

既設線省力化軌道と同時に施工可能な 路盤改良工法の開発

伊藤 壱記* 桃谷 尚嗣* 木次谷 一平*

Development of Roadbed Improvement Method that can be Constructed Simultaneously
with Existing Ballastless Track

Kazuki ITO Yoshitsugu MOMOYA Ippei KIJYIA

In order to reduce the cost of track maintenance, a ballastless track was developed, in which the ballast voids of an existing track are filled with cement grout. However, some ballastless tracks require repairs within a few years after, if the soft roadbed. In this study, we develop a construction method that can improve the roadbed simultaneously with the construction of the ballastless track, when the ballastless track is constructed on a soft roadbed. We evaluated the deformation characteristics of the ballastless track with improved roadbed by full scale loading tests. It is also found that the amount of plastic settlement of ballastless track can be evaluated by the repeated triaxial compression test of subgrade material.

キーワード：既設線省力化軌道，路盤改良，塑性沈下，実物大載荷試験

1. はじめに

バラスト軌道は、列車の繰返し通過によって道床部の変形により塑性沈下が生じることから、定期的な保守が必要とされている。バラスト軌道における軌道保守の低コスト化を図るため、バラストの間隙にセメント系グラウト材をてん充することで道床部をプレパックスドコンクリート化する軌道（以下、既設線省力化軌道）（図1）が開発¹⁾され、主に首都圏の既設の在来線を中心に敷設されており現在も敷設範囲を拡大している。その一方で、首都圏域では関東ロームが広く分布しており、一部の既設線省力化軌道では路盤の軟弱化や雨水の排水不良等により、供用後数年で補修が必要となる場合があり、保守に苦慮している現状がある²⁾。

これまでの敷設や補修等の経験から既設線省力化軌道を新たに敷設する場合には排水設備の検討が必須とされており、排水不良による既設線省力化軌道の損傷が少なくなったとの報告がなされている³⁾。しかしながら、軟弱路盤への対策として有効であると考えられる路盤改良については実施されていない現状がある。その理由の一つとして、既設線省力化軌道の施工は、夜間の作業間合い（終電から始発の間）で行うことから、従来の締め固めを必要とする路盤置換工法やセメント安定処理工法では路盤改良を行う時間が取れず、既設線省力化軌道の施工と同時に施工可能な路盤改良工法が無かったことが挙げられる。

そこで、本研究では、既設線省力化軌道を軟弱路盤上に施工する場合を対象として、既設線省力化軌道の施工と同時に路盤改良を行うことができる工法の開発を行っ

* 軌道技術研究部 軌道・路盤研究室

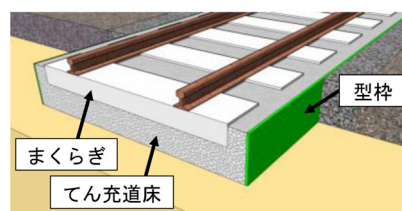


図1 既設線省力化軌道の構造

た。既設線省力化軌道用の路盤改良では、軌道の整正が容易ではないため、工法の開発において、列車の繰返し通過に伴う路床の塑性沈下を評価した設計手法が必要となる。そのため、実物大軌道模型を用いた繰返し載荷試験を行い、路盤改良後の既設線省力化軌道の変形特性を把握した。また、実物大軌道模型を用いた路床土の繰返し三軸圧縮試験により、路盤改良を適用した場合の既設線省力化軌道の塑性沈下を評価した。

2. 既設線省力化軌道用の路盤改良工法の概要

既設線省力化軌道の施工手順を考慮して、路盤改良を2段階（路盤置換え作業とグラウト充填作業）に分けることで、短い作業間合いで施工可能な「グラウト充填路盤改良工法（あと充填方式）」を開発した（図2）。以下に、本工法の構築手順を示す。

