minimum est éloigné de la structure.

Pour terminer, on peut valider l'hypothèse qu'un sol ayant un module de Young de $E = 20$ MPa n'est pas acceptable en amont d'une singularité de voie, car la différence entre une traverse et la suivante est beaucoup trop importante (près de 0,9mm au point le plus critique).

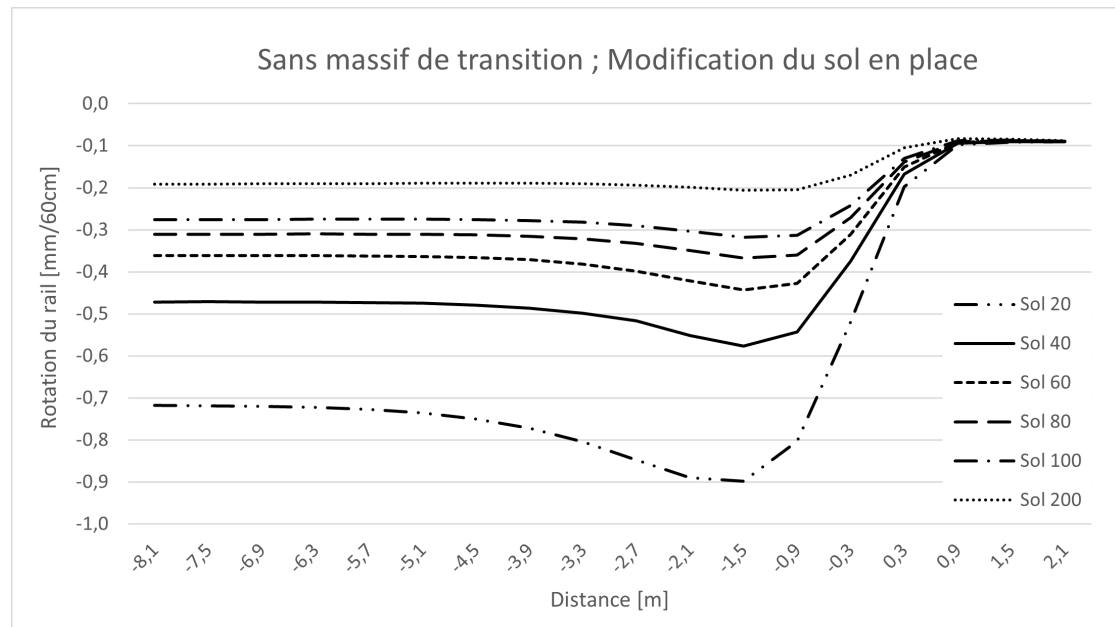


Figure 4.16: Enveloppe de la rotation du rail en fonction du type de sol

4.3.5 Modification du type de sol du massif de transition

Maintenant que nous avons analysé le comportement du sol sans massif de transition, pour différentes charges ponctuelles en approche d'un couloir sous voie, nous allons pouvoir commencer à modifier les caractéristiques du massif. Dans un premier temps, nous allons changer le module de Young du sol utilisé en remblai et analyser la dérivée de la déflexion aux positions proches du couloir, comme introduit dans la sous-section 4.3.3.

Pour cette analyse, la première hypothèse est la suivante : le sol en place est considéré comme étant un "Sol 40", car nous avons observé que plus le module de Young du sol était faible, plus le comportement de la voie en approche d'une singularité de voie était critique. Nous avons aussi constaté qu'un "Sol 20" était beaucoup trop peu rigide et qu'il nécessitait de subir une amélioration; c'est pourquoi il sera exclu des différentes analyses.

L'autre hypothèse choisie est que le modèle sur lequel les analyses sont faites correspond exactement à celui présenté dans la sous-section 4.2.5. Le seul paramètre qui sera modifié est la qualité du sol utilisé pour le massif de transition.

Plusieurs observations peuvent être faites, suite à la modification de la rigidité du sol utilisé pour le massif de transition. Sur la figure 4.18, nous pouvons voir cinq courbes différentes correspondant à cinq massifs de transition pour différents paramètres de sol.

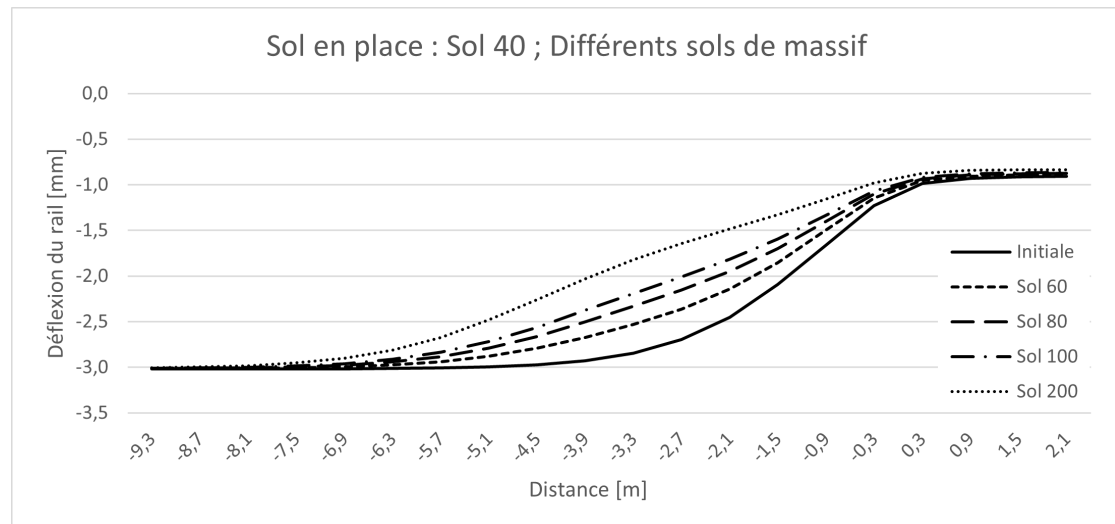


Figure 4.17: Enveloppe de la déflexion de la voie pour différents sols de massif

La courbe "Initiale" représente la situation critique d'un sol en place type "Sol 40" sans massif de transition (figure 4.3.4). Le but de notre travail va être d'avoir une courbe plus douce que celle nommée "Initiale", ce qui sera signe d'une meilleure transition entre la pleine voie et l'ouvrage.

Nous pouvons remarquer que la modification du sol du massif de transition, par un sol plus rigide que le sol en place initialement, diminue la différence de déflexion entre deux traverses voisines. En outre, plus le sol du remblai est rigide, plus la

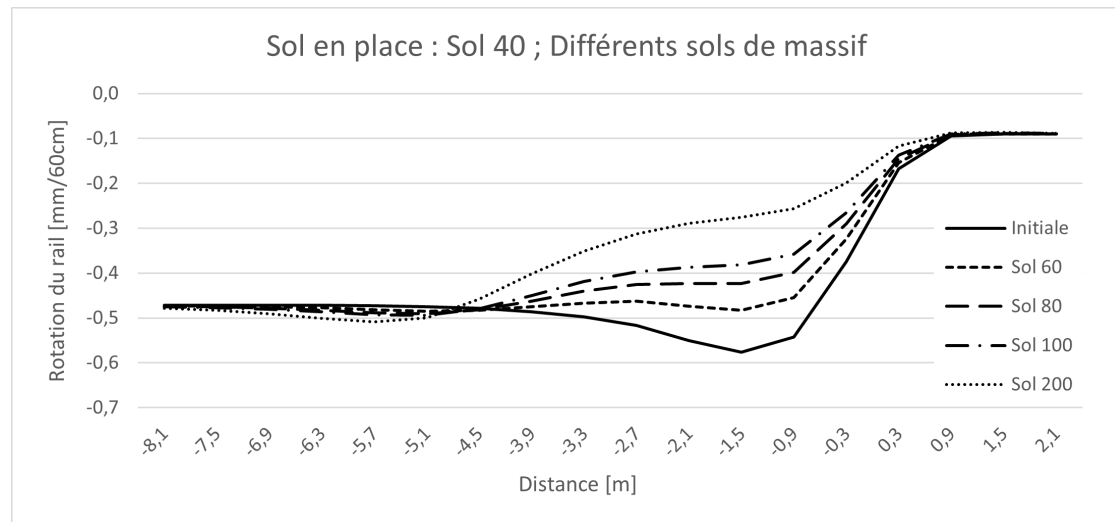


Figure 4.18: Enveloppe de la rotation du rail pour différents sols de massif

déflexion à une distance plus élevée de la structure est importante. D'ailleurs, on remarque la situation extrême avec un massif de transition ayant un module de Young de $E = 200$ MPa. Dans ce cas, la différence de déflexion à $-0,9$ m de la transition est assez faible ($\pm 0,25$ mm), mais elle est plus élevée que pour tous les autres changements de sol, à une distance éloignée de la transition ($\pm 0,51$ mm à $-5,7$ m). Afin d'éviter une dégradation de la voie trop importante, à une grande distance de l'ouvrage, il sera donc déconseillé de placer des sols trop rigides pour les massifs de transition.

