

鉄道総研報告

第38巻 第1号

2024年1月

論文

- 車両** 音源可視化手法による台車付近の騒音解明
..... 笹倉実 (1)
- 車両** 鉄道車両からの落雪現象を模擬した落雪実験とモデルの作成
..... 鎌田慈, 辻滉樹, 高橋大介 (9)
- 施設** 高繰返し領域を考慮した異形鉄筋 SD685 の疲労強度算定式
..... 中田裕喜, 岡本大, 渡辺健, 田所敏弥 (17)
- 施設** 在来線におけるつき固めとレール削正の組み合わせ保守効果の検証と計画システムへの適用
..... 昆野修平, 松本麻美, 森健矢 (21)

調査報告

- 施設** コンクリートの強度発現を考慮したクリープひずみの算定式および設計用値
..... 渡辺健, 中村麻美 (27)



音源可視化手法による台車付近の騒音解明

笹倉 実*

Elucidation of Noise Near the Bogie using Sound Source Visualization Method

Minoru SASAKURA

There are many sources of noise generated from equipment such as gear devices for a railway vehicle installed in the narrow space of a bogie frame under the floor of a vehicle. Therefore, it is difficult to separate sound sources onboard a vehicle with a sound level meter, and up to now there is no method for separating sound sources. As a method to solve this problem, we are working on applying a sound source visualization method to noise measurement of railway drive device. As the sound visualization method, the 4-channel beamforming method (BF method) and the envelope intensity method (EI method) are used as appropriate, and the test results are compared. This paper reports the results of noise measurement using a sound source visualization method in a bench test of a drive device, and the results of a study on improving accuracy. We confirmed that the beamforming method has excellent imaging stability for transient sounds, and that image processing using multiple small microphone arrays improves the imaging accuracy of the BF method.

キーワード：駆動装置，台車，騒音解析，音源可視化，ビームフォーミング法

1. はじめに

電動車駆動装置の騒音源は、主電動機及び歯車装置等であり、台車内の狭い空間に複数の音源が存在する。普通騒音計による従来の騒音測定では、個別の音源分離が難しいこともあるため、正確な騒音発生位置を把握しにくく、低騒音対策や故障対策を困難にしている面がある。

近年は多数のマイクロホンや小型カメラを用いて、騒音源の位置や強さ及び、音響エネルギーの流れを視覚化する各種可視化技術が進んでいる。これら技術の特長は、無響室などの特別な測定環境を必要とせず、車両工場や屋外などで精度の高い騒音源の特定が可能になることである。分析に時間をかけることなく、その位置を視覚により直接認識・特定できるため、装置不具合の判断や、開発品の騒音低減効果の確認を迅速に行うことが可能となる。

本研究では、台車装置付近の近接測定に適し、従来の音源可視化装置より小型で計測が可能な4ch型ビームフォーミングによる手法（以下BF法）を中心に駆動装置の音源解明と手法の有効性についてまとめた。

2. 駆動装置の騒音環境

電動車駆動装置は、車両床下の台車枠に取付けられているが、周囲1~2m程度の限られた空間内に主電動機、

継手及び歯車装置が存在し（図1）、各装置から騒音が同時発生する。また駆動装置からの騒音のほかに車輪及びレールの凹凸が起振源となる転動騒音も同時に存在する。車両走行時の床下騒音周波数は高く、その帯域も概ね300Hz~4kHz程度と広い（図2）。特に1kHz付近では、転動騒音の主たる周波数帯域と重なる場合が多く、正確な音源位置の把握を困難にしている。これらの状況により騒音測定の技術面から現象が捉えにくく、詳細な解明が困難な状況がこれまでに見られた。駆動装置の騒音低減対策には、それぞれ個別の発生源の把握と要因評価が不可欠であり、音源分離が可能な解析技術の確立が必要である。

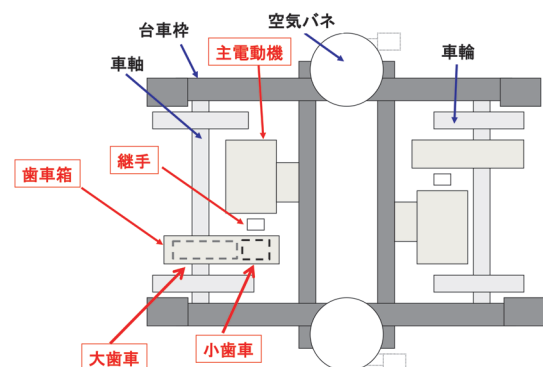


図1 電動車の駆動装置

* 車両技術研究部 駆動システム研究室

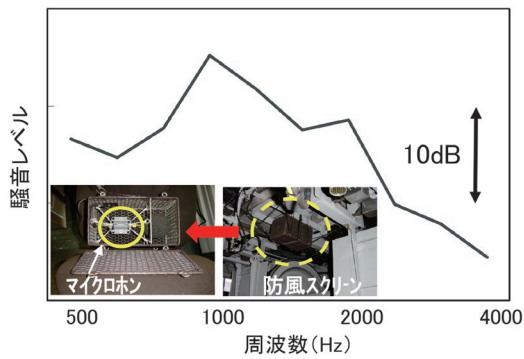


図2 走行時の床下騒音周波数帯

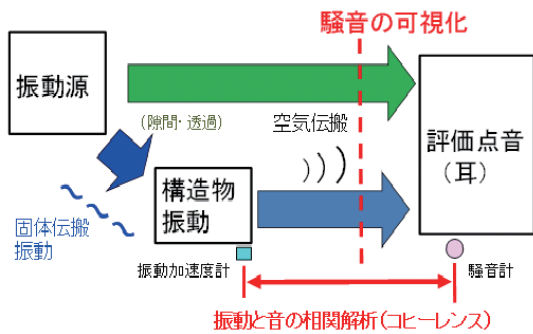


図3 振動及び騒音の経路と可視化手法の関係

3. 音源可視化手法と測定原理

駆動装置より発生する騒音は、歯車かみ合いなどが起振源となる場合があるが、振動発生源と騒音発生部が必ずしも一致するわけではなく、固体伝搬振動により起振源から離れた部位より発生する場合があります、現象の解明が困難な場合があります。本研究では、BF法を中心とする音源可視化手法の適用性を調べるとともに、振動加速度計と騒音計を用いた相関解析もあわせて実施した(図3)。

音源可視化手法の比較を表1に示す。BF法は、各マイクロホンの位置の違いによる入射波の到達時間の差を利用して指向性を持たせることにより(遅延時間推定法)、音源の空間分布を探索する原理を用いている(図4)。これにより特定方向の音源把握が可能となる。BF法の有効周波数範囲は比較的広く、500Hz~8kHz程度である。これは、図2に示す駆動装置の騒音周波数帯をほぼ含んでおり、BF法の適用性は高いと考えられる。