手順1：まくらぎおよび道床を撤去し、路盤土の掘削を行う（図2(a)）。

手順2：掘削した路盤土の代わりに、新品バラストを敷き詰め、タンピングランマを用いて念入りに締め固めを行う（図2(b)）。

手順3：新品バラストを敷き詰めた路盤上に、既設線省

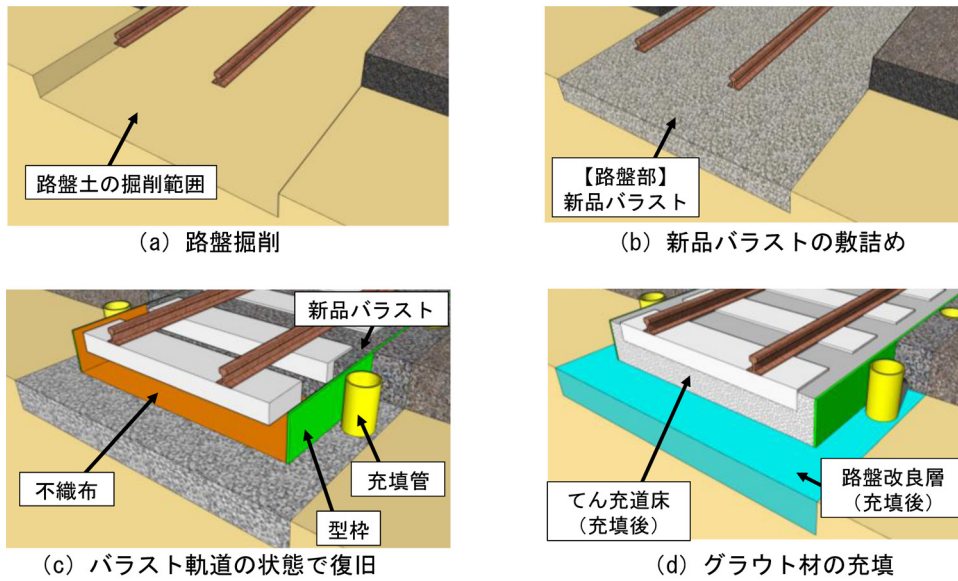


図2 グラウト充填路盤改良工法（あと充填方式）の施工イメージ

力化軌道を所定の構築手順に従い、型枠および不織布を設置してまくらぎをレールに締結する。その際に、後日、路盤部にグラウト材を充填するための充填管を型枠の外側に設置する。道床部に新品バラストを投入して、通常の手順でバラスト軌道の状態で復旧する（図2(c)）。

手順4：任意のタイミングで、充填管よりグラウト材を充填して路盤改良層を構築する。路盤改良層の充填後に、てん充道床部の充填を行う（図2(d)）。なお、充填管は充填後に撤去する。

本工法で用いた路盤改良材は、既開発のグラウト充填路盤改良工法（同時施工）⁴⁾ に用いた路盤改良材と基本的には同じであるが、本工法は充填管からグラウト材を路盤部に充填するため、グラウト材のゲルタイムを5分程度に遅延させたものを用いることとした。

3. 実物大載荷試験による路盤改良を適用した省力化軌道の沈下特性の評価

3.1 試験条件

本実物大載荷試験では、 K_{30} 値が 40MN/m^3 の軟弱な路床上に、厚さ 200mm のグラウト充填路盤改良工法（あと充填方式）を適用し、路盤改良を適用した既設線省力化軌道の沈下特性を評価した。

実物大軌道模型の既設線省力化軌道および路盤改良層の軌道長手方向の寸法は、静的線形弾性解析（以下、FEM 解析）により、軌道全体モデル（図3(a)）と実物大軌道模型モデル（図3(b)）における路盤改良層直下の路床に生じる鉛直応力が同程度となるように決定した。列車荷重は、軌道全体モデルでは静止軸重を 160kN とし、ロングレール区間を速度 80km/h で走行した際の衝撃率⁵⁾ を