On peut voir sur le graphe de l'enveloppe de la déflexion de la voie (figure 4.17) que plus le sol utilisé pour le massif de transition est rigide, plus les déflexions seront faibles au droit du massif de transition. On peut aussi noter qu'un sol de remblai très rigide mène à une déflexion, au droit de l'ouvrage, plus faible qu'un sol peu rigide.

4.3.6 Modification de la pente du massif de transition

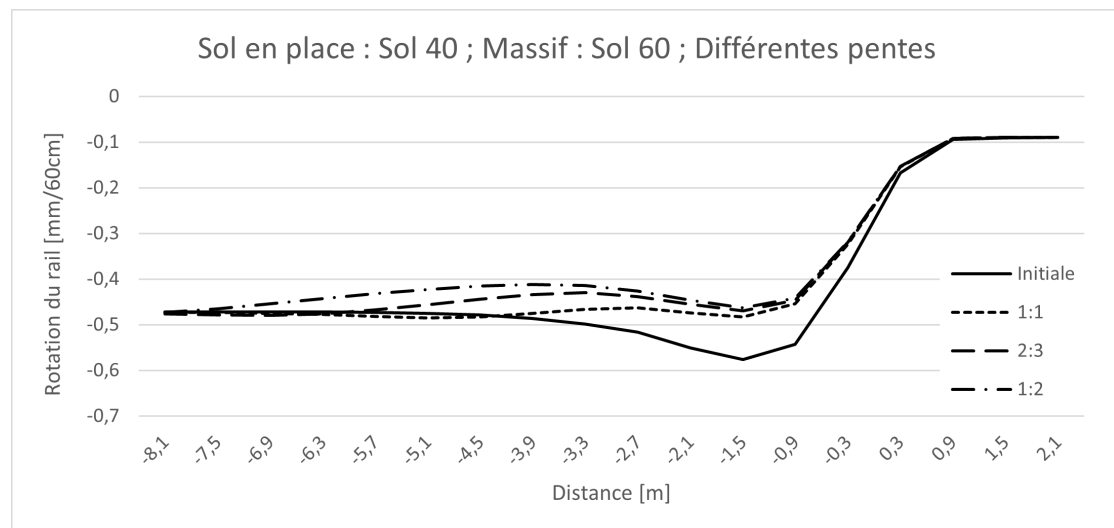
Maintenant que nous avons pu voir comment se comportait la voie, en fonction de la qualité du massif de transition pour une pente 1:1, nous allons analyser comment la déflexion de la voie est modifiée, si la pente du massif de transition est modifiée. Pour ce faire, nous allons tester plusieurs configurations, tout en gardant comme repère la situation "Initiale" d'un sol type "Sol 40", sans massif de transition. Dans un premier temps, nous regardons la rotation du rail pour une pente de 1:1, situation déjà analysée précédemment (sous-section 4.3.5), ensuite pour une pente un peu moins abrupte (2:3) et pour terminer une pente douce (1:2). Sur les figures

4.3. ANALYSE DES RÉSULTATS DE MODÉLISATION

4.19, nous pouvons voir le comportement du sol, pour différents modules de Young du massif de transition, ainsi que pour diverses pentes/longueur de massif (ces deux paramètres sont liés).

Sur les figures 4.19, nous pouvons observer plusieurs similitudes entre les graphes pour les 3 types de sols considérés. Comme précédemment, nous remarquons que plus le sol utilisé pour le massif est rigide, plus la rotation du rail est faible. Nous découvrons que plus la pente est faible (1:2), plus la rotation est faible à une distance élevée de la structure.

Nous voyons aussi qu'aux positions proches du couloir sous voie, les différences entre les 3 types de pentes sont assez minimes, même si pour une pente de 1:2, la rotation du rail est légèrement plus faible que pour les deux autres pentes.



4.3. ANALYSE DES RÉSULTATS DE MODÉLISATION

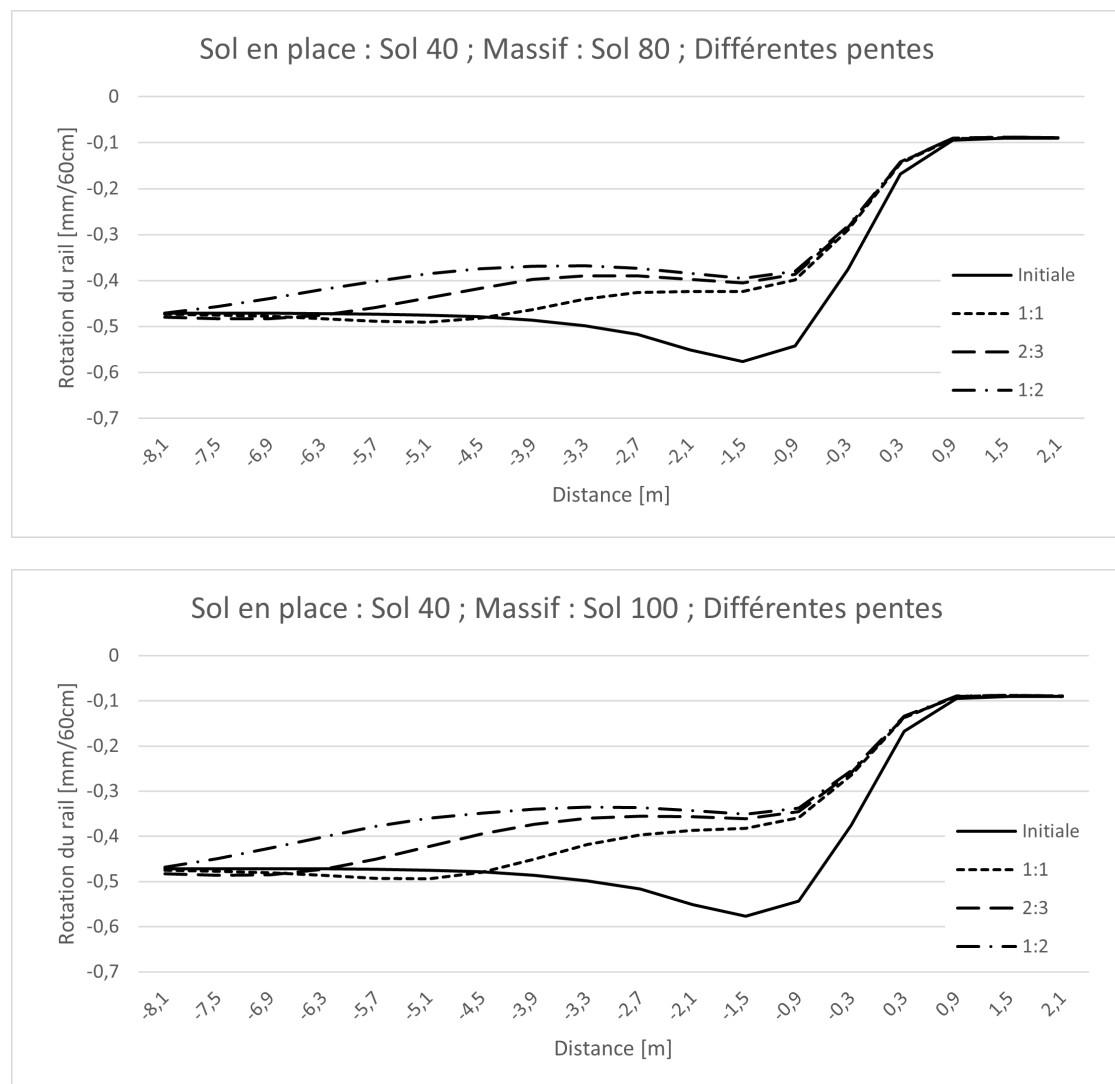


Figure 4.19: Enveloppe de la rotation du rail pour différentes pentes de massif

4.3.7 Modification de la géométrie du massif de transition

Après avoir fait varier la pente des massifs de transition, nous allons analyser différentes géométries de remblai, afin de définir lesquelles sont les plus avantageuses en vue d'assurer une transition plus douce entre la pleine voie et la structure.

Nous continuerons de faire varier la longueur du massif de transition en ne faisant plus changer l'inclinaison du remblai, mais en modifiant la longueur du petit côté du trapèze. Dans la situation initiale, celui-ci fait 0,5m (sous-section 4.2.5), et nous le modifierons par 1,5m et 2,5m, tout en maintenant une pente de 45°, afin d'analyser le comportement du sol. Pour terminer, nous considérerons un massif de

4.3. ANALYSE DES RÉSULTATS DE MODÉLISATION

transition hypothétique, formé par un trapèze retourné par rapport à la situation initiale (figure 4.20).