一方、エンベロープインテンシティ法(EI法)はBF法と共通の小型マイクアレイを用いるが、音源中心の表現方法は、BF法のような2次元マップでなく、一定時間内の点の移動軌跡で表現される。BF法の時間分解能がmsecオーダーであるのに対し、EI法の時間分解能はμsecオーダーであり、急激に大きさや発生位置が変化するような過渡的な音でも視覚化することが可能であると言われている。EI法は音響信号(時間波形)の包絡

表1 音源可視化手法の比較

測定手法	センサー	処理原理	音源表示	長所	短所
ビームフォーミング法(BF法)	マイクロホン(少数)	遅延時間推定	2次元マップ	広帯域 過渡音〇 (時間分解能msec)	低周波域の精度低下 ゴースト(虚像)
エンベロープインテンシティ法(EI法)	マイクロホン(少数)	ヒルベルト変換	一定時間内の点群軌跡	過渡音◎ (時間分解能μsec)	表示時間短い
従来法(多点音圧マップ)	マイクロホン(多数)	モード分離	2次元マップ(音響モード)	低周波域 複数音源分離	仮設作業に時間 多数MICを必要とする

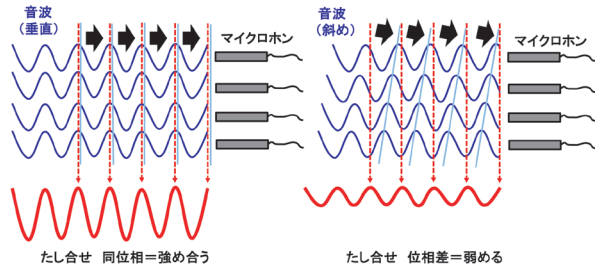


図4 BF法の基本原理(遅延時間推定法)

線(エンベロープ)から、ヒルベルト変換による複素時間信号に置き換えることにより、瞬時振幅と瞬時位相を算出する手法である。

従来BF法のデータ処理は、図5のAに相当する。多数のマイクロホンを等間隔で格子型に配列する方法や、円状に不規則な間隔で配列する方法などがあるが、求められる空間分解能や対象とする周波数帯域によっては、多数のマイクロホンが必要となり、構成するマイクロホンアレイの規模も大きくなる。本研究では、図5のAに加え、Bに示す最小分散法(Minimum Variance, MV法, Capon法とも呼ばれる)を採用することにより、少数のマイクロホンで雑音を抑制することが可能となり、システムの小型化を図っている¹⁾。図6に示す4本のマイクロホンを正四面体構造に配列し、その中央部にカメラを取り付けて全体を小型化したマイクアレイ(以下、小型マイクアレイと記す。)とよばれる装置を用いる方式としている。カメラの視覚画像と音源の位置座標を重ね合わせることにより、2次元的なコンタ図での音源の位置を可視的に示す。従来のBF法の入射波は平面波を前提としており、音源とマイクロホンは十分に離れている(波長の数倍が目安)必要があったが、本研究では、球面波を前提としたデータ処理(球面補正)を行っており、近傍からの測定にも対応可能と考えられる。

4. 駆動装置回転試験装置による音源可視化²⁾

本章では、駆動装置回転試験装置の概要、BF法等の測定方法及び、相関解析について述べる。

回転試験装置は、高速回転(在来線用歯車の場合、130km/h程度)が可能であり、駆動用主電動機(かご形

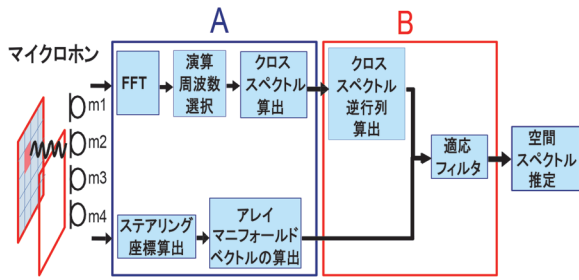


図5 BF法のデータ処理

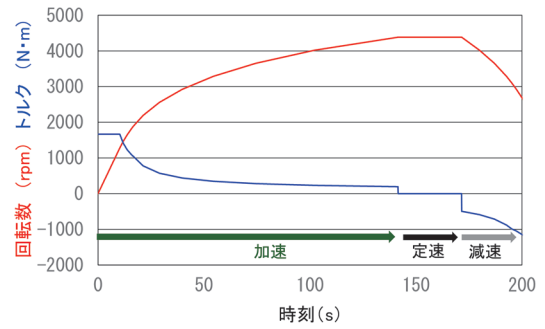


図7 駆動装置回転試験装置の運転条件

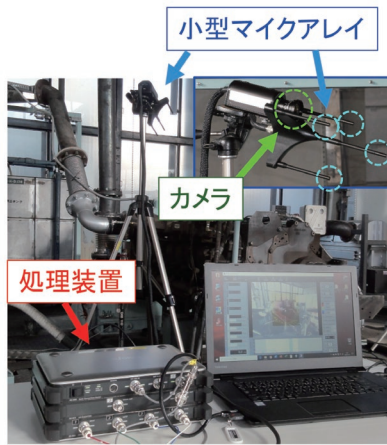


図6 BF小型マイクアレイ測定装置

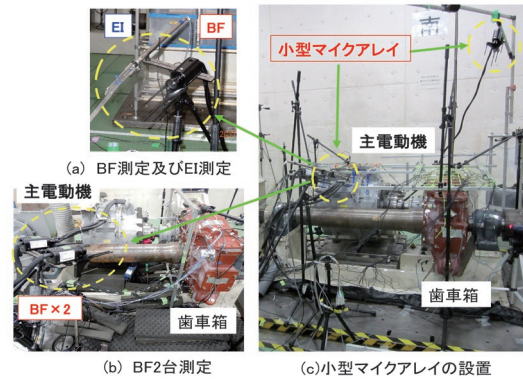


図8 小型マイクアレイの設置状況

三相誘導電動機) からWN継手を介して小歯車側に駆動トルクを伝達する方式であり、実車駆動装置同様の構成で試験が可能である。なお、車軸両側に圧入されている車輪は取外している。また、車軸は、負荷用主電動機にリンクされており、これにより、駆動トルクと逆方向の負荷トルクを与えて歯車のかみ合い状態を再現している。

回転条件は、図7に示す加速、定速及び減速のパターンとした。供試歯車は、在来線型であり、歯車比5.65(96/17)、モジュール6、圧力角 26° 及び、ねじれ角 23° である。

図8に小型マイクアレイの設置状況を、図9に小型マイクアレイの測定範囲を示す。測定位置は、歯車箱側面及び主電動機側面を測定対象とした位置1と、歯車箱上面及び主電動機上面を測定対象とした位置2とした。なお、位置1は、床面からの高さが約1m、測定対象との距離が約0.9mであり、実車走行試験で床下装着を前提としても搭載可能な位置を模擬している。カメラの広角性を生かし、歯車装置と主電動機を同時に処理範囲内に収めることが可能な位置となっている。また、本試験ではBF法による音源可視化測定と、加速度計等による相関解析を併せて実施した。また位置1においては、速度変化による過渡的な音源移動に対し、EI法との比較を行った。また、複数の小型マイクアレイによるBF法の測定も行った。