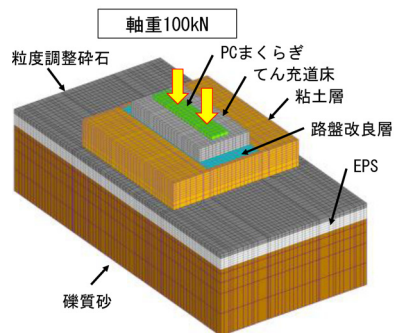
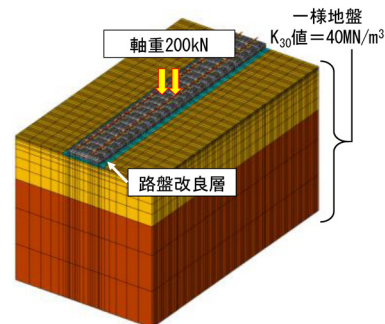


図3 実物大軌道模型の解析モデル

表1 解析に用いた物性値

部材	弾性係数 (N/mm^2)	ポアソン比
PC まくらぎ	35000	1.7
てん充道床	12000	0.2
路盤改良層	1000	0.3
粘土層	24.4	0.3
粒度調整砕石層	180	0.3
EPS	9	0.1
礫質砂	70	0.3
一様地盤	深さ 0-3m 24.4	0.3
K_{30} 値 = 40MN/m^3	深さ 3-10m 48.8	

勘案して軸重 200kN とした。一方、軌道模型モデルではレールの荷重分散により、軌道全体モデルで設定した 1/2 の軸重がまくらぎ 1 本に作用すると仮定して 100kN とした。表 1 に解析で用いた物性値を示す。解析で用いた弾性係数は、既往の研究^{6) 7)} を参考に設定した。

図 4 に解析結果を示す。軌道中心（横断方向の位置 0mm）において路床に生じる鉛直応力は、軌道全体モデルで 13.1kPa であった。実物大軌道模型モデルの路床の鉛直応力は、寸法を軌道長手方向にてん充道床 200mm、路盤改良層 1250mm、軌道横断方向にてん充道床 2300mm、路盤改良層 3000mm とした結果、16.4kPa となり、軌道全体モデルと概ね同程度となった。

3.2 模型の構築

実物大軌道模型の寸法を図 5 に示す。試験で用いた土槽は幅 3500mm × 長さ 7000mm × 深さ 2500mm であり、底部から高さ 1850mm まで礫質砂を締め固め、その上に EPS (D-20) ブロックを設置して、さらにその上は粒度調整碎石層を 300mm 締め固めた。その後、粘土層を構築する範囲の粒度調整碎石層を 100mm 掘削し、その上に粘土層を 400mm 構築した。粘土層は荒木田粘土を用いて含水比 21%、締め固め密度 1.6g/cm³ となるように 100mm 毎の層厚で締め固めた。小型 FWD（荷重板 φ10cm）で測定した粘土層表面の K₃₀ 値は 41MN/m³ であった。

路盤改良層を構築する範囲の粘土層上（幅 1250mm × 長さ 3000mm × 深さ 200mm）には、骨材となる新品バラストを密度 1.6g/cm³ となるように締め固めた。また、路盤改良層の周囲は、粘土層とした。その上にまくらぎ一本のバラスト軌道（幅 1200mm × 長さ 2300mm × 道床厚 200mm）を構築した。

バラスト軌道の状態で予備荷重（荷重周波数 5Hz、荷重振幅 100kN、荷重回数 1 万回）を行った後、タイタンパによる軌道整備を行った。

路盤改良層および既設線省力化軌道の構築は、まず路盤改良範囲に表 2 に示した 2 液式のグラウト材を充填し、次にバラスト道床に表 3 に示したグラウト材を充填した。このグラウト材の充填量は、既往の研究⁴⁾ より、路盤改良層の体積（幅 1250mm × 長さ 3000mm × 深さ 200mm）における新品バラストの間隙率 40%分に概ね相当する。本試験では、計画量通りに充填できたことを確認した。

