

経年変化したアスファルト路盤上に敷設する 新幹線用既設線省力化軌道の開発

伊藤 壱記* 高橋 成汰** 高橋 貴蔵*

Development of Grouted Ballasted Track for Existing Shinkansen Asphalt Roadbed

Kazuki ITO Narita TAKAHASHI Takatada TAKAHASHI

One way to reduce maintenance costs for ballasted track is to replace existing lines with grouted ballasted track. When forming the grouted ballasted track, the voids in the ballast bed are filled with a cement-based grout material to create what is known as a pre-packed concrete bed. In this study, we proposed a design method for laying a grouted ballasted track on an existing 40-year-old asphalt roadbed and confirmed that the safety requirements regarding the destruction and fatigue failure of asphalt roadbeds and pre-packed concrete beds were satisfied.

キーワード：アスファルト路盤，既設線省力化軌道，疲労破壊，性能照査

1. はじめに

バラスト軌道では，列車の繰返し通過によって，主にバラスト道床で塑性沈下が生じることから，定期的な軌道保守が必要とされている．昨今では，新幹線の速度向上が実施されており，速度向上に伴う保守コストが増加している¹⁾．また，積雪寒冷地を通過する新幹線のバラスト軌道では，高速走行中の列車からの落雪によるバラストの飛散を防止するためにバラストスクリーン²⁾（図1）が敷設されている．そのため，軌道保守を行う際に実施されるバラストスクリーンの撤去および復旧により，さらに保守コストが増加している．

バラスト道床の塑性沈下を解消する方法の一つとして，バラスト道床の隙間にセメント系グラウト材を充填したプレパックドコンクリート道床を有する既設線省力化軌道（以下，省力化軌道）に更新する方法（図2）が在来線を対象として実用化されている³⁾．新幹線においても省力化軌道へ更新することで，保守コストの削減に加え，落雪によるバラスト道床の飛散を防止することが期待される．これまでに，高架橋上に敷設されているバラスト軌道を対象とした検討⁴⁾が行われているが，本開発では図3に示すアスファルト混合物層（以下，As混合物層）と粒度調整砕石層で構成されるアスファルト路盤（以下，As路盤）を対象とした．

既往の研究⁵⁾では，アスファルト路盤上の新幹線バラスト軌道における道床厚300mmに対して最大粒径

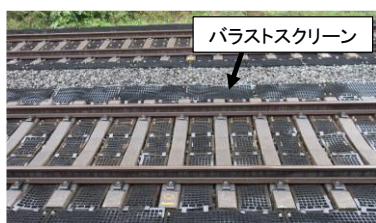
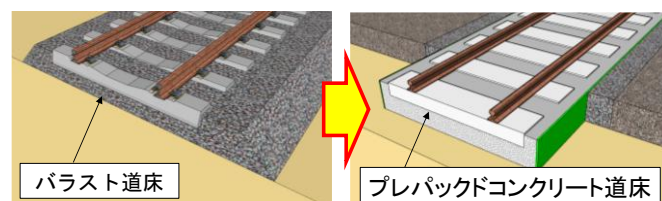


図1 バラストスクリーンの敷設状況



(a) バラスト軌道 (b) 既設線省力化軌道
図2 既設線省力化軌道への更新

* 軌道技術研究部 軌道・路盤研究室

** 元 軌道技術研究部 軌道・路盤研究室

が 63mm のバラストを骨材とした場合、プレパックドコンクリート道床の部材厚さに対して骨材寸法が大きいことから、骨材にコンクリート用砕石 4020 が用いられた。また、既設の As 路盤（以下、既設 As 路盤）上に新幹線に省力化軌道を適用する場合、新幹線のバラスト軌道に As 路盤が使用され始めてから 40 年程度が経過しており、省力化軌道の設計耐用年数を 50 年とすると、既設 As 路盤を 90 年間使用することとなる。「鉄道構造物等設計標準・同解説 土構造物⁶⁾」（以下、土構造標準）には、新設の As 路盤を対象とした許容載荷回数を限界値とした照査法が示されているが、供用してから 40 年が経過した As 路盤を対象とした照査法については、土構造標準の他、道路分野等の示方書等にも示されていない。

そこで、供用してから 40 年が経過した As 路盤上に敷設可能な省力化軌道およびその性能照査法の開発を行った。本開発では、在来線で実績のある骨材にバラストを用いたプレパックドコンクリート道床の曲げ疲労強度が、普通コンクリートの曲げ疲労強度の算定式を適用できる⁷⁾ことを踏まえて、新幹線のプレパックドコンクリート道床の骨材にバラストを使用するとともに、在来線よりも高強度のグラウト材を用いることとした。そこで、はじめにプレパックドコンクリート道床の照査に必要な曲げ強度および曲げ疲労強度を評価するため、プレパックドコンクリートの曲げ疲労試験等を実施した。次に、供用してから 40 年経過した As 路盤の照査に必要な許容載荷回数を評価するため、経年変化を模擬した As 混合物の曲げ疲労試験等を実施した。最後に、有限要素解析（以下、FEM 解析）により、As 路盤上に省力化軌道を敷設した際に生じる応答値として、プレパックドコンクリート道床の応力および既設 As 路盤のひずみを算出し、性能照査を実施した。