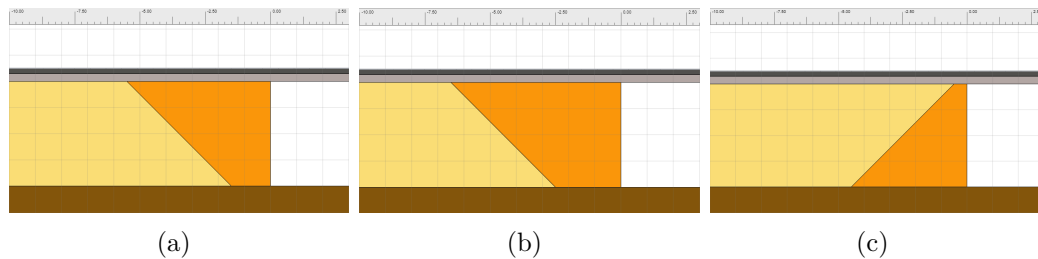
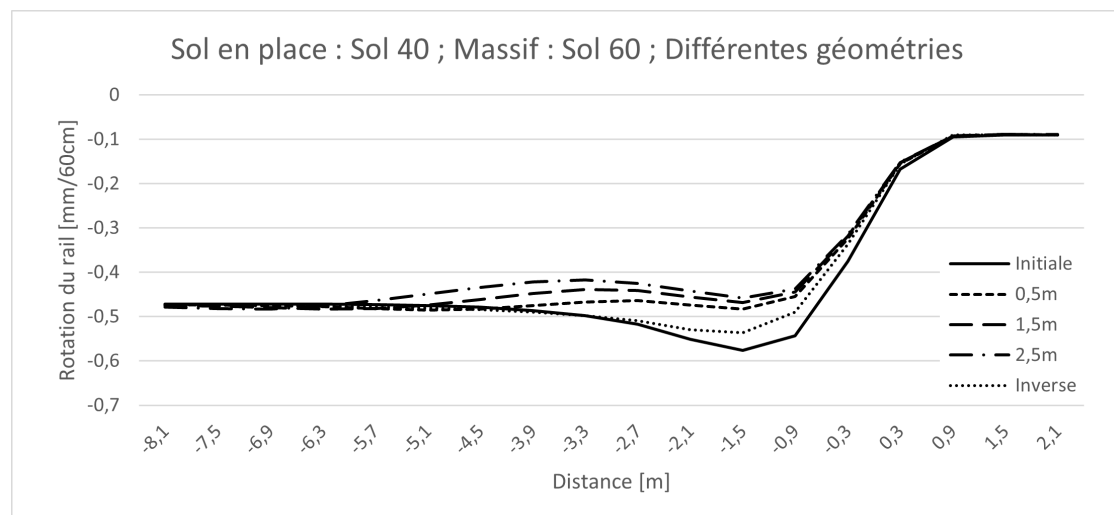


Figure 4.20: Différentes géométries de massifs de transition avec un "Sol 80"

En observant les graphes de la figure 4.21, nous pouvons tirer plusieurs conclusions sur l'utilisation d'une géométrie différente de celle présentée à la sous-section 4.2.5. Dans un premier temps, comme pour la modification de la pente du massif de transition (4.3.6), on voit qu'un remblai plus long entraîne une rotation du rail plus faible que pour la géométrie présentée initialement.

Concernant la modélisation "inverse", représentée sur la figure 4.21, même si ce n'est qu'une situation hypothétique, nous pouvons remarquer qu'une telle géométrie reste plus intéressante que la situation initiale, sans massif de transition. Cependant, cette solution reste bien moins efficace qu'un massif de transition avec une géométrie plus traditionnelle.



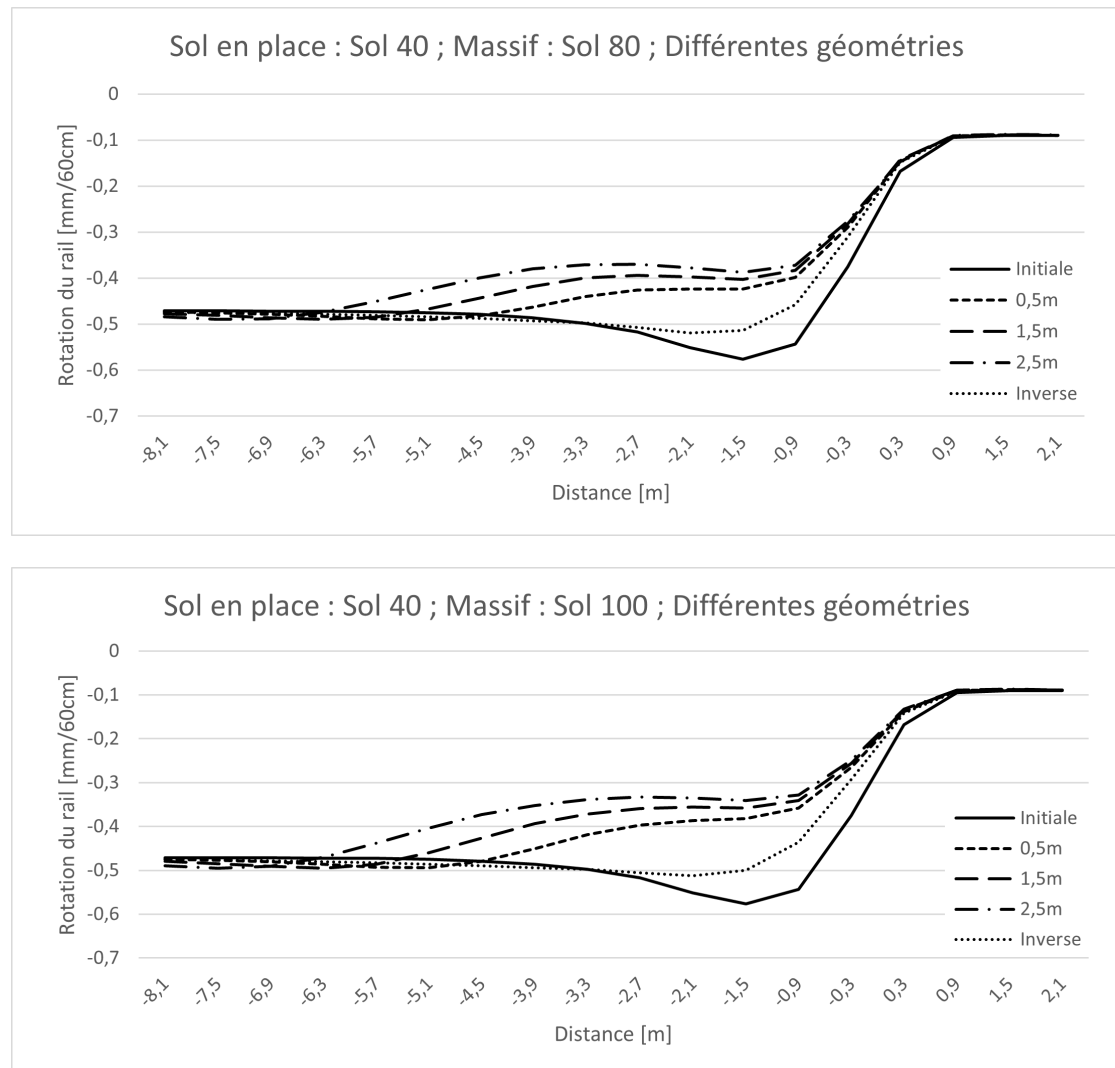


Figure 4.21: Enveloppe de la rotation du rail pour différentes géométries de massif

4.3.8 Comparaison pente et géométrie

Maintenant que nous avons pu constater que plus un massif de transition est long (pente 1:2 ou géométrie 2,5), plus il est efficace, nous allons pouvoir mettre en comparaison ces deux paramètres. Il est judicieux de le faire car, en deux dimensions, ils ont la même aire et nécessitent donc la même quantité de sol de remblai.

Sur la figure 4.22, nous pouvons remarquer que, proche de la structure, les valeurs de rotation du rail sont à peu près similaires pour les deux géométries. En revanche, pour une distance plus élevée, nous remarquons des valeurs de rotation totalement

4.3. ANALYSE DES RÉSULTATS DE MODÉLISATION

différentes. Pour un massif de transition ayant une pente faible, la rotation du rail reste faible, même à près de 7m de la transition.