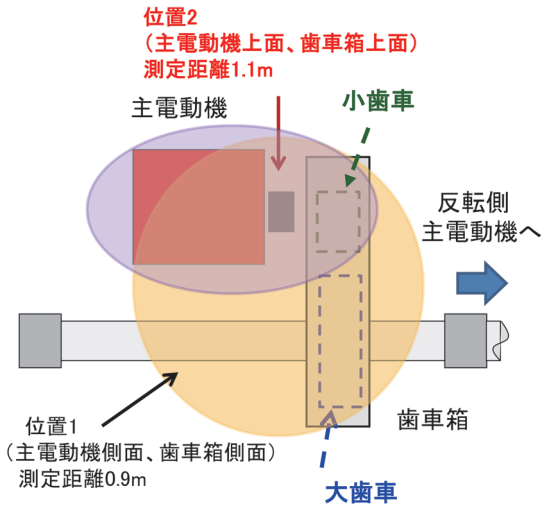


図9 小型マイクアレイの測定範囲

4.1 駆動装置の相関解析

駆動装置の表面に発生する振動が騒音源となる場合がある。振動源と推定される位置に振動加速度計を貼り付け、近傍騒音と相関解析(コヒーレンス算出)を行った。相関解析により、当該部位からの振動放射の可能性が高い周波数帯を特定し、BF法での解析周波数帯を絞込むことにより、対象となる騒音現象の結像精度の向上と計算負荷を減少させることが可能となる。主電動機は、筐体径方向の振動が騒音放射源となることを想定し、中心部に

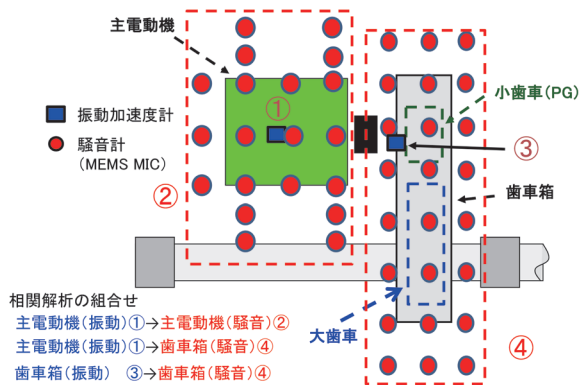


図 10 駆動装置の相関解析 (歯車箱及び主電動機)

振動加速度計を貼付した。鉄道用歯車は、はすば歯車が多く、接触分力から、かみ合いによるスラスト方向の振動が大きくなる傾向を持つ³⁾。このため小歯車近傍の歯車箱左右方向に振動加速度計を貼付した。近傍騒音測定は、超小型マイクロホン (小野測器製 MB-2200M10 以下、MEMS MIC と記す) を用い、歯車箱近傍 (24 点) 及び主電動機近傍 (20 点) に配置した。図 10 に相関解析に用いた振動加速度計及び MEMS MIC の配置を示す。また、解析の組合せを図中①～④に示す。なお④は、6 章で述べる従来法のマイクロホン配置と共通としている。

4.2 複数の小型マイクアレイによる BF 法結像精度向上

従来の BF 法測定では、小型マイクアレイを固定位置に 1 台のみ設置するが、位置によっては、過渡的な音源移動や、周囲音響反射の影響により、音源中心となる結像が安定しないことがある。本試験の測定対象は、狭い空間内に多数の音源をもち、試験場内も残響性が高い環境である。この測定環境での改良法として、同一測定方向に対し、設置位置が異なる複数 (2 台) の小型マイクアレイを使用して、処理画像を合成することで、結像精度向上を行った。2 台の小型マイクアレイは水平方向に 200mm 間隔とした。データ処理は、次の流れで行った (図 11)。

最小分散法を用いて、マイクアレイ毎の結像計算を行う。結像安定性を図るため、移動平均処理を行う。移動平均処理後の音源中心座標に対し、一定時間 (ここでは 10 秒間) の出現回数を求めた。2 台の小型マイクアレイ視差補正後の音源中心座標を重ね合わせ、一定回数一致した座標を音源中心と判定し、一致しなかった座標 (1 台のみ音源中心とされた) を本来の音源ではないノイズ成分とみなして結果から除く処理とした。なお、今回の計算では一致回数を 1 回と設定した。

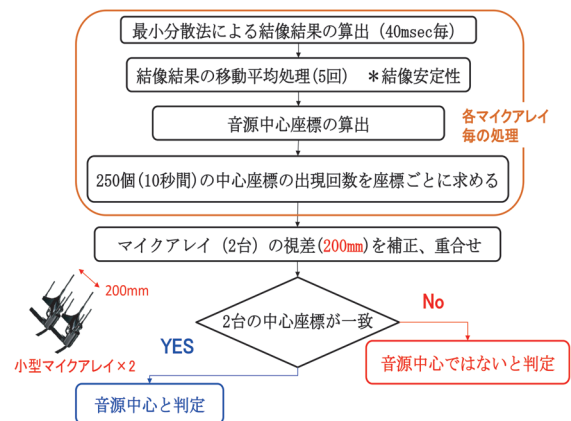


図 11 マイクロホンアレイの結像結果処理

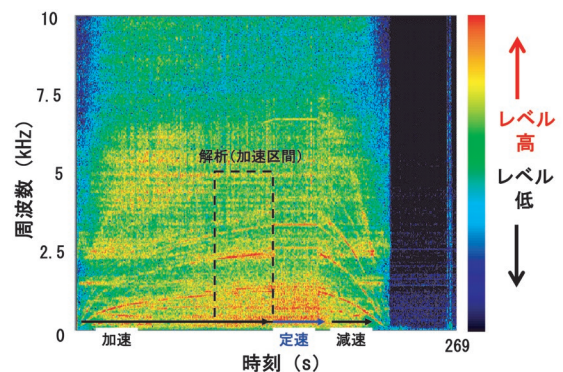


図 12 駆動装置騒音のスペクトログラム

5. 音源可視化解析結果²⁾

本章では、BF 法を中心に、駆動装置の音源分離、過渡音比較、結像安定性に関する解析結果について述べる。

5.1 駆動装置の振動と騒音の相関性

図 7 に示す運転条件では、高速域 (速度換算約 120km/h) に達する直前のトルク負荷状態 (加速区間) で騒音が顕著となる。小型マイクアレイによる駆動装置騒音のスペクトログラムを図 12 に示す。当該区間での相関解析結果を図 13 に示す。主電動機騒音は、図 10 ② に示す MEMS MIC 20 点の音圧平均、歯車箱騒音は、図 10 ④ に示す MEMS MIC 24 点の音圧平均としている。主電動機振動と主電動機近傍騒音は、周波数約 2500~3300Hz の高周波域で相関性が高くなる。これより相関レベルは低いものの、同じ周波数域で歯車近傍騒音との相関性も高くなる。この周波数帯での主電動機振動は、主電動機騒音のほか、歯車箱騒音にも影響が大きいことがわかる。一方、歯車振動と歯車近傍騒音の相関性が高い周波数域は 300Hz~2400Hz と、周波数帯域は低くなる。この周波数帯には歯車箱の複数の共振周波数や、かみ合い周波数成分が含まれていると考えられる。