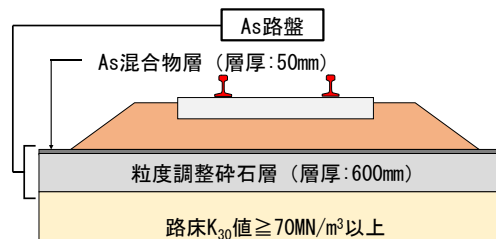


図3 バラスト軌道用のAs路盤の層構成例

2. プレパックドコンクリート道床の強度特性

2.1 プレパックドコンクリートの試験方法および供試体

プレパックドコンクリート道床に用いるプレパックドコンクリートの強度特性を評価するため、曲げ破壊試験（JIS A 1106）および曲げ疲労試験を実施した。なお、曲げ疲労試験の載荷条件については、JIS A 1106 を準用した。図4に載荷方法を示す。

プレパックドコンクリートの供試体の寸法は長さ L800mm×幅 W200mm×高さ H200mm とした。バラストの密度が 1.6g/cm³ となるように型枠内に敷き詰め、表1に示すグラウト材を注入・硬化させることで供試体を作製した。グラウト材の注入は、ハンドバイブレータを用いて型枠に振動を加えながら実施した。なお、グラウト材には、J14 ロートによる流動性が 8±2sec、圧縮強度が材齢3時間で 24N/mm² 以上（材齢28日で 45N/mm² 以上）、可使時間が 15~35分を満足し、凍結融解抵抗性を有するプレミックスタイプの市販品を用いた。供試体の養生は気中養生とし、養生期間は 28日間とした。

2.2 プレパックドコンクリートの試験結果および考察

図5に曲げ疲労試験の結果を示す。同図には、曲げ破壊試験で得られた曲げ強度（3.1MPa）を基に推定

した曲げ疲労強度も示している。曲げ疲労強度の推定には、普通コンクリートの曲げ疲労強度の算定式⁸⁾である式(1)を用いた。プレパックドコンクリートの曲げ疲労強度は、式(1)で求めた曲げ疲労強度の推定値と比較して同等もしくはやや大きくなり、普通コンクリート用の曲げ疲労強度の算定式を用いることでプレパックドコンクリートの曲げ疲労強度を安全側に評価できることを確認した。

$$f_{crd} = k_{cr} \cdot f_k \cdot \left(1 - \frac{\sigma_{min}}{f_k}\right) \cdot \left(1 - \frac{\log N}{K}\right) / \gamma_c \quad (1)$$

ここに、 f_{crd} ：コンクリートの疲労強度 (MPa)， f_k ：コンクリートの強度特性値 (MPa)， K ：17， k_{cr} ：1.0， N ：破壊回数 (回)， σ_{min} ：最小応力 (ここでは、0MPaとする)， γ_c ：コンクリートの材料係数 (推定に用いる場合 1.0，照査に用いる場合 1.3)

表1 グラウト材の配合 (12L)

超早強セメント	粉末樹脂	水	AE 剤
25kg	0.25kg	5.0kg	0.0625kg

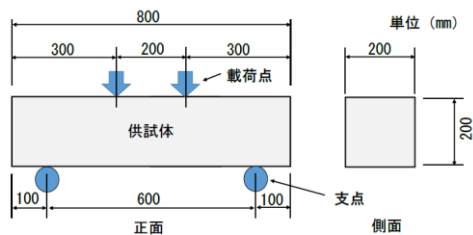


図4 プレパックドコンクリートの供試体に対する曲げ破壊試験および曲げ疲労試験の載荷方法

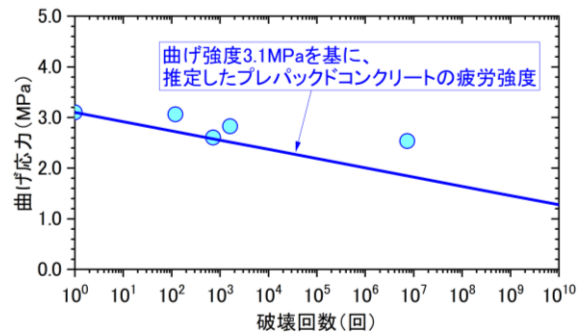


図5 曲げ疲労試験の試験

3. 既設アスファルト混合物の強度特性

3.1 既設アスファルト混合物の試験方法および供試体

As 混合物の内、供用から 40 年が経過した既設のアスファルト混合物 (以下、既設 As 混合物) の強度特性を評価するため、曲げ破壊試験 (舗装調査・試験法便覧 B005) および曲げ疲労試験 (舗装調査・試験法便覧 B018T) を実施した。曲げ破壊試験は変位制御で実施し、載荷速度を 50mm/min，試験温度を 20°C とした。また、曲げ疲労試験は変位制御で実施し、載荷周波数を 10Hz，試験温度を 20°C とした。曲げ疲労試験における供試体底面に与えるひずみは 250 μ ，200 μ ，150 μ ，100 μ の 5 種類とし、供試体の変位量からひずみを算出した。