Une question peut tout de même se poser d'un point de vue réalisation. En effet, est-ce judicieux de placer un massif de transition sur une distance de 8,5m de part et d'autre de notre couloir sous voie, qui ne fait lui que 5m de long ? Pour une même quantité de remblai, le massif de transition avec la pente 1:1 et la géométrie nommée "2,5m" est quand même 2m moins long que celui ayant une pente faible, alors que les deux ont un comportement plus ou moins similaire dans la zone critique proche de la structure.

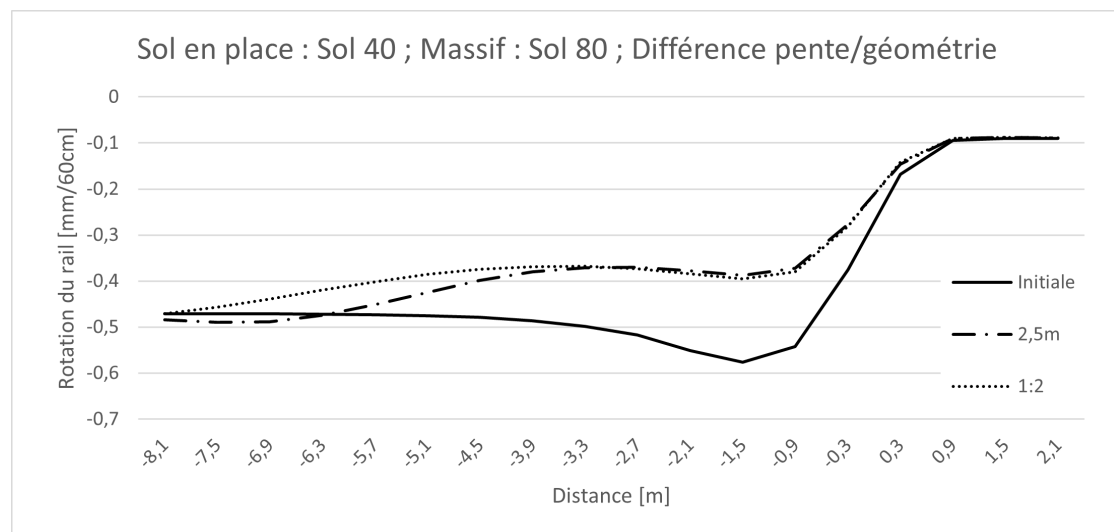


Figure 4.22: Enveloppe de la rotation du rail pour un paramètre de pente et un paramètre de géométrie

Avant de chercher le meilleur massif de transition possible, faisons un petit récapitulatif des éléments importants à prendre en compte pour sa création.

Dans un premier temps, nous avons pu remarquer qu'avoir un sol trop déformable, en approche d'une singularité de voie, n'est pas recommandé. C'est pourquoi nous avons exclu de nos analyses le sol ayant un module de Young de $E = 20$ MPa. Si l'on se trouve dans une telle situation, il faudra recourir à des techniques d'amélioration du sol, pour qu'il ait de meilleures propriétés. Ensuite, nous avons aussi remarqué que, plus le sol en place est rigide, plus la transition vers la structure est douce. Malgré tout, il faudra quand même créer un massif de transition.

En faisant varier le module de Young des sols utilisés pour le remblai, nous avons constaté que le sol doit être assez rigide, afin d'éviter une trop grande rotation du

rail, mais pas trop rigide non plus, afin d'éviter une rotation du rail trop importante, à une plus grande distance du couloir sous voie.

Ensuite, nous avons découvert que, plus le massif est long, plus il est efficace; cependant, un massif trop long n'est pas recommandé in situ, parce qu'il faudrait alors agir sur une trop grande distance de voie.

En résumé, pour créer un massif de transition optimal, il est essentiel de choisir un sol en place avec une rigidité adéquate et de trouver un compromis entre la longueur du massif et son efficacité, tout en assurant une transition en douceur entre la pleine voie et la structure.

4.4 Recherche du meilleur massif de transition

Maintenant que nous avons défini les paramètres à modifier, afin d'avoir un massif de transition le plus adapté à notre situation, nous allons comparer 5 différentes solutions pour trouver celle qui mène à la meilleure transition possible entre la pleine voie et le couloir sous voie.

4.4.1 Solution n°1

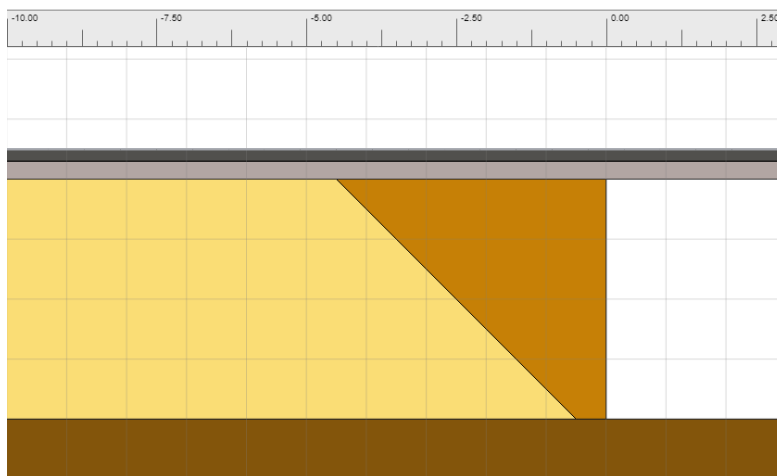


Figure 4.23: Géométrie de la solution de massif de transition n°1

La première solution analysée est la situation basique, présentée dans la sous-section 4.3.5 : un sol en place de type "Sol 40" et un massif de transition ayant une géométrie classique, composée de sol de type "Sol 100" (figure 4.23).

Cette solution est très simple à réaliser, même si elle demande une grande quantité

de sol de bonne qualité. En plus de la solution "initiale" constituée, pour rappel, d'un sol sans massif de transition de type "Sol 40", cette "solution 1" nous servira de point de comparaison pour les suivantes.

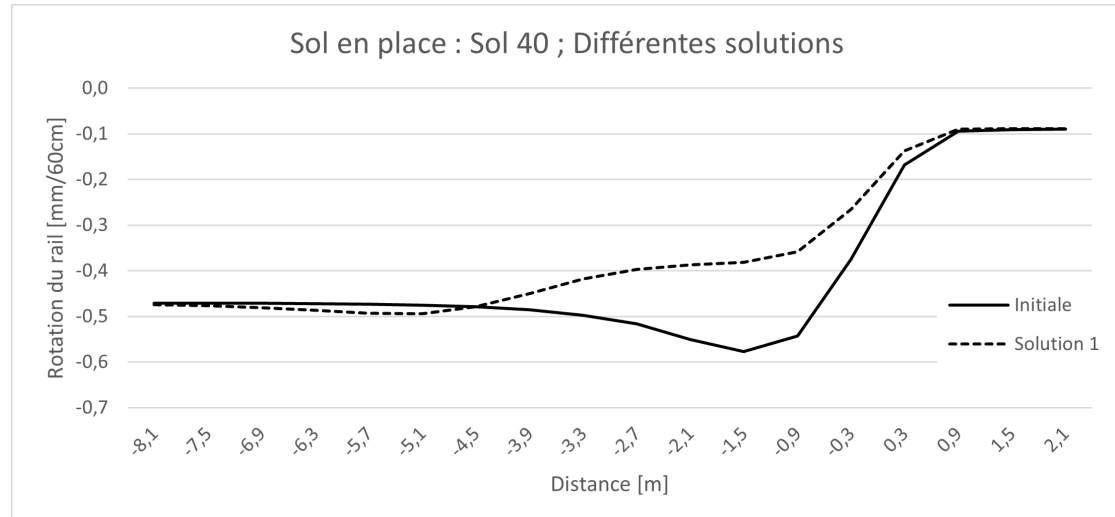


Figure 4.24: Enveloppe de la rotation du rail pour la solution n°1

Sur la figure 4.24, nous pouvons remarquer qu'avec cette solution, il y a une diminution de la rotation du rail qui se fait en deux temps. Dans un premier temps, à $x=-4,5\text{m}$, on observe l'effet du massif de transition, ensuite à $x=-1,5\text{m}$, la diminution de la rotation du rail est due à l'approche du couloir sous voie. Ce massif de transition est assez basique et nous servira de repère dans la suite de cette section.

4.4.2 Solution n°2

Cette seconde solution est un massif de transition ayant une pente faible (1:2) composée de trois types de sols placés du moins rigide au plus rigide, afin d'assurer une transition douce. C'est une solution qui est difficilement réalisable en réalité, car elle nécessite de placer des couches de sols avec des pentes bien précises. Elle ne sera donc jamais utilisée sur terrain mais, grâce à notre modélisation, nous pouvons voir si c'est possible d'en tirer certains avantages.