5.2 駆動装置の音源中心

図14 (a) 及び図14 (b) は、主電動機筐体振動と騒音の相関性が高い3150Hz付近におけるBF解析により得られた主電動機筐体中央部付近の音源中心である。この部位は電磁鋼板部であり、励磁により筐体径方向の振動を励起して磁歪音となっている状況であると考えられる。

3150Hz付近の主電動機振動は、歯車箱騒音とも相関性が高い結果を示している。図15 (a) に示すように、歯車装置との結合部付近 (PG 付近) にも音源中心が見られる結果を示した。主電動機より発生した当該周波数成分の振動がWN継手を介し、歯車装置で音響放射している状況が推定できる。図15 (b) は、歯車振動と歯車箱騒音との相関性が高い周波数域 (1100Hz) におけるBF解析により得られた歯車装置付近の音源中心である。この周波数域は、歯車のかみ合い1次周波数に相当する。はすば歯車のスラスト力により大歯車軸受まわりが音源中心となることがわかる。

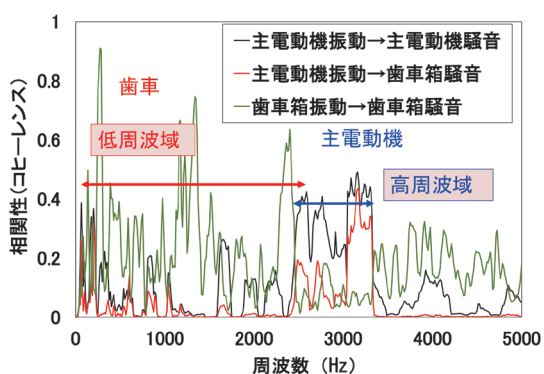
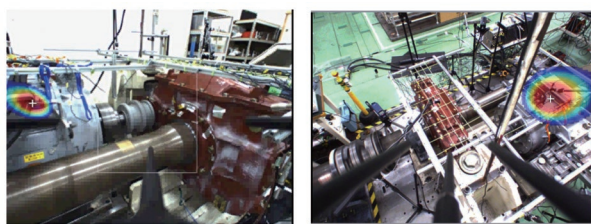


図13 主電動機及び歯車箱の振動及び近傍騒音の相関性



(a) 上面方向より (位置1) (b) 側面方向より (位置2)

図14 主電動機音源中心 (3150Hz 付近)



(a) 3150Hz 付近

(b) 1100Hz 付近

図15 歯車箱音源中心

5.3 過渡音に対する手法比較

力行から定速に移る場合、歯車系 (小歯車、大歯車及びWN継手歯車) かみ合い状態の変化や、回転慣性等の影響により、駆動装置の振動状態が変化することによる過渡音の発生が考えられる。図16中の枠で示す部分は、その領域であるが、歯車箱付近の主たる騒音である歯車かみ合い1次周波数は1200Hzから1300Hz付近となる。この枠内でのBF法による解析結果を図17 (a) に示す。力行時には、歯車スラスト力による大歯車軸受周りの音源中心がみられる (図17 (a) ①) が、定速に移行する付近で、音源中心がWN継手またはPG軸付近に移る (図17 (a) ②)。この時点では、WN継手のバックラッシュ等による振動状態の変化により、音源中心の移動があると推定される。その後 (図17 (a) ③) は、再び大歯車軸受回り又は、歯車箱後位に移動する状況がわかる。同様に、EI法による解析結果を図17 (b) ①～図17 (b) ③に示す。約200μsec毎の音源中心の移動軌跡を示しており、矢印で示した赤丸部分は、ある瞬間において高い音圧を示している箇所である。BF法のような安定的な音源移動はなく、音源範囲のバラツキが拡大する。特にWN継手付近に移動すると考えられる図17 (b) ②は、不安定な結像状況である。駆動装置のほか回転装置からの外部騒音を含め、干渉及び床面反射等の影響もある。このため、時間分解能の高いEI法は、外乱影響を受けやすくなり、結像安定性が悪くなることが考えられる。本測定環境での過渡的な騒音評価には、BF法の方がむしろ良好な結果を示すことがわかる。

5.4 複数小型マイクアレイによる結像精度の向上

図18 (a) は、最高速度 (約120km/h) に至る力行状態において、小型マイクアレイ (左) における約10秒間の速度変化に伴う音源中心の移動軌跡であり、これを白色の+で示す。図18 (b) は、同様に、小型マイクアレイ (右) での結果である。解析周波数帯は当該速度域の歯車かみ合い1次周波数相当 (1000～1100Hz) としている。いずれも歯車箱の後部付近が音源中心となる結果を示しているが、両者の結像範囲は開きがある。各図中■で示す結像の位置は、2台のカメラの結像が重なる部分であるが、これ以外の結像が重ならない位置 (歯車箱上部及び、車軸部) は本来の音源中心でなく、床面からの反射影響など、ノイズ成分的なものと考えられる。これらの像を除外することにより、より精度の高い音源中心を判定することが可能となった。