グラウト材充填の 7 日後に繰返し荷重試験を行った。なお、荷重直前の粘土層の含水比は 23.4% であった。

3.3 荷重試験結果

荷重条件は、最小荷重 10kN ~ 最大荷重 110kN（荷重の全振幅 100kN）、荷重周波数 5Hz、荷重回数 100 万回とした。実物大軌道模型の変位は、図 5 に示した変位計で測定した。

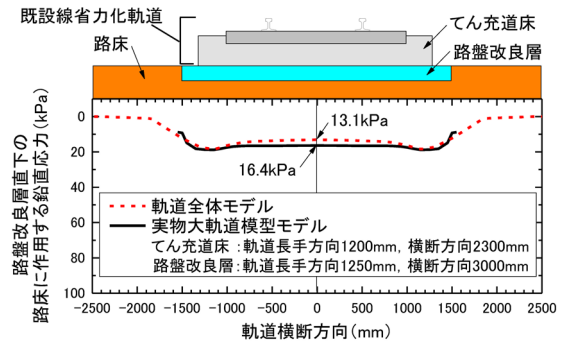
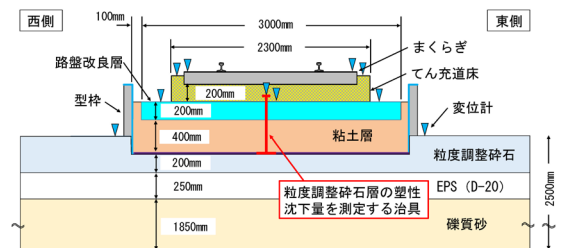
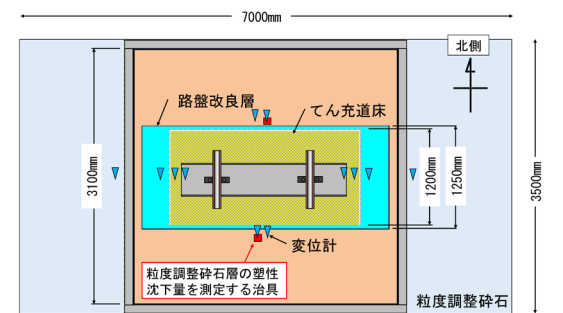


図 4 解析結果



(a) 断面図



(b) 平面図

図 5 実物大軌道模型の寸法

表 2 路盤改良層に用いたグラウト材

高炉セメント B 種	A 液 (40L 作製)			B 液 (40L 作製)		
	促進剤	混練水	硬化剤	混練水	調整剤	
25kg	2.4kg	30.8kg	4.8kg	39.2kg	0.3kg	

表 3 てん充道床に用いたグラウト材

40L 作製			
ファルコン SB-Q	混練水	減水剤	調整剤
47.5kg	23.8kg	0.13kg	0.05kg

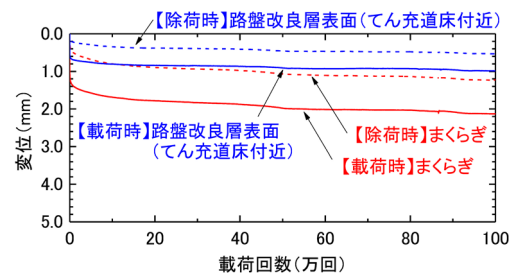


図 6 まくらぎおよび路盤改良層表面の変位

図6にまくらぎおよび路盤改良層表面（てん充道床側面付近）における載荷時および除荷時における載荷回数と変位の関係を示す。なお、まくらぎおよび路盤改良層表面の変位は、東西の平均値を用いた。同図より、100万回載荷時のまくらぎ変位は載荷時が2.13mm、除荷時が1.22mm（変位の全振幅0.91mm）であった。路盤改良層表面の変位は載荷時が0.98mm、除荷時が0.53mm（変位の全振幅0.45mm）であった。路盤改良層表面の変位は、てん充道床側面付近で測定したことから、繰返し載荷試験で生じた路盤改良層のたわみによって路盤改良層の端部の変位が小さくなり、まくらぎ直下の変位と比較して1mm程度小さくなったものと考えられる。