Sur la figure 4.26, nous pouvons analyser l'enveloppe de la rotation du rail pour cette solution et la comparer avec la "solution 1". Dans un premier temps, on remarque une valeur de rotation plus faible à une grande distance de la transition. Cela s'explique par la longueur plus élevée du massif, par rapport à la solution précédente. Cependant, le comportement à proximité du couloir sous voie ($x=-0,9\text{m}$)

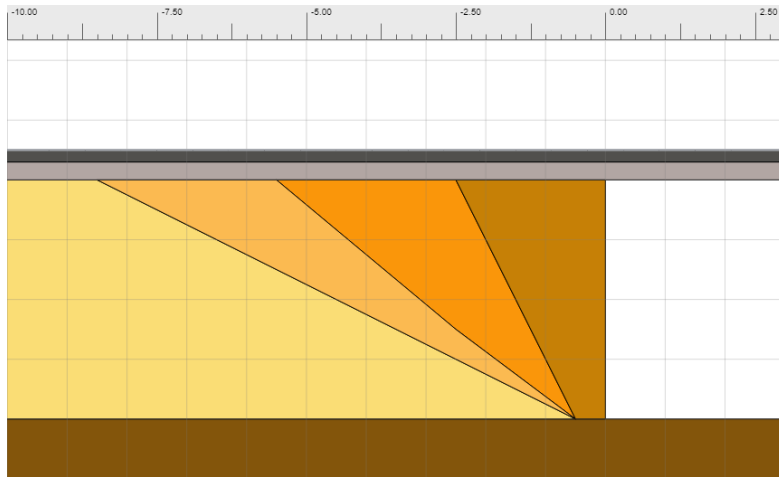


Figure 4.25: Géométrie de la solution de massif de transition n°2

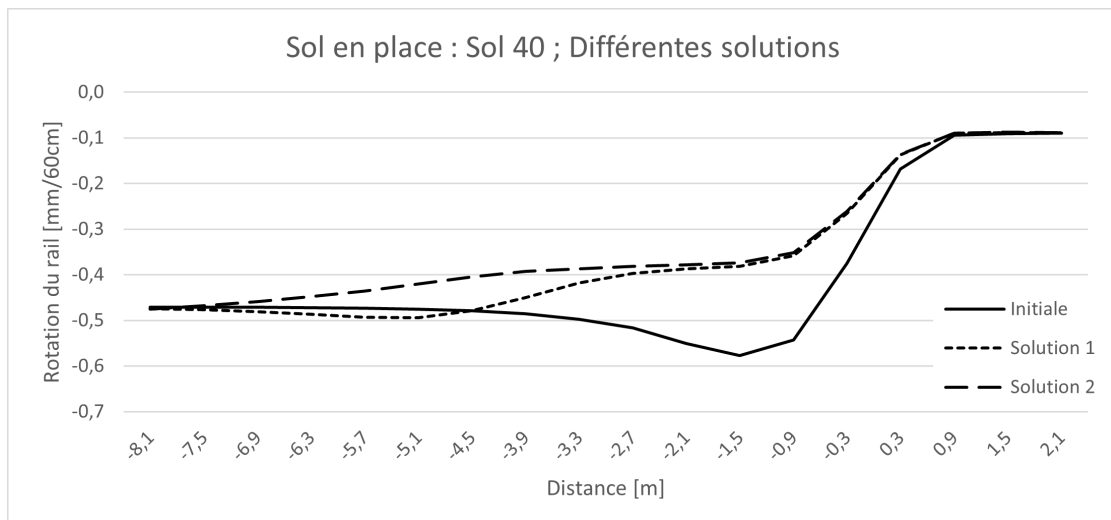


Figure 4.26: Enveloppe de la rotation du rail pour la solution n°2

est assez similaire, car le sol utilisé est de même qualité dans les deux solutions étudiées.

4.4.3 Solution n°3

Cette troisième solution s'inspire de la géométrie des massifs de transition réalisés par Infrabel, pour certains ouvrages en Belgique. Elle combine une géométrie particulière en forme de trapèze avec un petit côté de 2m, à une modification de la qualité du sol, afin d'avoir un sol de plus en plus rigide, plus on s'approche du

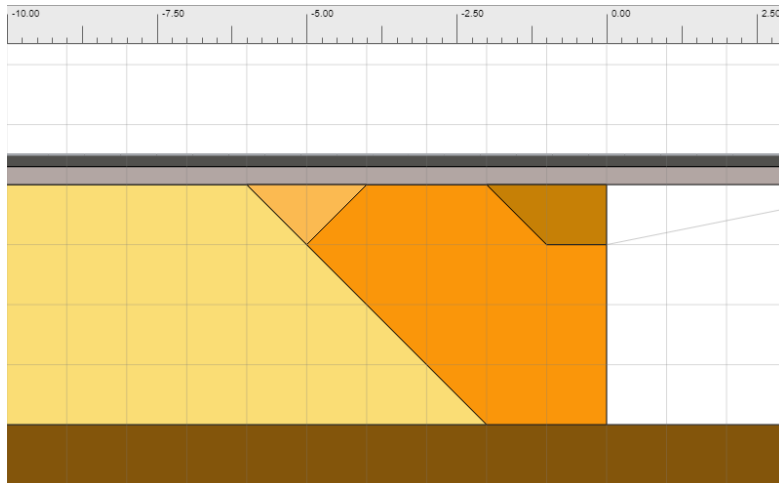


Figure 4.27: Géométrie de la solution de massif de transition n°3

couloir sous voie.

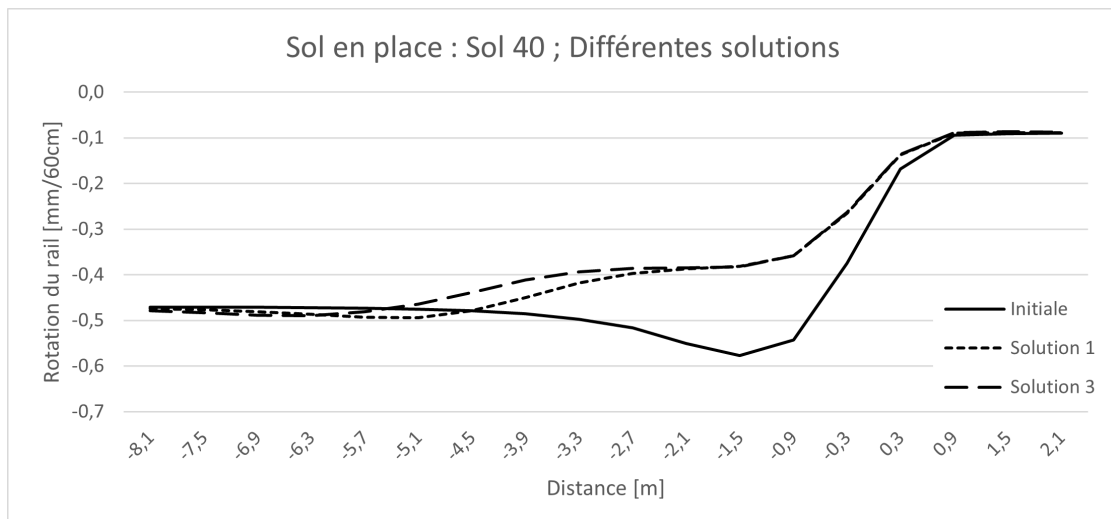


Figure 4.28: Enveloppe de la rotation du rail pour la solution n°3

Sur la figure 4.28, remarquons quelques différences entre cette solution et la "solution 1", mais surtout beaucoup de similarités. On peut notamment voir qu'à une position $x = -3,3\text{m}$, la rotation du rail pour la "solution n°3" est plus faible que pour la "solution 1", malgré le fait que le sol soit moins rigide à cet endroit que dans la "solution 2". Pour les positions proches de la transition, l'enveloppe de la rotation du rail reste similaire et c'est dû à la qualité du sol utilisé.

On peut donc constater qu'il est plus bénéfique d'avoir un sol de moins bonne

qualité à l'extrémité du massif de transition, mais aussi d'avoir un sol très rigide proche de la structure.