6. 音源可視化手法の有効性検証²⁾

BF法の音源中心と、従来法 (多点マイクロホンによる音響モード法 図19) の音源中心の結像性を確認するこ

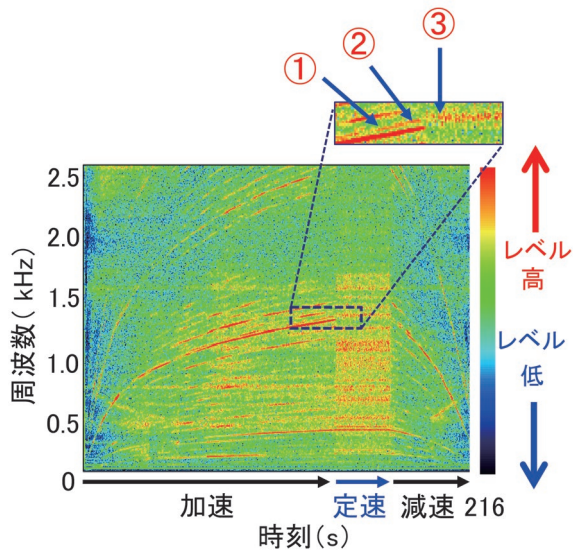


図 16 駆動騒音のスペクトログラムと解析区間

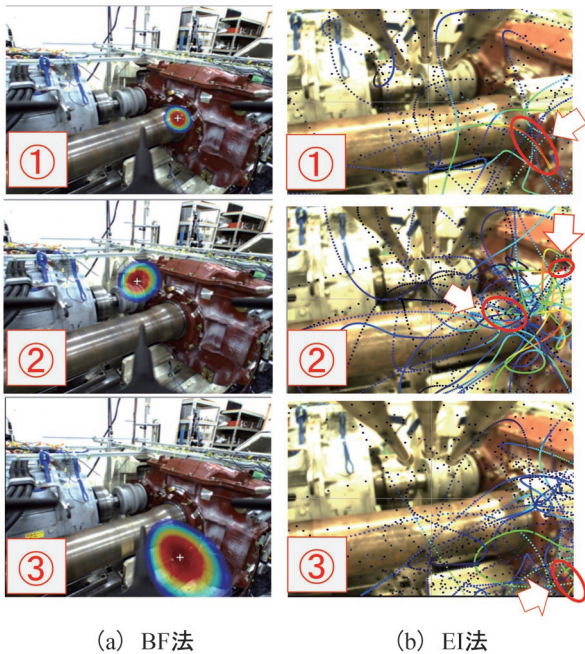
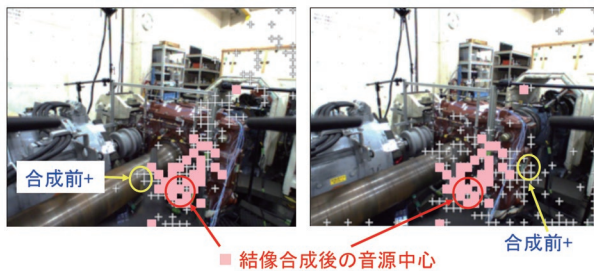


図 17 加速から定速に移行する過渡的な音源中心移動



(a) 小型マイクアレイ (左) (b) 小型マイクアレイ (右)

図 18 BF 法による解析結果

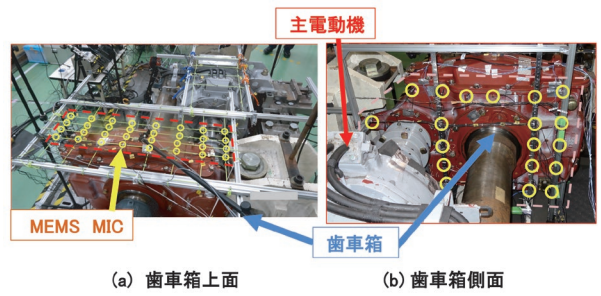


図 19 従来法による音源可視化(駆動装置回転試験装置)

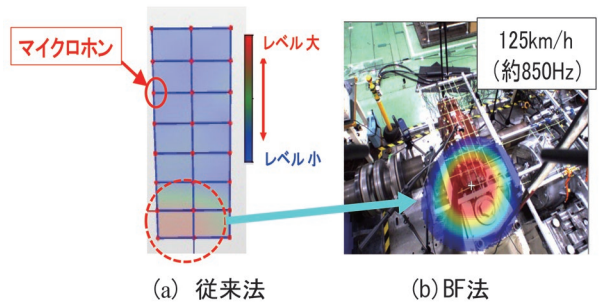


図 20 音源可視化手法の音源中心 (歯車箱上面)

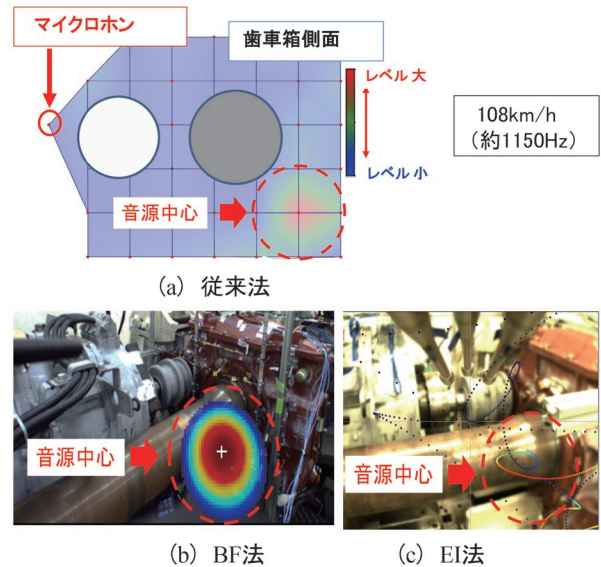
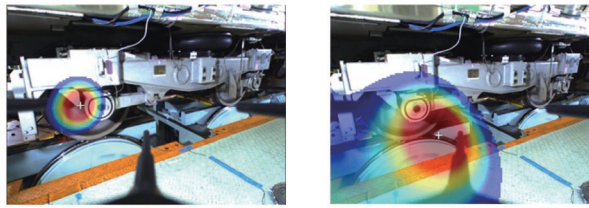


図 21 音源可視化手法の音源中心 (歯車箱側面)

とにより、手法の有効性を確認した。BF 法の特長上、低周波数域 (約 500Hz 以下) で結像が得られないが、標準的な力行及び定速運転条件では、応答性は良好で、結像位置 (音源中心) は、両者でほぼ一致した結果を得た。EI 法についても同様に一致した結像が得られた (図 20 及び図 21)。

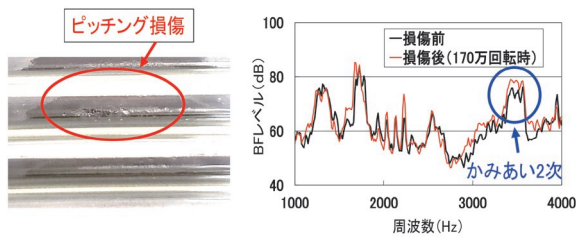
7. 音源可視化手法のその他適用例

音源可視化手法は駆動装置以外にも多方面に応用が可能であり、その適用例について述べる。



(a) 車輪側音源 (750Hz) (b) 軌条輪側音源 (1100Hz)

図 22 BF 法による転動騒音の音源分離
(速度 115km/h)



(a) 歯車の損傷状況 (b) 音のスペクトル変化

図 23 高面圧回転試験による縮尺歯車のピッチング損傷との音のスペクトル変化

7.1 転動騒音に対する適用例

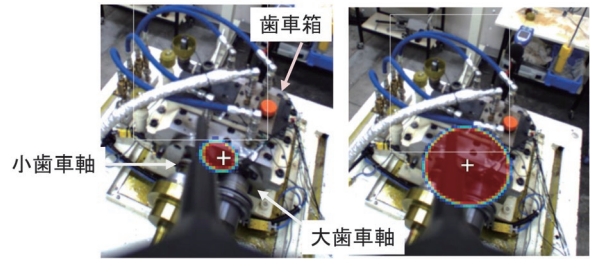
車両試験台試験上での高速走行 (約 115km/h) では、750Hz 及び 1100Hz にレベルの高い周波数成分が見られる。転動騒音の発生位置に違いが見られ、750Hz の音源中心は車輪側 (図 22 (a))、1100Hz の音源中心は、軌条輪側 (レール側) (図 22 (b)) であることを示した。