既設 As 混合物の供試体の寸法は、曲げ破壊試験に対して長さ L300mm×幅 W100mm×高さ H50mm，曲げ疲労試験に対して長さ L400mm×幅 W50mm×高さ H50mm とした。As 混合物層は、図 6 に示すとおり、骨

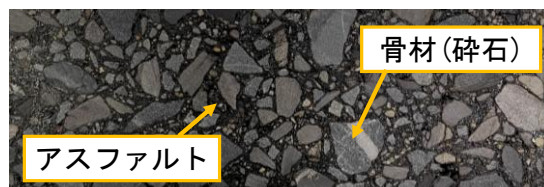


図6 アスファルト混合物層の断面

材とアスファルトで構成され、アスファルトには骨材同士を接着させる役割がある。一般的に、交通荷重による疲労や温度変化の影響により、アスファルトの粘性が低下し硬くなることが知られている⁹⁾。そこで、経年変化した As 混合物層のアスファルトの粘性を評価するために、既設の As 混合物層からアブソン抽出・回収試験（舗装調査・試験法便覧 G029）によりアスファルトを抽出した。抽出したアスファルトの硬さを評価するため、針入度試験（舗装調査・試験法便覧 A041）を実施した。針入度試験は標準針をアスファルトに貫入させた際の貫入量を用いて硬さ等を評価する試験方法であり、1/10mm が針入度 1 となる。針入度試験の結果、一般的に用いられているアスファルトの針入度が 60 程度（敷設時）に対して、経年したアスファルトの針入度は 11 であり、アスファルトが硬くなっている状態であった。

アスファルトの経年変化を模擬するためには、実際の環境下で作製した供試体を暴露することが望ましいものの現実的に難しい。そこで、As 混合物を構成するアスファルトを熱劣化させる方法を用いた。本研究では、「締め固めない As 混合物の室内熱劣化試料の作製方法（舗装調査・試験法便覧 B020）」を参考に、アスファルトの針入度が 11 となるように、As 混合物を温度 160°C の恒温槽で 24 時間養生した後に、As 混合物を転圧して供試体を作製した。

3.2 既設アスファルト混合物の試験結果および考察

図 7 に曲げ破壊試験の結果を示す。同図より、既設 As 混合物については、荷重-変位曲線における面積に相当する曲げタフネスが新品の As 混合物より低下したが、曲げ破壊荷重は 2.8 倍に増加した。

図 8 に曲げ疲労試験の結果を示す。同図には試験温度 20°C に相当する As 混合物層の弾性係数 E_A を 2500MPa、供試体作製時の値を基に空隙率 V_V を 5.0%、アスファルト量 V_b を 5.25% として、土構造標準に示されている式(2)を用いて算定した許容載荷回数も示している。なお、式(2)はアスファルト舗装の設計に用いられている破壊規準式に 0.6 を乗じた式になっている。道路の場合では走行位置がばらつくのに対して、鉄道の場合では軌道上を走行することで走行位置がばらつかず、累積される疲労度が大きくなるため、0.6 が乗じられている。

$$N_A = 0.6 \times 18.4 \times C \times 6.167 \times 10^{-5} \varepsilon_t^{-3.291} E_A^{-0.854} \quad (2)$$

ここに、 N_A : As 混合物層の疲労破壊に対する許容載荷回数、 ε_t : As 混合物層下面の引張ひずみ、 E_A : As 混合物層の弾性係数、 C : As 混合物層の空隙率 V_V と As 量 V_b の関数、 $C = 10^M$ 、 $M : M = 4.84 \{ V_b / (V_b + V_V) - 0.69 \}$

図 8 より、新品の As 混合物では試験結果による破壊回数と式(2)で得られた許容載荷回数が概ね一致した。既設 As 混合物では試験結果による破壊回数と式(2)で得られた許容載荷回数が一致しなかった。式(2)で得られた許容載荷回数と比較して、ひずみが 250 μ の破壊回数は少なくなり、ひずみが 200 μ 以下の破壊回数は多くなった。これは、経年変化より As 混合物層の曲げ強度が大きくなり、曲げ強度に対する曲げ応力度の割合が小さくなったため、破壊回数が多くなったと考えられる。したがって、式(2)に示した許容載荷回数の算定式は、既設 As 混合物には適用できないことがわかった。

そこで、既設 As 混合物の破壊回数を試験結果に対する対数近似曲線を用いて推定した。図 9 に新品の As 混合物の破壊回数に対する既設 As 混合物の倍率を示す。本試験で想定した条件における既設 As 混合物の破壊回数は新品の As 混合物と比較すると、ひずみ 250 μ で 0.1 倍、ひずみ 200 μ で 1.2 倍、ひずみ 150 μ で 7.8 倍、ひずみ 100 μ で 55.5 倍、ひずみ 50 μ で 118.9 倍となり、ひずみ 200 μ を超えると逆に許容載荷回数が