4.4.4 Solutions n°4 & n°5

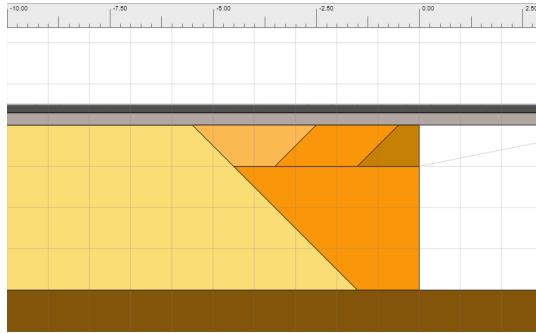


Figure 4.29: Géométrie de la solution de massif de transition n°4

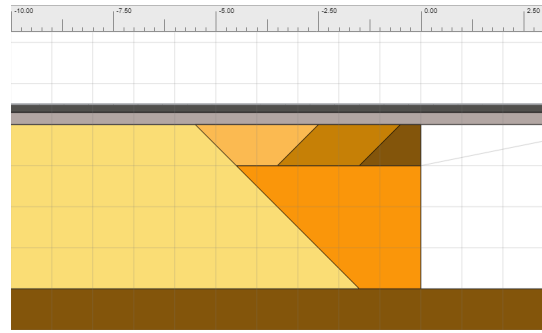


Figure 4.30: Géométrie de la solution de massif de transition n°5

Pour ces dernières solutions, nous allons comparer deux massifs ayant la même géométrie, mais pas les mêmes types de sols. Le but ici est d'avoir un massif ayant une base assez rigide de type "Sol 80", sur laquelle viennent se placer trois différents types de sols. Une fois de plus, ceux-ci sont classés du moins rigide au plus rigide, lorsqu'on s'approche de la structure.

La seule différence entre les deux solutions sont l'utilisation d'un Sol 60, Sol 80 et Sol 100 pour la solution n°4 et d'un Sol 60, Sol 100 et Sol 200 pour la solution n°5.

Sur la figure 4.31, nous voyons la comparaison entre la solution n°4 et la solution n°5. Comme nous pouvions nous en douter, au vu du profil identique à $\pm x = -5\text{m}$, le graphe de l'enveloppe de la rotation du rail est similaire pour les deux solutions. Nous remarquons aussi que pour les positions proches du couloir sous voie, l'enveloppe de la rotation du rail pour la solution n°5 (solution avec les sols plus rigides) est plus faible que pour la solution n°4. Cela permet de valider le fait qu'il faut placer des sols beaucoup plus rigides à proximité des ouvrages.

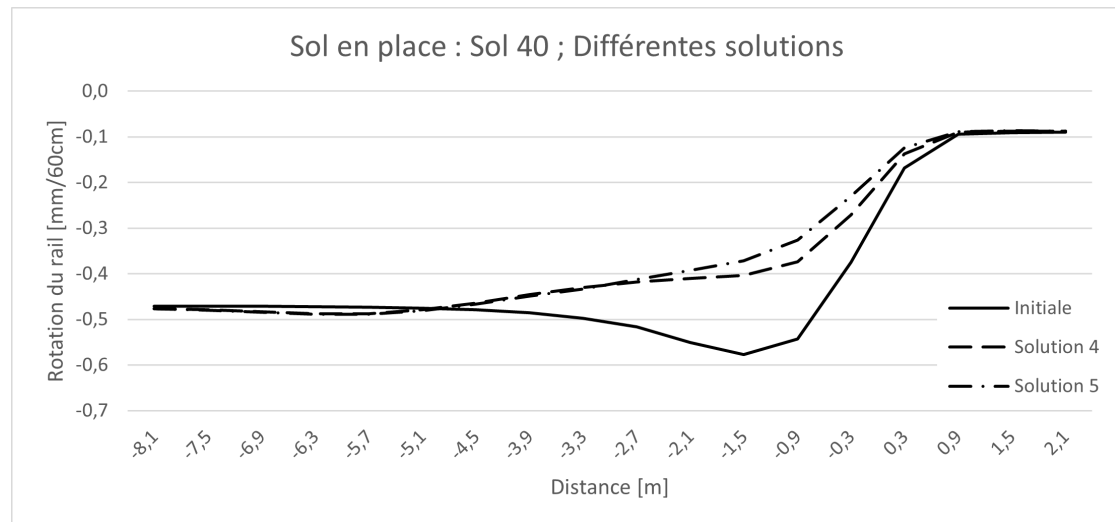


Figure 4.31: Enveloppe de la rotation du rail pour les solutions n°4 et 5

4.5 Bilan

Pour clôturer ce chapitre, nous allons passer en revue les différents paramètres que nous avons modifiés, les observations qui en découlent, ainsi que les conclusions que nous en avons déduites.

Pour rappel, cette étude comparative se focalise sur une configuration spécifique : un couloir sous voie de dimensions 4x5m et la création de massifs de transition de part et d'autre de celui-ci. L'objectif était d'être aussi général que possible, en analysant la déflexion de la voie et la rotation du rail. C'est pourquoi les sols sont identiques, à l'exception de leur module de Young. Il n'était donc pas approprié d'introduire des valeurs critiques, compte tenu des hypothèses relatives aux sols. L'essentiel du travail donc était de comparer le comportement de la voie, pour différentes géométries de massifs de transition.

Un sol avec un module de Young très faible est trop déformable à l'approche d'une singularité de voie, ce qui le rend inadapté. En revanche, un sol plus rigide favorise une transition en douceur entre la pleine voie et l'ouvrage.

Il est recommandé d'utiliser un sol de bonne qualité pour le massif de transition qui, avec un sol plus rigide que le sol en place, diminue la rotation du rail près de la structure. Cependant, un sol excessivement rigide à distance de l'ouvrage peut causer des déformations non souhaitées loin de la transition.

La géométrie du massif de transition a un impact significatif sur sa qualité. Un

massif plus long avec une pente plus faible assure une meilleure transition. Cependant, un massif trop long nécessite une plus grande quantité de remblai, ce qui peut être coûteux en réalisation. Il peut donc être préférable de varier la forme du massif plutôt que sa pente.

L'usage d'une combinaison de sols, dans la création du massif de transition, permet de tirer profit des avantages de différentes rigidités. Un sol moins rigide à l'extrémité proche du sol en place et un sol plus rigide à proximité de la structure assurent une transition plus douce et limitent les déformations excessives.

En conclusion, il est essentiel de trouver un équilibre entre les différentes caractéristiques du massif de transition (module de Young, géométrie, longueur, qualité des sols, etc.) afin d'assurer une transition efficace et sécurisée entre la pleine voie et le couloir sous voie. La décision finale dépendra des contraintes spécifiques du projet, de la faisabilité de la construction et des performances recherchées. Cette étude comparative offre un guide pour orienter le processus décisionnel, lors de la conception et de la réalisation des massifs de transition pour les couloirs sous voie.

Chapitre 5

Conclusion

Tout au long de ce travail, nous avons abordé le sujet des massifs de transition en approche des structures ferroviaires. Les massifs de transition sont des modifications de la voie à proximité des singularités, dans le but de réduire les déformations à court, moyen et long terme que peut subir le sol proche des ouvrages. L'objectif est à la fois financier, les réparations étant plus coûteuses qu'en pleine voie, et axé sur le confort et la sécurité des passagers.

Avant de penser à concevoir la zone de transition en approche d'un pont ferroviaire, il faut définir la voie : les caractéristiques du sol en place, la charge moyenne et maximale que la voie supportera au fil du temps, mais aussi la vitesse de circulation des trains. Grâce à ces différentes spécificités, nous pouvons déterminer une approximation de la qualité recommandée pour le massif de transition.

Pour assurer une transition en douceur, il est possible de travailler sur deux couches distinctes de sol. Des techniques d'amélioration de sols permettent d'accroître la qualité de la couche de forme, tandis qu'un travail sur la couche d'assise assure une transition plus douce de la pleine voie vers la structure, en intervenant, par exemple, sur une augmentation progressive de la rigidité du sol.

Malgré un certain nombre d'études réalisées sur le sujet, la qualité et la géométrie du sol de remblai ont rarement été analysées. C'est pourquoi nous avons effectué une modélisation, via le logiciel PLAXIS, afin de comparer le comportement de différents massifs de transition. Des conclusions plus détaillées sont présentées à la fin du chapitre 4, mais l'aspect le plus important est de garantir une transition graduelle de la rigidité du sol, afin de limiter la rotation du rail et les risques de dommages aux composants de la voie.

Malgré les diverses recommandations tirées de ces différentes modélisations, il

est crucial de mener une étude plus détaillée, en fonction des situations rencontrées sur le terrain. Grâce à des analyses de sol, réalisées à proximité des structures de voie et à une évaluation du trafic, il est possible de dimensionner des massifs de transition très performants en combinant une géométrie et des caractéristiques de sol appropriées, ainsi qu'en agissant sur la couche de forme et la couche d'assise.

Ce travail s'ancre parfaitement dans son époque, à une période où la rapidité de déplacement est de plus en plus recherchée et où le développement des voies à grande vitesse s'accélère (TGV, Eurostar, Shinkansen (Japon), etc.). Plus la quête de vitesse est importante, plus la recherche d'un massif de transition optimal est cruciale, afin de garantir un déplacement sûr et sans risques pour les voyageurs.