3.4 FEM解析による載荷試験結果の検証

3.1節で述べたFEM解析結果と試験結果を比較した。図7に試験結果と解析結果の変位を示す。試験結果は、100万回載荷時の各測定箇所の変位の全振幅を用いた。同図より、荷重作用時の路盤改良層の変位は、試験結果よりも解析結果の方がやや大きくなったものの、まくらぎ、てん充道床および粒度調整碎石の変位は概ね同程度となった。

3.5 粘土層における塑性沈下特性の評価

3.5.1 繰返し三軸圧縮試験の条件

粘土層に作用する鉛直応力から粘土層の沈下特性を推定できるようにするため、粘土層の構築に使用した粘性土の繰返し三軸圧縮試験（CU）を実施して、実物大載荷試験結果の検証を行った。

粘性土の供試体は、含水比調整した試料を5層に分けてモールド（φ50mm×h100mm）に投入して締め固めて作製した。供試体の含水比は、実物大軌道模型で構築した粘土層の含水比を考慮して23.0%とした。また、供試体の乾燥密度は、粘土層の構築時の目標とした締め固め密度である1.6g/cm³とした。

試験条件は図8に示した載荷荷重15kPa、20kPa、25kPa、30kPaの計4ステップとし、拘束圧は路盤改良層直下に作用する応力を考慮して15kPaとした。各載荷ステップの載荷回数は1万回とし、載荷周波数は1Hzとした。

3.5.2 繰返し三軸圧縮試験の結果

各載荷ステップにおける載荷回数とひずみの関係を図9に示す。載荷1万回における載荷時のひずみは、載荷荷重15kPaで0.3%、載荷荷重20kPaで0.7%、載荷荷重25kPaで1.0%、載荷荷重30kPaで1.3%であった。一方、除荷時のひずみは、載荷荷重15kPaで0.2%、載荷荷重20kPaで0.5%、載荷荷重25kPaで0.8%、載荷荷重30kPaで1.1%であった。