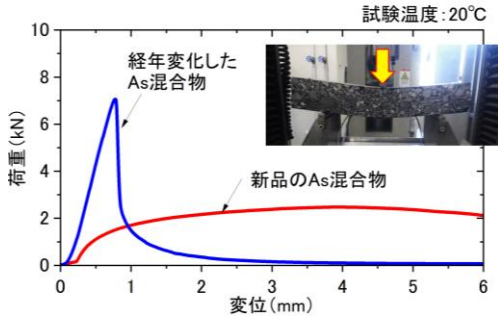


図7 曲げ破壊試験の結果

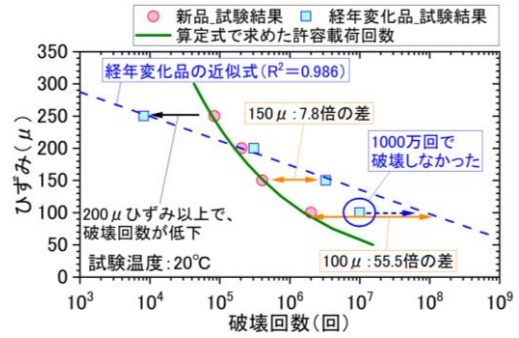


図8 曲げ疲労試験の結果

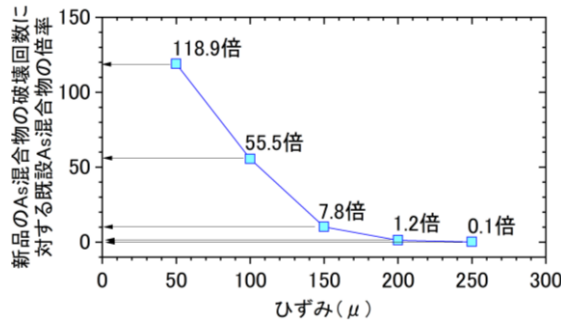


図9 新品Asの破壊回数に対する既設Asの倍率

小さくなった。道路分野における既往の研究¹⁰⁾¹¹⁾においても、ひずみが200μ以下の場合、供用13年経過したAs混合物の許容載荷回数は、新品のAs混合物を想定して設定した推定式で求めた許容載荷回数よりも大きくなる傾向が示されている。

4. 既設アスファルト路盤上における既設線省力化軌道の性能照査

4.1 プレパックドコンクリート道床の性能照査

経年変化したAs路盤上に省力化軌道を施工することを想定し、プレパックドコンクリート道床およびAs路盤に対する性能照査を実施した。性能照査においては、省力化軌道施工前の既設As路盤の供用年数を40年、省力化軌道施工後の設計耐用年数を50年とした。

図10に省力化軌道の寸法を示す。また、応答値の算定に用いた解析モデルとして、図11(a)に省力化軌道用を、図11(b)にバラスト軌道用を示す。図11には物性値(弾性係数Eおよびポアソン比ν)も示してい

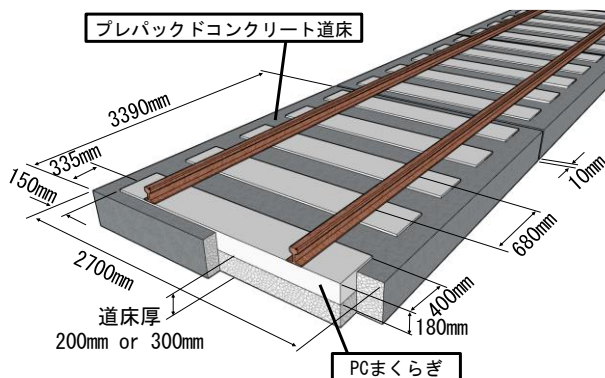
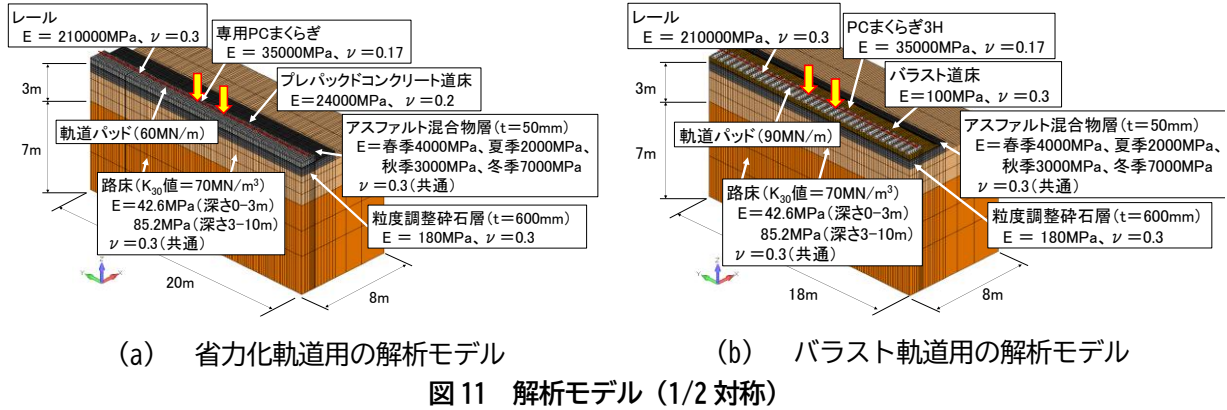


図10 省力化軌道の寸法



る。なお、路床の地盤反力係数 K_{30} 値は、新設線時に最低限必要とされている $70\text{MN}/\text{m}^3$ とした。

4.1.1 プレパックドコンクリート道床の性能照査の方法

プレパックドコンクリート道床の性能照査における性能項目および要求性能は、「鉄道構造物設計標準同解説 軌道構造¹²⁾」(以下、軌道標準)に準じて、破壊および疲労破壊に関する安全性、外観および損傷に関する使用性を対象とした。