En conclusion, ce document présente différentes approches techniques pour améliorer le transport ferroviaire. Cependant, il ne traite qu'une partie du sujet selon différentes hypothèses, notamment lors de la modélisation. Il est donc recommandé de prendre en compte les particularités des différentes situations et de rester toujours ouvert aux nouvelles techniques et technologies futures. Car l'industrie ferroviaire n'est pas encore arrivée en gare terminus !

Liste des Illustrations

Figure 1	"Le Belge", première locomotive à voyageurs construite en Belgique (1835) [50]	4
Figure 1.1	Profil en travers type d'une voie ferrée. Inspirée de [24] . . .	6
Figure 1.2	Dimensions d'un rail UIC60 [5]	7
Figure 1.3	Classes de granulométrie [48]	10
Figure 1.4	Classification des sols fins cohérents [48]	10
Figure 1.5	Répartition des contraintes verticales sous une charge ponctuelle [15]	13
Figure 2.1	Représentations du changement de rigidité de voie et du tassement du sol. Inspirée de [39]	15
Figure 2.2	Définition de la rigidité de voie. Inspirée de [44]	16
Figure 2.3	Représentation schématique du changement de rigidité de la voie. Inspirée de [34]	17
Figure 2.4	Essai de consolidation [42]	20
Figure 2.5	Modèle du véhicule utilisé [36]	21
Figure 2.6	Évolution du tassement du ballast en fonction du nombre de cycles N [36]	22
Figure 2.7	Dégradation de voie par tassement du ballast [39]	25
Figure 2.8	Taches blanches, signes d'usure des matériaux [39]	26
Figure 2.9	Traverse en béton fissurée en approche d'un pont ballasté [18]	27
Figure 2.10	Représentation schématique de traverses flottantes. Inspirée de [40]	29
Figure 3.1	Tassement en fonction du temps et de la précharge [41] . . .	32
Figure 3.2	Trajet de drainage sans/avec drains [41]	33
Figure 3.3	Zone de transition avec pieux [44]	35
Figure 3.4	Zone de transition avec géotextile [44]	35
Figure 3.5	Structure de 2 type de zone de transition [47]	36
Figure 3.6	Zone de transition avec dalle d'approche [44]	37
Figure 3.7	Zone de transition avec rails additionnels [44]	38
Figure 3.8	Zone de transition avec traverses de longueur variable [44] . .	38

Figure 3.9 Répartition des charges avec/sans semelle sous traverse [20] .	39
Figure 3.10 <i>Baseplates</i> [1]	40
Figure 3.11 Tapis sous ballast [1]	41
Figure 3.12 Design schématique d'une zone de transition de forme modifiée et couche CBGM et UGM. Inspirée de [35]	43
Figure 4.1 Modèle de "déformation plan" [12]	46
Figure 4.2 Eléments de maillage du modèle [12]	46
Figure 4.3 Classification des sols selon l'USCS [8]	48
Figure 4.4 Section d'un rail UIC60 et du modèle simplifié [46]	49
Figure 4.5 Représentation générale du modèle	51
Figure 4.6 Modélisation d'un massif de transition type	52
Figure 4.7 Modélisation de la couche d'assise	53
Figure 4.8 Représentation du maillage dans la partie critique du modèle	54
Figure 4.9 Déflexion de la voie pour une charge ponctuelle située à $x=-2,1m$	55
Figure 4.10 Déflexion de la voie pour une charge ponctuelle située à $x=-1,5m$	56
Figure 4.11 Déflexion de la voie pour 4 différentes positions de charges ponctuelles	56
Figure 4.12 Enveloppe de la déflexion de la voie pour différentes charges ponctuelles	57
Figure 4.13 Rotation du rail pour une charge ponctuelle située à $x=-2,1m$	58
Figure 4.14 Enveloppe de la rotation du rail pour différentes charges ponctuelles	58
Figure 4.15 Enveloppe de la déflexion de la voie en fonction du type de sol	59
Figure 4.16 Enveloppe de la rotation du rail en fonction du type de sol .	60
Figure 4.17 Enveloppe de la déflexion de la voie pour différents sols de massif	61
Figure 4.18 Enveloppe de la rotation du rail pour différents sols de massif	62
Figure 4.19 Enveloppe de la rotation du rail pour différentes pentes de massif	64
Figure 4.20 Différentes géométries de massifs de transition avec un "Sol 80"	65
Figure 4.21 Enveloppe de la rotation du rail pour différentes géométries de massif	66
Figure 4.22 Enveloppe de la rotation du rail pour un paramètre de pente et un paramètre de géométrie	67
Figure 4.23 Géométrie de la solution de massif de transition n°1	68
Figure 4.24 Enveloppe de la rotation du rail pour la solution n°1	69
Figure 4.25 Géométrie de la solution de massif de transition n°2	70
Figure 4.26 Enveloppe de la rotation du rail pour la solution n°2	70
Figure 4.27 Géométrie de la solution de massif de transition n°3	71
Figure 4.28 Enveloppe de la rotation du rail pour la solution n°3	71

Figure 4.29	Géométrie de la solution de massif de transition n°4	72
Figure 4.30	Géométrie de la solution de massif de transition n°5	72
Figure 4.31	Enveloppe de la rotation du rail pour les solutions n°4 et 5 . . .	73

Liste des Tableaux

Tableau 1.1	Profil en travers type : Légende	6
Tableau 1.2	Classes granulaires et leurs dimensions respectives [48] . . .	9
Tableau 2.1	Caractéristiques des sols considérés sur base de l'article [46]	18
Tableau 2.2	Les problèmes les plus fréquents aux zones de transitions et leurs causes	27
Tableau 3.1	Techniques d'amélioration de sol de fondation en remblai [44]	31
Tableau 4.1	Récapitulatif des paramètres géotechniques et structurels du modèle	50

Bibliographie

- [1] Consulté le 24 mai 2023. Pandrol. URL: <https://www.pandrol.com/>.
- [2] Consulté le 05 juin 2023. Locallux. URL: <https://fr.triangleinnovationhub.com/bearing-capacity-soil>.
- [3] Consulté le 06 juin 2023. S.T.S Bâtiment. URL: http://www.cours-genie-civil.com/wp-content/uploads/TP1stsbat_ATTERBERG_-_BLEU_laboratoire_materiaux.pdf.
- [4] Consulté le 19 juillet 2023. Bentley. URL: <https://www.bentley.com/software/plaxis-2d/>.
- [5] Consulté le 21 juillet 2023. Gantrex. URL: <https://www.gantrex.com/fr/produits/rails/>.
- [6] Consulté le 01 août 2023. 4GenieCivil. URL: <https://www.4geniecivil.com/>.
- [7] Consulté le 01 août 2023. AuqaPortail. URL: <https://www.aquaportail.com/>.
- [8] Consulté le 02 août 2023. GeotechData. URL: <http://www.geotesting.org/parameter/soil-young-s-modulus>.
- [9] Khosrow Asghari, Saeed Sotoudeh, and Jabbar-Ali Zakeri. “Numerical evaluation of approach slab influence on transition zone behavior in high-speed railway track”. In: *Transportation Geotechnics* 28 (2021), p. 100519. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.trgeo.2021.100519>. URL: <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S2214391221000088>.
- [10] Rouhollah Basirat, Rahim Hassani, and Navid Mahmoodian. “2D Numerical Modeling of Differential Settlement in Transition Zone Induced by Train Load”. In: (2017). URL: https://www.researchgate.net/publication/316986138_2D_Numerical_Modeling_of_Differential_Settlement_in_Transition_Zone_Induced_by_Train_Load.
- [11] Bentley. *Plaxis 2D - Material Models Manual*. 2023.
- [12] Bentley. *Plaxis 2D - Reference Manual*. 2023.