3.5.3 実物大載荷試験との比較

実物大載荷試験と比較するにあたり、前述のFEM解

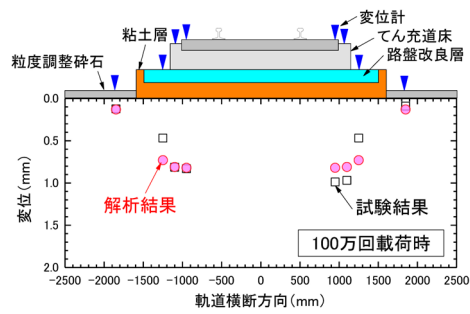


図7 試験結果と解析結果の比較

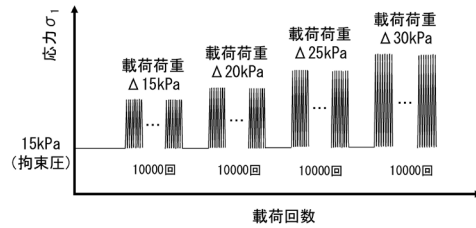


図8 繰返し三軸圧縮試験条件の概要

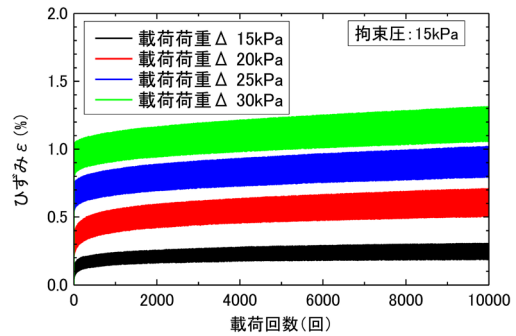


図9 各載荷荷重における載荷回数とひずみの関係

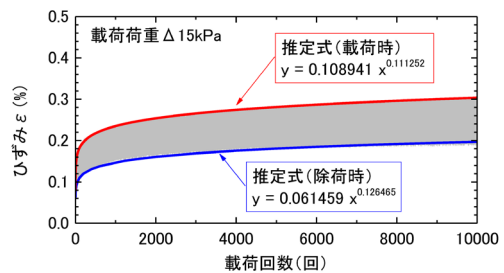


図10 載荷時および除荷時の推定式の概要

析結果より、実物大載荷試験で生じる路床の鉛直応力が16.4kPaであることから、載荷荷重15kPaの繰返し三軸圧縮試験の結果を適用することとした。繰返し三軸圧縮試験の結果は、図10に示すとおり、載荷荷重15kPaのケースにおける最大ひずみ（載荷時）および最小ひずみ（除荷時）の増加傾向を推定式により把握し、各ひずみの推定式を延長することで実物大載荷試験の結果と比較することとした。なお、各ひずみの推定式を基に粘土層厚400mmに対する変位量を算出した。実物大載荷試験

の粘土層の沈下量は、まくらぎ変位から粒度調整碎石層の塑性沈下（除荷時の変位）を引いた値を用いた。

図 11 に実物大載荷試験結果とひずみの推定式から算出した変位の比較を示す。載荷 100 万回時の変位は、実物大載荷試験の載荷時で 2.13mm，除荷時で 0.98mm であり，推定式の載荷時で 2.03mm，除荷時で 1.41mm であった。除荷時の変位は，推定式の方が実物大載荷試験よりも 30%程度大きかったものの，載荷時の変位は，実物大載荷試験と推定式は概ね同程度であった。

本検討より，既設線省力化軌道の沈下量の評価に，繰返し三軸圧縮試験の結果から求めたひずみの推定式を適用できるものと考えられる。

4. 既設線省力化軌道における路盤改良効果の評価

4.1 評価条件の設定

既設線省力化軌道の塑性沈下は主に路床の沈下に起因することから，路盤改良を適用して路床に作用する鉛直応力を低減させることで，軌道変位の抑制が期待できる。そこで，前章で得られた知見を基に，既設線省力化軌道に路盤改良を適用した場合の路盤改良効果の評価した。なお，供用期間中における既設線省力化軌道の変位量の算出には，下記の列車条件を設定することとした。

- ・ 1 日の列車本数：250 本
- ・ 1 編成の車両数：10 両編成
- ・ 1 車両の軸数：4 軸

本評価で設定した原地盤は，路盤表面から深さ 1500mm まで K_{30} 値が 40MN/m^3 の軟弱な層（以下，軟弱層）が存在し，深さ 1500mm 以深で K_{30} 値が 110MN/m^3 の高い剛性となる路床を有する条件として，路盤表面から深さ 1500mm までの軟弱層の塑性変形により沈下が生じると仮定した。

軟弱層の沈下特性は，図 9 の繰返し三軸圧縮試験の結果である荷重条件 15kPa，20kPa，25kPa および 30kPa の推定式 $Y=aX^b$ から，任意の各荷重条件（路床に作用する鉛直応力）における「a」および「b」の係数を同定した推定式を作成し，列車荷重作用時（載荷時）の変位量を推定した（図 12 および図 13）。

本評価で用いる解析モデルを図 14，解析で用いた物性値を表 4 に示す。列車荷重は，3.1 節と同じく軸重 200kN とした。解析は，路盤改良を適用しない場合，路盤改良厚 150mm，200mm および 250mm の計 4 ケース実施した。なお，路盤改良層は，軟弱層（層厚 1500mm）を掘削して構築するため，例えば，路盤改良厚 150mm の場合では軟弱層の層厚は 1350mm となる。