安全性の照査に係るプレパックドコンクリート道床の限界値は、破壊に対して曲げ破壊強度、疲労破壊に対して曲げ疲労強度とした。また、プレパックドコンクリート道床の供用時にひび割れの発生を許容しないことから、ひび割れ幅を限界値とする外観および曲げ破壊強度を限界値とする損傷に関する使用性については、性能照査を省略した。

性能照査の手順を図 12 に、性能照査の方法を式(3)に示す。

$$\gamma_i \cdot (I_{Rd} / I_{Ld}) \leq 1.0 \tag{3}$$

ここに、 γ_i : 軌道構造係数、 I_{Rd} : 設計応答値、 I_{Ld} : 設計限界値

プレパックドコンクリート道床の性能照査に用いる安全係数を表 2 に示す。プレパックドコンクリート道床は無筋のコンクリート部材であるため、部材のばらつきやまくらぎを直接支持する重要な部材であることを考慮して軌道部材係数 γ_b は、鉄筋コンクリート構造(以下、RC 構造)の軌道部材で用いられている 1.0 ではなく 1.1 とした。

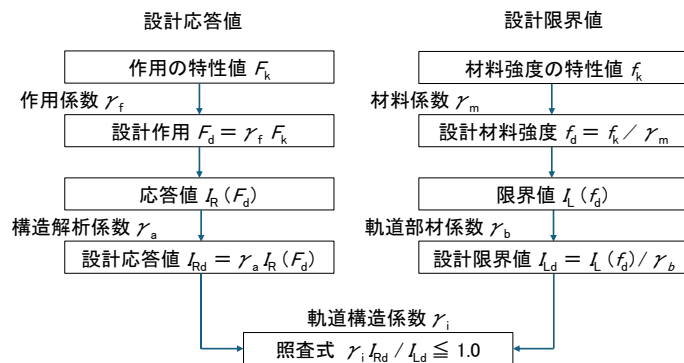


図 12 性能照査の手順

表2 プレパックドコンクリート道床の性能照査に用いる安全係数

要求性能	安全係数				
	作用係数 γ_f	構造解析係数 γ_a	材料係数 γ_c	軌道部材係数 γ_b	軌道構造係数 γ_i
安全性（破壊）	1.1	1.0	1.3	1.1	1.1
安全性（疲労破壊）	1.0	1.0	1.3	1.1	1.1

4.1.2 プレパックドコンクリート道床の設計応答値

性能照査に用いる応答値は、列車荷重で生じるプレパックドコンクリート道床下面の曲げ応力であり、図 11(a)に示した解析モデルを用いて、FEM 解析により求めた。As 混合物層の弾性係数が小さいほどプレパックドコンクリート道床の応答値は大きくなることから、As 混合物層の弾性係数は設計時に用いられる最も小さい 2000MPa（夏季）とした。応答値の算出では静的輪重に変動輪重係数を乗じて動的な成分を考慮した。

疲労破壊の性能照査に用いる変動輪重係数は、As 路盤の設計で用いられているロングレール区間における速度衝撃率⁹⁾の算定式(4)を用いて、国内で想定される最高速度 360km/h の条件で算出した 2.1 とした。

$$i = 1 + 0.3V/100 \tag{4}$$

ここに、 i ：速度衝撃率， V ：列車速度（km/h）

列車速度 360km/h に対する破壊の性能照査に用いる変動輪重係数は、既往の研究⁵⁾を踏まえて設定した。列車速度 260km/h に用いるプレパックドコンクリート道床に作用する疲労破壊に関する変動輪重係数 1.45 に対して、破壊に関する変動輪重係数 2.2 の倍率は 1.52 であった。そこで、列車速度 360km/h の変動輪重係数は、先述の列車速度 360km/h に対する疲労破壊に関する変動輪重係数 2.1 を 1.52 倍した 3.2 とした。

静止輪重 85kN（1 台車分）で生じるプレパックドコンクリート道床下面の曲げ応力は 0.295MPa であった。したがって、疲労破壊に関する設計応答値(I_{rd})は、変動輪重係数 2.1，作用係数 1.0 および構造解析係数 1.0 を乗じた、0.62MPa となる。同様に、破壊に関する設計応答値(I_{rd})は、変動輪重係数 3.2，作用係数 1.1 および構造解析係数 1.0 を乗じた、1.04MPa となる。

4.1.3 プレパックドコンクリート道床の設計限界値

疲労破壊に関する設計限界値(I_{Ld})に用いる曲げ疲労強度の特性値については、式(1)から求めた。As 路盤区間における基本の道床厚は 300mm であり、曲げ破壊試験用の供試体の厚さである 200mm と異なることから、式(1)に用いる曲げ強度の特性値には曲げ試験で得られた曲げ強度に対して寸法効果を考慮した。普通コンクリートと同じ寸法効果¹³⁾を考慮すると、図 5 に示した 3.1MPa に対して、曲げ強度の特性値は 2.92 MPa となる。破壊回数は、設計耐用年数を 50 年、17 両編成の列車が一日 60 編成通過する条件として算定される通過軸数である 7446 万回とした。したがって、疲労破壊に関する設計限界値(I_{Ld})である設計曲げ疲労強度は、曲げ疲労強度の特性値である 1.57MPa を、材料係数 1.3 および軌道部材係数 1.1 で除した、1.10MPa となる。