- [13] M. Duškov C. Esveld V. Markine. “Feasibility of EPS as a lightweight sub-base material in railway track structures”. In: *Proceedings of the third international conference on EPS Geofoam* (2001), pp. 1–10.
- [14] Yusuf Çati et al. “Experimental and numerical investigation of usp for optimization of transition zone of railway”. In: *Engineering Structures* 209 (2020), p. 109971. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2019.109971>. URL: <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0141029619313677>.
- [15] Henri de Chaunac. *LG CIV2072 - Mécanique des sols*. 2020.
- [16] P. Chumyten et al. “The effect of soil improvement and auxiliary rails at railway track transition zones”. In: *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 155 (2022), p. 107200. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2022.107200>. URL: <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0267726122000495>.
- [17] D. Li D. Read. “Design of track transitions”. In: *TCRP Research Results Digest* (2006), p. 79.
- [18] D. Li D. Read. “Design of track transitions”. In: (2006), p. 79.
- [19] *Dictionnaire du ferroviaire*. Consulté le 22 mai 2023. CFD - Chemin de Fer Départementaux. URL: <https://www.cfd.fr/dictionnaire>.
- [20] Getzner. *Semelles sous traverses pour voies ballastées*. URL: <https://www.getzner.com/fr/produits/produits-pour-le-ferroviaire/patins-sous-traverse>.
- [21] Nathalie Guerin. “Approche expérimentale et numérique du comportement du ballast des voies ferrées”. PhD thesis. Ecole nationale des Ponts et Chaussées, 1996.
- [22] H Heydari-Noghabi et al. “Field study using additional rails and an approach slab as a transition zone from slab track to the ballasted track”. In: *Proceedings of the Institution of Mechanical Engineers, Part F: Journal of Rail and Rapid Transit* 232.4 (2018), pp. 970–978. DOI: 10.1177/0954409717708527. URL: <https://doi.org/10.1177/0954409717708527>.
- [23] INNOTRACK. *Project "D1.4.6 - Key to railway infrastructure problems and recommended cost categories"*. 2009. URL: https://www.charmec.chalmers.se/innotrack/deliverables/sp1/d146-f3p-key_railway_infra_problems_and_recommended_cost_categories.pdf.
- [24] *IRS-70719:2020,Ed1: Railway Application - Track Structure - "Earthworks and track bed layers for railway lines" - Design and construction principles*. International Railway Solution. 2019.

- [25] Georges Kouroussis et al. “Railway ground vibrations induced by wheel and rail singular defects”. In: *Vehicle System Dynamics* 53.10 (2015), pp. 1500–1519. DOI: 10.1080/00423114.2015.1062116. URL: <https://doi.org/10.1080/00423114.2015.1062116>.
- [26] Cezary Kraśkiewicz et al. “Experimental and numerical testing of prototypical under ballast mats (UBMs) produced from deconstructed tires – The effect of mat thickness”. In: *Construction and Building Materials* 369 (2023), p. 130559. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2023.130559>. URL: <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0950061823002702>.
- [27] Cezary Kraśkiewicz et al. “Resistance to severe environmental conditions of prototypical recycling-based under ballast mats (UBMs) used as vibration isolators in the ballasted track systems”. In: *Construction and Building Materials* 319 (2022), p. 126075. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2021.126075>. URL: <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0950061821038071>.
- [28] Wei Li and Xuecheng Bian. “Dynamic Performance of Pile-supported Bridge-embankment Transition Zones Under High-speed Train Moving Loads”. In: *Procedia Engineering* 143 (2016), pp. 1059–1067. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.proeng.2016.06.101>. URL: <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S1877705816305410>.
- [29] Kai Qiu Lin and Ing Hieng Wong. “Use of Deep Cement Mixing to Reduce Settlements at Bridge Approaches”. In: *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 125.4 (1999), pp. 309–320. DOI: 10.1061/(ASCE)1090-0241(1999)125:4(309). URL: <https://ascelibrary.org/doi/abs/10.1061/%5C%28ASCE%5C%291090-0241%5C%281999%5C%29125%5C%3A4%5C%28309%5C%29>.
- [30] Peng Liu et al. “Experimental study on bonding strength between high-strength bolt and cement-based grouting material”. In: *Journal of Materials Research and Technology* 19 (2022), pp. 2191–2203. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.jmrt.2022.05.173>. URL: <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S2238785422008341>.
- [31] Katsumi Muramoto, Takahisa Nakamura, and Tasuku Sakurai. “A Study of the Effect of Track Irregularity Prevention Methods for the Transition Zone between Different Track Structures”. In: *Quarterly Report of Rtri* 53 (2012), pp. 211–215. URL: https://www.jstage.jst.go.jp/article/rtriqr/53/4/53_211/_pdf.
- [32] J. Nasarre. “Transiciones obra de paso-terraplen”. In: *los bloques tecnicos en las vias ferroviarias* (2007).

- [33] Chayut Ngamkhanong et al. “Dynamic train-track interactions over railway track stiffness transition zones using baseplate fastening systems”. In: *Engineering Failure Analysis* 118 (2020), p. 104866. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.engfailanal.2020.104866>. URL: <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S1350630720308736>.
- [34] Jennifer Elizabeth Nicks. “The bump at the end of the railway bridge”. PhD thesis. Texas AM University, 2009.
- [35] André Paixão, Eduardo Fortunato, and Rui Calçada. “Design and construction of backfills for railway track transition zones”. In: *Proceedings of the Institution of Mechanical Engineers, Part F: Journal of Rail and Rapid Transit* 229 (Jan. 2015), pp. 58–70. DOI: 10.1177/0954409713499016.
- [36] André Paixão, José Nuno Varandas, and Eduardo Fortunato. “Dynamic Behavior in Transition Zones and Long-Term Railway Track Performance”. In: 7 (2021). DOI: 10.3389/fbuil.2021.658909. URL: <https://www.frontiersin.org/articles/10.3389/fbuil.2021.658909>.
- [37] *PTR V01 Construction et maintenance des voies*. Infrabel. May 2005.
- [38] Anand J. et al. Puppala. “Recommendations for design, construction, and maintenance of bridge approach slabs : synthesis report”. In: (2009). URL: <https://rosap.ntl.bts.gov/view/dot/24311>.
- [39] Martin Quirchmair and Harald Loy. “Managing track stiffness in transition zones”. In: 2015 (2015), p. 5. URL: https://www.researchgate.net/publication/329450317_Managing_track_stiffness_in_transition_zones.
- [40] A. Ramos et al. “Ballastless railway track transition zones: An embankment to tunnel analysis”. In: *Transportation Geotechnics* 33 (2022), p. 100728. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.trgeo.2022.100728>. URL: <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S2214391222000125>.
- [41] Hadrien Rattez. *LGCIV2071 - Geotechnics*. 2022.
- [42] Hadrien Rattez. *LGCIV2072 - Mécanique des sols*. 2022.
- [43] Julia Real-Herráiz et al. “New Transition Wedge Design Composed by Prefabricated Reinforced Concrete Slabs”. In: *Latin American Journal of Solids and Structures* 13.8 (Aug. 2016), pp. 1431–1449. DOI: 10.1590/1679-78252556. URL: <https://doi.org/10.1590/1679-78252556>.
- [44] R. Sañudo et al. “Track transitions in railways: A review”. In: *Construction and Building Materials* 112 (2016), pp. 140–157. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2016.02.084>. URL: <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0950061816301441>.

- [45] Roberto Sañudo, Valeri Markine, and João Pombo. “Study on different solutions to reduce the dynamic impacts in transition zones for high-speed rail”. In: *Journal of Theoretical and Applied Vibration and Acoustics* 3.2 (2017), pp. 199–222. DOI: 10.22064/tava.2018.80091.1095. URL: https://tava.isav.ir/article_30707.html.
- [46] Mojtaba Shahraki, Chanaka Warnakulasooriya, and Karl Josef Witt. “Numerical study of transition zone between ballasted and ballastless railway track”. In: *Transportation Geotechnics* 3 (2015), pp. 58–67. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.trgeo.2015.05.001>. URL: <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S2214391215000094>.
- [47] Yao Shan, Bettina Albers, and Stavros A. Savidis. “Influence of different transition zones on the dynamic response of track–subgrade systems”. In: *Computers and Geotechnics* 48 (2013), pp. 21–28. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2012.09.006>. URL: <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0266352X12001887>.
- [48] *UIC 719 R: Manuel de conception des voies ferrées*. Union internationale des chemins de fer. Consulté en ligne le 2 mai 2023. Jan. 2007. URL: <https://fr.scribd.com/document/354579828/UIC-719R>.
- [49] *UIC 776-1 R: Charges à prendre en considération dans le calcul des ponts-rails*. Union internationale des chemins de fer. Consulté en ligne le 2 mai 2023. June 2006. URL: <https://fr.scribd.com/document/311135265/UIC-776-1>.
- [50] Wikipédia. *Histoire des chemins de fer belges — Wikipédia, l’encyclopédie libre*. Consulté en ligne le 2 mai 2023. 2022. URL: <http://fr.wikipedia.org/w/index.php?>.
- [51] Stephen Witt. *The Influence of Under Sleeper Pads on Railway Track Dynamics*. 2008. URL: <https://www.diva-portal.org/smash/record.jsf?pid=diva2%5C%3A18486&dsid=-6244>.

UNIVERSITÉ CATHOLIQUE DE LOUVAIN
École polytechnique de Louvain

Rue Archimède, 1 bte L6.11.01, 1348 Louvain-la-Neuve, Belgique | www.uclouvain.be/epl