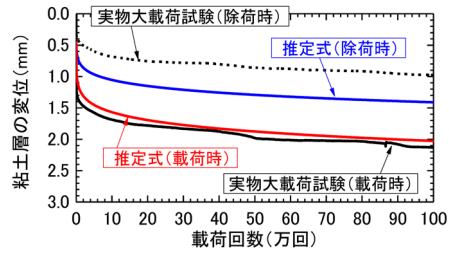


図 11 実物大載荷試験と推定式の変位の比較

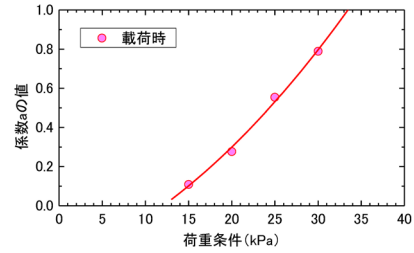


図 12 係数 a の値と荷重条件の関係

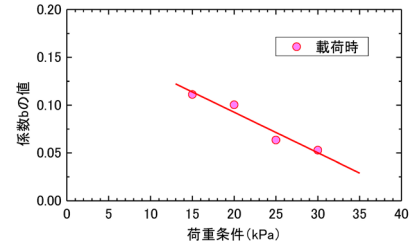


図 13 係数 b の値と荷重条件の関係

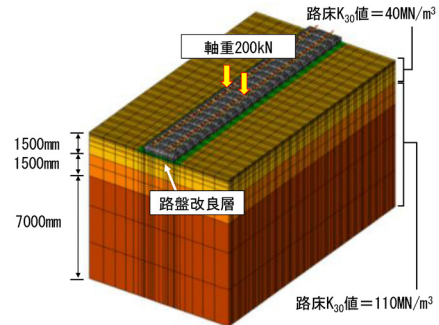


図 14 解析モデル

表 4 解析で用いた物性値

部材	弾性係数(N/mm ²)	ポアソン比
PC まくらぎ	35000	0.17
てん充填道床	12000	0.2
路盤改良層	1000	0.3
路床		
K_{30} 値=40MN/m ³	深さ 0-1.5m 24.4	0.3
路床	深さ 1.5-3m 67	
K_{30} 値=110MN/m ³	深さ 3-10m 134	0.3

4.2 路盤改良効果の評価

解析で得られた路床に作用する鉛直応力を図 15 に示す。なお，路床に作用する鉛直応力は，図 4 に示したとおり，てん充填道床の隅角部付近で大きい値を示すことから，本評価では，路盤改良を適用しないケースではてん充填道床幅（2300mm），路盤改良を適用したケースでは路盤改良幅（3000mm）で生じた鉛直応力の平均値を用いること

とした。路床に作用する鉛直応力は、路盤改良を適用しないケースで 22.16kPa、路盤改良厚 150mm で 17.15kPa、200mm で 16.04kPa、250mm で 15.22kPa であった。

図 16 に軌道中心における深さ方向の路床に作用する鉛直応力を示す。同図より、例えば、路盤改良厚 150mm のケースでは、路盤改良層下の位置（深さ 150mm）で 15.90kPa、深さ 1500mm で 13.32kPa となり、改良層直下に対する路床の鉛直応力は深さ 1500mm において 16.2%減少した。このように、各ケースの深さ 1500mm における鉛直応力の低減率は、路盤改良なし（路盤面に対し）で 16.1%，路盤改良厚 200mm で 15.7%，250mm で 15.6%となった。各ケースにおける鉛直応力の低減率は比較的小さく概ね同程度であったことから、本評価では、軟弱層の変位量を推定する際に用いる鉛直応力は、深さ方向に均一に作用するものと仮定することとした。

上記の解析結果を基に、4.1 節で示した列車条件および任意の各荷重条件（路床に作用する鉛直応力）におけるひずみの推定式から、既設線省力化軌道の変位量を求めた。図 17 に各解析ケースにおいて供用期間に生じる既設線省力化軌道の変位の比較を示す。同図より、例えば、供用 30 年後における変位は、路盤改良なしで 27.8mm、路盤改良厚 150mm で 17.1mm、200mm で 13.8mm、250mm で 11.1mm であった。これより、路盤改良を適用することで、供用 30 年後における既設線省力化軌道の変位は、路盤改良厚 150mm で 38%程度、200mm で 50%程度、250mm で 60%低減する結果となった。