破壊に関する設計限界値(I_{Ld})に用いる曲げ強度の特性値は、前述した通り普通コンクリートと同じ寸法効果¹¹⁾を考慮した 2.92 MPa とした。したがって、破壊に関する設計限界値(I_{Ld})である設計曲げ強度は、曲げ強度の特性値である 2.92 MPa を、材料係数 1.3 および軌道部材係数 1.1 で除した、2.04MPa となる。

4.1.4 プレパックドコンクリート道床の性能照査結果

疲労破壊に関する性能照査の結果は、設計応答値(I_{Rd})が 0.62MPa 、設計限界値(I_{Ld})が 1.10MPa であり、軌道構造係数を1.1とすると、式(3)より0.62となった。同様に、破壊に関する性能照査の結果は、設計応答値(I_{Rd})が 1.04MPa 、設計限界値(I_{Ld})が 2.04MPa であり、軌道構造係数を1.1とすると、式(3)より0.56となった。

以上より、プレパックドコンクリート道床は疲労破壊および破壊に関する安全性を満足することを確認した。

4.2 既設アスファルト路盤の照査

4.2.1 既設アスファルト路盤の性能照査の方法

省力化軌道を敷設した後の既設As路盤の性能照査における性能項目および要求性能は、土構造物標準に示されているAs路盤の設計を基に、疲労破壊に関する安全性とした。性能照査の指標は、省力化軌道を敷設した後の既設As混合物層の許容載荷回数とした。なお、照査の対象はAs路盤を構成するAs混合物層である。

既設As路盤の性能照査には、式(5)に示す損傷度の判定を用いる。式(5)の季節毎(春季, 夏季, 秋季, 冬季)のAs混合物層の疲労破壊に対する損傷度 m_{Ai} は式(6)により算定し、季節毎の許容載荷回数 N_{Ai} に対する載荷回数 n_i の比率として求められる。

$$M_A = \sum_{i=1}^4 m_{Ai} \leq 1 \tag{5}$$

$$m_{Ai} = n_i / N_{Ai} \tag{6}$$

4.2.2 既設アスファルト路盤の載荷回数

図11(a)および図11(b)に示した解析モデルに対するFEM解析で得られたAs混合物層の下面に生じるひずみの分布を図13に示す。As混合物層の弾性係数は 2000MPa とした。各軌道においてひずみが最も大きくなった位置は、バラスト軌道ではまくらぎ端部付近(位置 1110mm)、省力化軌道ではプレパックドコンクリート道床縁部(位置 1350mm)であり、軌道構造によりAs混合物層の下面に生じる最大ひずみの位置が変化した。また、バラスト軌道を支持するAs混合物層の下面に生じるひずみは、位置 -1350mm 付近(省力化軌道の位置 1350mm に対応)において 0μ であり、それよりも外側では圧縮方向(-)のひずみが生じた。以上より、As混合物層に対する疲労破壊に関する安全性の照査において、省力化軌道に更新する前の損傷度を、更新後の損傷度に加算しなくてよいと考えられる。

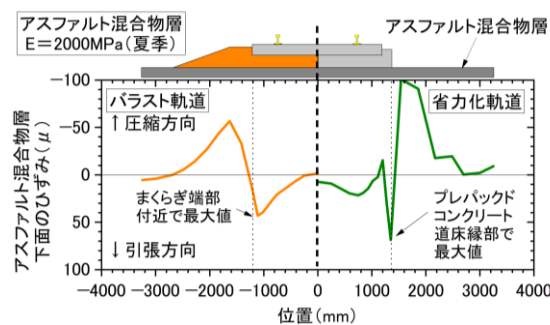


図13 解析結果

したがって、省力化軌道に更新した後の既設 As 混合物層の損傷度の判定に用いる載荷回数は、軌道構造の更新後のみを対象とし、4.1.3 項に示した通り設計耐用年数 50 年で 7446 万回とした。なお、季節毎の載荷回数は 1861.5 万回となる。

4.2.3 既設アスファルト路盤の許容載荷回数

既設 As 混合物層の許容載荷回数については、図 11(a)に示した解析モデルを用いた FEM 解析により得られた As 混合物層の下面に生じる季節毎のひずみの最大値を用いて求めた。ここでは、既設の As の許容載荷回数を算定する式がないことを踏まえ、新品 As から図 9 の関係を用いて既設 As の許容載荷回数を算定した。既設 As 混合物層に対する許容載荷回数の算出手順は、以下に示す①～④の通りである。なお、各手順の詳細については後述する。

- ① FEM 解析により、新品の As を対象とした As 混合物層の弾性係数を用いて As 混合物層の下面に生じるひずみの最大値を求める。
- ② ①のひずみの最大値と As 混合物層の弾性係数を用いて、式(2)より新品の As を対象とした As 混合物層の許容載荷回数を算出する。
- ③ ①のひずみの最大値を用いて、図 9 より既設 As 混合物の破壊回数の倍率を算出する。
- ④ ②の As 混合物層の許容載荷回数に③の倍率を乗じて、既設 As 混合物層の許容載荷回数を算出する。