7.2 歯車損傷に対する適用例

音源可視化は騒音発生位置の特定のほか、結像状態の変化により、騒音発生源の状態監視にも応用できると考えられる。歯車装置を模擬した 1/3 縮尺歯車による耐久試験では、歯面の面圧条件が高い場合 (2.25GPa)、累積回転数が約 170 万回でピッチングとみられる損傷が歯車かみ合い部に発生し始める (図 23 (b))。音のスペクトルは、損傷前の状態と比較して、かみ合い 2 次周波数付近 (約 3500Hz) を中心とする高周波数域 (3000Hz 以上) の変化がわずかに見られるが (図 23 (b))、聴感による異音が感じられる程度ではない。BF 法による状態監視を行った場合は、歯車損傷の発生後は、かみ合い 2 次周波数の音源中心は、大歯車軸及び小歯車軸間の軸受中央部付近にあり、この付近の結像レベルが大幅に拡大することにより損傷発生から早い段階で検出が可能であることを示している (図 24)。

8. まとめ

鉄道用駆動装置の台上試験において BF 法を中心とし



(a) 損傷前 (b) 損傷後

図 24 縮尺歯車のピッチング損傷と BF 結像の拡大
(2000rpm, 約 3500Hz)

た音源可視化手法の適用と騒音発生位置の評価を行った。本研究により、以下の結果を得た。

- (1) 駆動装置回転試験で振動と騒音の相関解析を併用しつつ、主電動機中心の高周波数域 (約 3150Hz) 音源と、歯車装置中心の低周波数域 (約 1100Hz) 音源を分離した。前者の音源は主電動機筐体中央部付近、後者の音源は大歯車軸受付近にみられることがわかった。
- (2) 運転状態変化時の過渡音解析では、外乱影響等の少ないビームフォーミング法 (BF 法) の方が、エンベロープインテンシティ法 (EI 法) より結像安定性に優れることがわかった。
- (3) 複数の小型マイクアレイによる画像処理により BF 法の結像精度を向上した。
- (4) 従来法 (多点マイクホロンによる音響モード法) との結像比較により BF 法及び EI 法の有効性を確認した。

謝 辞

本研究の実施にあたり、呉工業高等専門学校、三菱電機株式会社及び、青梅鑄造株式会社には多大なご協力をいただいた。この場を借りて厚くお礼申し上げる。

文 献

- 1) 伊藤幹也, 瀬戸真智子, 石田康二: 4ch ビームフォーミングによる音源可視化装置の開発, 自動車技術会自動車技術, Vol.71, No.7, 「振動騒音をデザインする」, pp.62-66, 2017
- 2) 笹倉実, 竹下真, 小曾戸卓美, 三神圭司, 前田晋作: 鉄道用駆動装置の台上試験環境における音源可視化技術の適用性, D&D2023 講演論文集, 日本機械学会, 2023
- 3) 笹倉実, 鈴木史比古, 長恵美子, 嶋村和則: 鉄道車両の歯車かみ合い振動の発生と振動・騒音解析, D&D2015 講演論文集, 日本機械学会, 2015

鉄道車両からの落雪現象を模擬した落雪実験とモデルの作成

鎌田 慈* 辻 滉樹* 高橋 大介*

Snow Falling Experiments and Modeling to Simulate Phenomena of Snow Falling from Railway Vehicle

Yasushi KAMATA Hiroki TSUJI Daisuke TAKAHASHI

In order to elucidate the mechanism of snow-falling from railway vehicles in winter, a mathematical model was studied to estimate the time taken for snow to fall in a warm tunnel. In addition, to validate the model which is based on the heat balance to the accreted snow plate, snow-falling experiments were carried out in a low-temperature room, and the onset time of snow-falling was compared between the model and the experiments. The result showed that it was possible to estimate the onset time when snow-falling begins, by setting the appropriate influence range on snowmelt at the interface between the plate and the accreted snow in the model.

キーワード：落雪，着雪，供給熱量，落雪実験，車両落雪モデル，着雪量推定手法

1. はじめに

冬季に積雪寒冷地帯を走行する鉄道車両には、軌道上の雪が舞い上げられて車両台車部等に雪が付着することがある。成長した着雪が様々な原因により、走行中に落下することで、バラストの飛散や地上設備の破損、分岐器不転換などを引き起こすことがあり、冬季における輸送障害の一因となっている¹⁾。対策として、着雪量を減らすために、軌道への散水による軌道内積雪の濡れ雪化²⁾やボディマウント構造をはじめとする車体形状の平滑化³⁾、駅での雪落とし作業⁴⁾などが実施されている。しかしながら、依然として車両着落雪が原因となる障害は発生しており、鉄道総研では、対策を効果的かつ効率的に実施するための研究開発を進めている。その一つが、雪落とし作業を効率的に実施するための車両着雪量を推定する手法の開発である。

車両着雪量については、これまでも研究^{5) 6) 7)}を進めてきたが、車両からの落雪現象は、発生タイミングや車体における発生位置ともに多様であるため、現象そのものの発生を直接捉えることが容易ではなく、発生メカニズムの解明は進んでいない。トンネル等の温暖な環境での落雪や融雪が発生し、着雪量が減少することも考えられるため、着雪量の推定精度を向上するためには、この現象の発生メカニズムの解明が必要である。

筆者らは車両落雪現象の発生メカニズムを解明するために、実験的手法による研究を行っている。本論文では、車両落雪現象について簡易なモデル化を行い、落雪の発生時間を推定するモデルを構築し、落雪実験と比較した結果について報告する。

2. 車両落雪現象のモデル化

A 駅～B 駅を積雪寒冷地帯、B 駅～C 駅を無雪地帯と仮定した場合における、冬季の列車走行時の気温と着雪量の変化を模式的に図 1 に示す。積雪寒冷地帯のトンネルでは、冬季において内部の温度は外気温より高く、坑口からある程度の距離を越えると概ね一定の正の気温を示すことが報告されている⁸⁾。このため、トンネル内では車体が温められることにより、落雪が生じやすくなると考えられる (図 2)。

本論文では、トンネル内での車両落雪現象は、気温の上昇による着雪の付着面での融解が原因で発生すると考える。また、新幹線車両台車部の着雪はフサギ板が多いと報告されており⁹⁾、フサギ板は鉛直なため着雪も落下

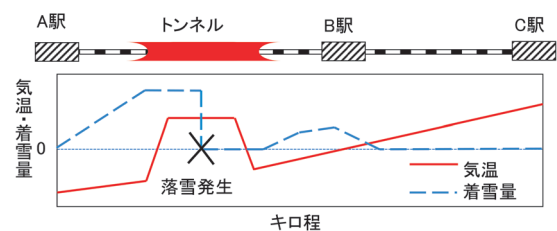


図 1 冬季の列車走行時の着雪量の変化 (模式図)