5. 結論

本研究では、実物大載荷試験および繰返し三軸圧縮試験を行った結果、以下に示す知見が得られた。

- (1) 載荷 100 万回時の実物大載荷試験の結果と FEM 解析を比較した結果、てん充道床側面付近での路盤改良層の変位は試験結果よりも解析結果の方がやや大きくなったものの、概ね省力化軌道の変形を再現できた。
- (2) 繰返し三軸圧縮試験結果から求めたひずみの推定式を用いて、実物大載荷試験の変位と比較した結果、除荷時の変位は、推定式の方が実物大載荷試験よりも 30%程度大きかったものの、載荷時の変位においては、実物大載荷試験と推定式は概ね同程度であった。
- (3) 供用 30 年後における既設線省力化軌道の路盤改良効果を評価した結果、路盤改良厚 250mm を適用することで、路盤改良を適用しない場合に比べて変位量が 60%低減することが期待できる。

文献

- 1) 北条重幸：第二期 TC 型省力化軌道工事の取組み，新線路，

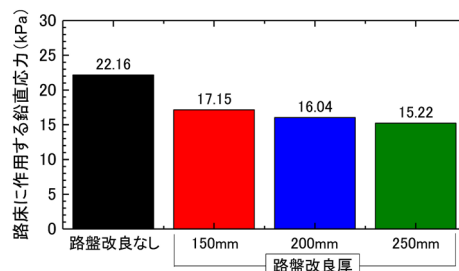


図 15 路床に作用する鉛直応力の比較

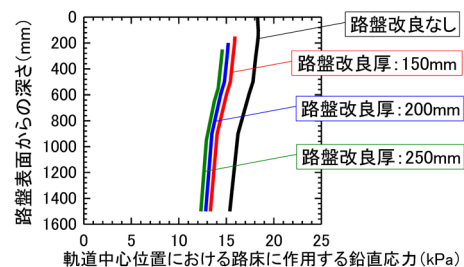


図 16 深さ方向の路床に作用する鉛直応力の比較

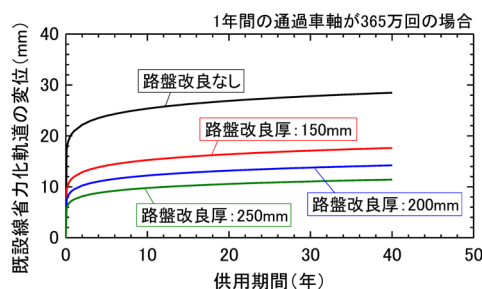


図 17 各条件における供用期間中に生じる既設線省力化軌道の変位の比較

Vol.57, No.7, pp.8-11, 鉄道現業社, 2003

- 2) 堀雄一郎, 萩尾泰弘, 岩田誠, 有馬重治：インターバル式圧力注入による軌道の沈下修繕工法の開発, 土木学会第 65 回年次学術講演会, 2010.9
- 3) 萩尾泰弘, 久保村公一, 関口晃弘：TC 型省力化軌道における排水不良箇所対策の実施について, 土木学会第 63 回年次学術講演会, 2008.9
- 4) 伊藤老記, 桃谷尚嗣, 中村貴久, 村本勝己：発生バラストを再利用した鉄道路盤の改良工法に関する研究, 土木学会論文集 E1 (舗装工学), Vol.68, No.3, I_79- I_87, 2012
- 5) (財) 鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説 土構造物, 2007.1
- 6) 中村貴久, 桃谷尚嗣, 伊藤老記, 村本勝己：鉄道営業線における発生バラストを活用した路盤改良工法に関する研究, 土木学会論文集 E1 (舗装工学), Vol.71, No.3, I_201- I_209, 2015
- 7) 熊倉孝雄, 堀雄一郎, 小関昌信：各種軌道条件に適応した TC 型省力化軌道の開発, JR EAST Technical Review, No.39, 2012