手順①について、FEM 解析で用いる As 混合物層の弾性係数は、新設を対象とした四季毎の弾性係数（春季 4000MPa、夏季 2000MPa、秋季 3000MPa および冬季 7000MPa）⁶⁾を用いる。なお、アスファルト舗装の設計で用いられている As 混合物層の弾性係数は最大で 12000MPa 程度である¹⁴⁾。列車の荷重条件は列車速度 360km/h 走行を想定して、4.1.2 項に示した速度衝撃率 2.1 を静的輪重 85kN に乗じた 178.5kN/輪重とする。

既設 As 混合物層の弾性係数とひずみの関係を確認するため、図 11(a)に示した解析モデルを用いた FEM 解析を実施した。既設 As 混合物の弾性係数は、道路のアスファルト舗装上における載荷試験で生じた As 混合物層のたわみ量を基に推定した結果¹⁵⁾によると、供用 15 年以上の As 混合物ではばらつきが大きいものの、最大で 50000MPa 程度との報告がある。解析の結果、図 14 に示すように、生じるひずみが 100 μ 以下であり、新品 As の弾性係数の範囲において 7000MPa 付近でひずみが最大値を示し、弾性係数が増加するとともにひずみが減少した。これは、図 15 に示すように、As 混合物層の弾性係数が 2000MPa では、列車荷重の影響が大きい軌道直下において As 混合物層がたわみやすくなり、レール直下で引張方向に、まくらぎ端部直下で圧縮方向にひずみが生じた結果、プレパッドコンクリート道床縁部直下のひずみは As 混合物層の弾性係数が 7000MPa 時よりも小さくなったと考えられる。

手順②について、手順①で求めた四季毎のひずみの最大値（図 16）を用いて、式(2)より新設を対象とした As 混合物層の許容載荷回数を算出する。

手順③について、手順①で求めた四季毎のひずみの最大値（図 16）を基に、図 9 から求まる倍率を求める。本検討では、経年劣化を想定した As 混合物層で生じるひずみが 100 μ 以下であることを、新品の As 混合物層の弾性係数で求めた四季毎のひずみの最大値も 100 μ 以下であることを踏まえて、安全側の照査となるようにひずみの大きさに関わらず 100 μ における 55.5 倍を用いることとした。なお、既設の As 混合物層においても、新品の As 混合物と同様に、四季毎の温度による影響があると考えられるが、ここでは同じ倍率を用いることとした。

手順④について、手順②で求めた新設を対象とした As 混合物層の許容載荷回数を基に、手順③で求め

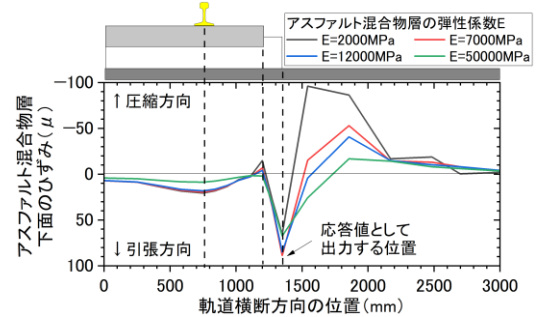
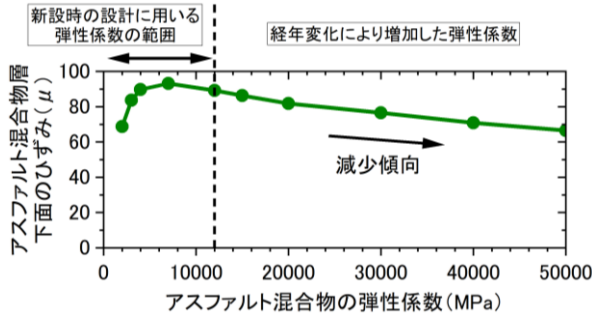


図 14 アスファルト混合物の弾性係数とひずみの関係 図 15 アスファルト混合物層下面のひずみ分布

表 3 既設のアスファルト路盤の照査結果

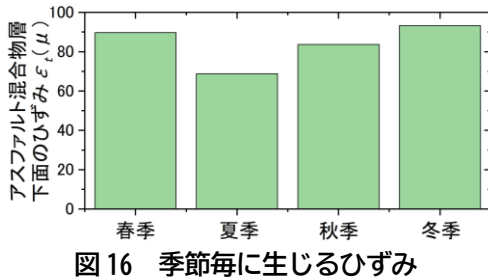


図 16 季節毎に生じるひずみ

項目	春季	夏季	秋季	冬季
新設時の設計に用いるアスファルト混合物層の弾性係数 E_f (MPa)	4000	2000	3000	7000
アスファルト混合物層下面のひずみ ϵ_t (μ)	89.7	68.8	83.6	93.2
新品アスファルトの許容載荷回数 (回)	1,642,511	7,117,744	2,646,740	897,762
経年変化したアスファルトの許容載荷回数 N_{Af} (回) (新品アスファルトの許容載荷回数 $\times 55.5$)	90,338,081	391,475,934	145,570,675	49,376,933
載荷回数 n_f (回) (17両編成 \times 4軸 \times 60本/日 \times 365日 \times 50年 \div 4)	18,615,000	18,615,000	18,615,000	18,615,000
季節毎の損傷度 m_{Af}	0.21	0.05	0.13	0.38
損傷度 M_A	0.76			