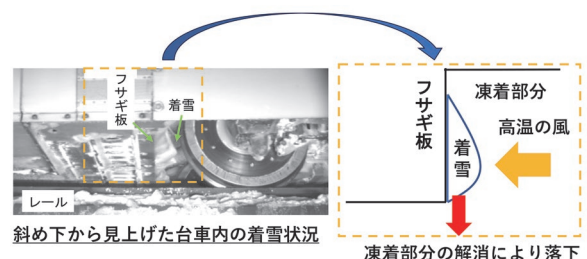


図 2 着雪状況と落雪発生状況の模式図

* 防災技術研究部 気象防災研究室

しやすいと考えられることから、フサギ板への着雪を対象とする。

この他に落雪に関する簡易モデルを検討するにあたって、以下のような仮定を置くこととする。

- (1) 着雪の物性は一定とし、着雪表面からの昇華や融解は無いものとする。
- (2) 一般に着雪は雪粒子と他の物質、また雪粒子同士が様々な力で付着することで発生する¹⁰⁾が、ここでは、着雪の付着は凍着のみによって生じると考える。
- (3) 車両からの落雪現象は、トンネル坑口での車両の突入に伴う圧力の変動や分岐器付近での通過に伴う振動などによって、発生している可能性は十分に考えられる^{11) 12) 13)}が、今回はその影響を考慮しないこととし、走行時にフサギ板へ与えられる熱量によって発生するものとする。

3. 車両落雪モデル

車両落雪モデルは、車両がトンネル等に入庫した際に、落雪するまでの時間を推定するためのモデルである。落雪までの時間とトンネル通過時間を比較することで、トンネル内で落雪するか否かを判定することが可能となる。車両落雪モデルの考え方の模式図を図3に示す。まず、着雪と車両端部フサギ板が凍着している状態へ気温、風速、付着雪面積に依存する熱が与えられる(=供給熱量の増加)。供給熱量が増加することで、着雪の温度が上昇し、フサギ板と着雪の界面が融解(=凍着が解消)して付着力は低下する。一方、着雪表面からの融解や昇華蒸発は発生しないと仮定しているため、重力の値は変化しない。融解が進むと付着力は減少していくため、付着力が重力を下回る時刻(t_{slip})で落下すると考える。

本モデルは、凍着の解消過程を計算する部分と付着力と重力の関係を計算する部分に分けて考える。ここでは前者について、凍着の解消は供給熱量の増加による凍着部分の融解によって生じるということから、融解熱量モデルと呼び、後者については力のバランスで落下することから、落下モデルと呼ぶこととする。

3.1 融解熱量モデル

融解熱量モデルでは、凍着部分の解消過程を計算する。凍着の解消には、凍着部分の温度上昇と融解のために熱量が必要である。融解過程を計算するにあたり、車両端部フサギ板と着雪に与えられる熱量(=供給熱量： Q_s)と凍着部分の解消に用いられる熱量(=解消熱量： Q_m)との関係を考える。ここで、雪(密度に依存するが概ね $10^{-1} \sim 10^0 \text{ W/mK}$)¹⁴⁾と車両端部フサギ板(一般的な材質では 10^1 W/mK)との熱伝導率の違いから、着雪自体の

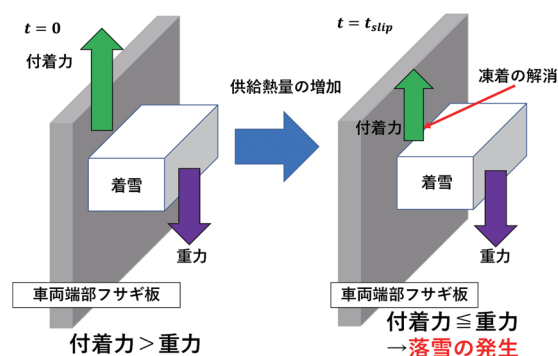


図3 車両落雪モデルの考え方

温度上昇は小さいと考えられるため、供給熱量はすべて凍着部分の解消に用いられると仮定する(式(1))。

$$Q_s = Q_m \quad (1)$$

供給熱量は単位時間当たりの供給熱(q)と時間(t)の積である。上述の熱伝導率の違いから、凍着部分の解消に用いられる供給熱は、車両端部フサギ板の着雪が存在しない領域から走行風によって与えられるとする。伝熱工学では風が介在するときの熱伝達は対流熱伝達と言われる。車両端部フサギ板に供給される単位時間あたりの供給熱は、以下の式で記述することができる。

$$q = h \Delta S \Delta T_b \quad (2)$$

ここで h は熱伝達率、 ΔS は車両端部フサギ板の着雪が存在しない面積、 ΔT_b は車両端部フサギ板の落雪発生前後における温度差である。熱伝達率に関しては、ヌセルト数(Nu)を用いて、以下の式で記述することができる。

$$h = \frac{\kappa_a Nu}{L_b} \quad (3)$$

κ_a は空気の熱伝導率、 L_b は風に直交する物体の代表長さであり、例えば車両端部フサギ板の鉛直方向の長さである。

式(2)と式(3)より、供給熱量は以下の式(4)で記述することができる。

$$Q_s = qt = \frac{\kappa_a Nu}{L_b} \Delta S \Delta T_b t \quad (4)$$

ヌセルト数に関しては、風速により異なる表記の式を用いた¹⁵⁾。風速 0 m/s のとき、

$$Nu = 0.59(Gr \cdot Pr)^{\frac{1}{4}} \quad (5)$$

それ以外のとき、

$$Nu = 0.664 \cdot Re^{\frac{1}{2}} \cdot Pr^{\frac{1}{3}} \quad (6)$$

ここで Gr はグラスホフ数と呼ばれる無次元数で、重力加速度を g 、空気の体膨張係数を β 、車両端部フサギ板の初期温度を $T_{b,i}$ 、気温を T_a 、空気の動粘性係数を ν としたときに、以下の式で記述される。

$$Gr = \frac{L_b^3 g \beta (T_{b,i} - T_a)}{\nu^2} \quad (7)$$

また、 Pr はプラントル数であり、空気では 0.71 である。 Re はレイノルズ数で、風速 W を用いて、以下の式で記述される。

$$Re = \frac{L_b W}{\nu} \quad (8)$$

次に、凍着部分の温度上昇と状態変化に用いられる解消熱量について記載する。ここで、着雪は水と空気の混合体で形成されているため、水の密度を ρ_i 、時間 (t) までに凍着部分で融解した氷の体積を V_i 、氷の温度上昇幅を ΔT_i 、水の比熱を C_v 、氷の融解熱を Q_i とすると、凍着部分の水が温度上昇し、水に変化するための解消熱量は以下の式 (9) で記述することができる。

$$Q_m = \rho_i V_i C_v \Delta T_i + Q_i \rho_i V_i = \rho_i V_i (C_v \Delta T_i + Q_i) \quad (9)$$

解消熱量を求めるためには、凍着部分で実際に融解した氷の体積が必要であるが、着雪において融解した氷部分の体積を直接計測することは困難である。そこで、同一の粒径を持つ氷と空気の混合体であった着雪において、時間の経過により徐々に水を含んだ部分が増加する考える。その様子を図 4 に模式的に示す。