た倍率（本検討では、55.5倍）を用いて、既設As混合物層の許容載荷回数を算出する。なお、経年変化を模擬したAs混合物の曲げ疲労試験で得られる破壊回数は、新品As混合物と同様に試験温度が低いほど増加する傾向が報告されている¹⁶⁾。

表3に、弾性係数、ひずみの最大値、許容載荷回数、図9から求まる倍率の他、4.1.2項に示した載荷回数、損傷度を示す。

4.2.4 既設アスファルト路盤の性能照査結果

季節毎の損傷度 m_{Af} を合計して、全体としての損傷度 M_A を式(5)より求めた結果、表3に示したとおり、既設As混合物層の損傷度 M_A は0.76となり、1以下となった。

以上より、既設As路盤は疲労破壊に関する安全性を満足することを確認した。

5. まとめ

プレパックドコンクリートおよびAs混合物に対する曲げ疲労試験等により材料特性を検討し、既設のAs路盤上に敷設した省力化軌道に対する性能照査を行った結果を以下にまとめる。

- (1) 新幹線のバラスト間に高強度のグラウト材を注入して作製したプレパックドコンクリートに対して、曲げ疲労強度の推定において、普通コンクリート用の曲げ疲労強度の算定式を適用できることを確認した。
- (2) 既設のAs路盤の許容載荷回数の算定方法として、経年変化したAs混合物の曲げ疲労試験で得られた破壊回数に基づいて定めた倍率を、新品のAs混合物を対象とした算定式で求めた許容載荷回数に乘じる方法を提案した。
- (3) 供用してから40年経過した既設のAs路盤上に省力化軌道を敷設することを想定して、列車速度360km/hおよび設計耐用年数50年の条件で、プレパックドコンクリート道床および既設のAs路盤を照査した結果、性能を満足することを確認した。

文献

- 1) 伊藤孝記, 桃谷尚嗣, 景山隆弘, 中村貴久, 川中島寛幸: 累積損傷度理論による列車速度を考慮した新幹線盛土の塑性沈下量の評価, 土木学会論文集, Vol.79, 2023
- 2) 輪田朝亮: 新幹線新型バラストスクリーンの開発, 日本鉄道施設協会誌, No.47, 2009
- 3) 北重幸: 第二期 TC 型省力化軌道工事の取組み, 新線路, Vol.57, No.7, pp.8-11, 鉄道現業社, 2003
- 4) 高橋成汰, 伊藤孝記: 実物大載荷試験による新幹線用既設線省力化軌道の変形特性の評価, 第 2 回交通地盤工学に関する国内シンポジウム, 2022.11
- 5) 高橋貴蔵, 桃谷尚嗣, 伊藤孝記, 長沼光, 及川祐也, 鈴木実, 鈴木浩明: 寒冷地に対応した既設新幹線バラストレス軌道の開発, 鉄道総研報告, Vol.28, No.6, pp.11-16, 2014
- 6) 国土交通省鉄道局監修, 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, 丸善出版, 2007
- 7) 伊藤孝記, 桃谷尚嗣, 景山隆弘: 既設線省力化軌道用路盤改良の設計法, 鉄道総研報告, Vol.36, No.3, pp.35-40, 2022
- 8) 国土交通省鉄道局監修, 鉄道総合技術研究所編: 鉄道構造物等設計標準・同解説 コンクリート構造物, 丸善出版, 2004
- 9) 青木秀樹: アスファルトの組成分析, アスファルト, 第 41 巻, 第 199 号, 1999
- 10) 丸山記美雄, 岳本秀人, 笠原篤: 配合の異なる混合物の疲労破壊特性に関する検討, 土木学会舗装工学論文集, 第 9 巻, pp.141-148, 2004
- 11) 交通履歴のないアスファルト舗装の経年的な支持変化に関する研究: 神谷和明, 東滋夫, 金井利浩, 土木学会舗装工学論文集, 第 4 巻, pp.53-60, 1999
- 12) 国土交通省鉄道局監修, 鉄道総合技術研究所編: 鉄道構造物等設計標準・同解説 軌道構造, 丸善出版, 2012
- 13) 国土交通省鉄道局監修, 鉄道総合技術研究所編: 鉄道構造物等設計標準・同解説 コンクリート構造物 (SI 単位版), 丸善出版, 1999
- 14) 日本道路協会: 舗装設計法便覧, 2006
- 15) 安倍隆二, 田高淳, 久保裕一: 北海道の一般国道におけるアスファルト舗装各層の弾性係数に関する検討, 土木学会舗装工学論文集, 第 13 巻, pp.163-170, 2008
- 16) 前原弘宣, 高橋修, 芥川直人: 経年変化によるアスファルトの性状変化とアスファルト混合物の疲労特性に関する研究, 土木学会舗装工学論文集, 第 12 巻, pp.73-81, 2007