Y-Z 平面に関して、着雪において実際に付着している

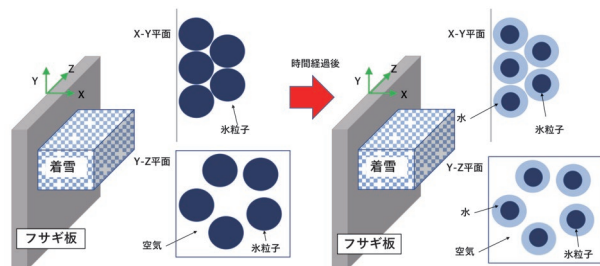


図 4 着雪の融解過程の模式図

氷の面積 (= 実効付着面積: S_e) は融解とともに徐々に減少していくため、実効付着面積を時間の関数として考える。

初期状態では氷と空気の混合体であることから、着雪の密度 (ρ_s) を用いると、着雪の中で氷が占める割合 (= 存在率 a) は以下の式で記述することができる。

$$a = \frac{\rho_s}{\rho_i} \quad (10)$$

実効付着面積は、着雪の密度に比例すると仮定すると、着雪の面積 (S_i) を用いて、初期状態の実効付着面積を以下の式で記述することができる。

$$S_e(0) = S_i a \quad (11)$$

時間が経過するにつれて、融解する氷粒子は増加するため、X 方向の影響範囲を融解高さ (H) としたときに、時間 (t) までに融解した氷の体積 (V_i) は以下の式で記述することができる。

$$V_i = (S_e(0) - S_e(t)) H \quad (12)$$

これらを用いて、解消熱量は以下の式で記述することができる。

$$Q_m = \rho_i (S_i a - S_e(t)) (C_v \Delta T_i + Q_i) H \quad (13)$$

3.2 落下モデル

落下モデルでは付着力 (F_a) と重力 (F_g) との関係を考える。融解前は付着力が重力より大きいため、着雪は落下しない。ここで、表面からの着雪の融解はないと仮定しているため、重力は一定となり、着雪の質量 (M) と重力加速度 (g) との積で表せる。一方、付着力は氷の凍着に起因することから、氷の付着強度 (σ_i) と実効付着面積との積で求められる。氷の単位面積当たりの付着強度は一定と仮定すると、融解による凍着部分の実効付着面積の減少に対応して付着力は減少することとなる。したがって、着雪の落下は、付着力と重力が等しくなる時に生じると考える (式 (14))。

$$F_a = F_g \Leftrightarrow \sigma_i S_e(t) = Mg \quad (14)$$

3.3 落雪時間の推定

融解熱量モデルと落下モデルを組み合わせると、車両落雪モデルを考える。まず、時刻 (t_{slip}) において、落雪が発生したとする。このとき、式 (14) より、以下の式が導かれる。

$$S_c(t_{\text{slip}}) = \frac{Mg}{\sigma_i} \quad (15)$$

これは着雪が落下するときの実効付着面積が、着雪の質量に依存することを示す。

式(1)、式(4)、式(13)、式(15)を、時刻(t_{slip})について解くと、式(16)が導かれる。

$$t_{\text{slip}} = \frac{\rho_i L_b \left(S_i a - \frac{Mg}{\sigma_i} \right) (C_v \Delta T_i + Q_i) H}{\kappa_a Nu \Delta S \Delta T_b} \quad (16)$$

本モデルの実現象への適用を考えると、車両端部フサギ板の長さや面積は既知であり、雪や車両端部フサギ板の温度上昇は着雪の温度(≒着雪時の気温)と落下時の温度(=0℃)との差と考えることができる。また、着雪の密度や着雪面積、着雪の質量については、数は少ないながら観測が行われており、ヌセルト数に含まれている車両端部フサギ板に当たる風速についても車両床下の気流解析などから概ね推定することができる。その他、物理定数を鑑みると式(16)で不明なものは融解高さ H だけとなる。したがって、融解高さ H に適切な値を設定することで、落雪が発生する時間を計算できることとなる。なお、本論文では、融解高さ H には任意の一定の値を与えることとする。

4. 落雪実験

車両落雪モデルを構築するにあたり、落雪現象を再現する実験(以下、落雪実験と呼称)を行い、モデルに影響を与えるパラメータについて調べた。なお、本実験は以下の条件を想定して実施した。

- (1) 着雪の面積は一定
- (2) 長大トンネルを対象とした正の気温条件
- (3) 走行風に対応した風速

4.1 実験方法

(1) 雪試料作成方法

車両端部フサギ板を模擬した金属板 SUS304 (300mm×200mm×1.5mm) に一定面積となるような

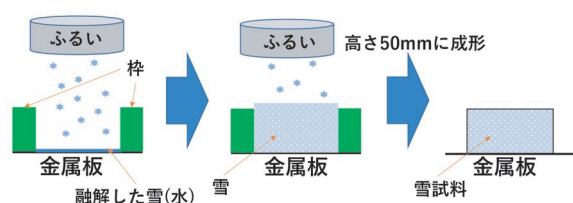


図5 雪試料の作成方法

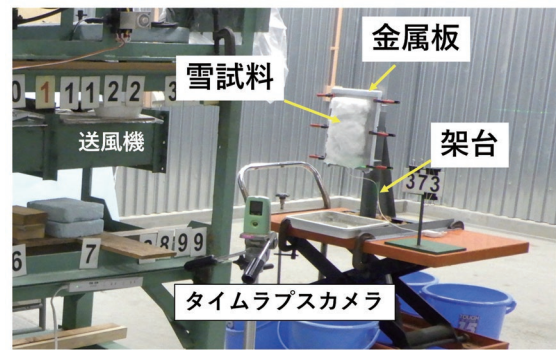


図6 落雪実験の状況

枠(小:10000mm², 中:22100mm², 大:50400mm²)を載せ、その中にふるいを用いて保管していた自然積雪を入れる。その後、高さを50mmに成形して枠を取り外し、-30℃の低温室内で保存して凍着させることで、雪試料を作成した(図5)。

(2) 落雪実験方法

雪試料を一定の気温(5℃, 10℃, 15℃)に設定した低温実験室内の風洞装置出口の架台上に設置し、送風機を用いて、一定風速(0~20m/sの範囲で2.5m/s刻みで設定)の風を当てた(図6)。雪試料の背面には断熱材を貼り、車両端部フサギ板と同様に着雪が存在する面(=表面)からのみ、風が当たるようにした。ここで、日本国内における列車の走行速度は最大320km/hであるが、車両下端と地表面との中間付近の風速比は0.5程度であり¹⁶⁾、対象となる車両端部フサギ板付近の風速は車両とともに移動するためにこれよりも低いと考えられることから、実験での風速は走行速度よりも小さな値とした。

雪試料の状況をタイムラプスカメラ(Brinno, TLC200)で撮影し、送風開始から滑り始めるまでの時間(以後、滑り時間と呼ぶ)を動画から読み取った。

4.2 実験結果

図7に気温と付着雪面積を変化させた場合の風速と滑り時間との関係を示す。いずれの気温、付着雪面積でも風速が大きくなるほど、滑り時間は短くなる傾向が見られた。同じ風速では、気温が高くなるほど、また、付着雪面積が小さくなるほど、滑り時間は短くなる傾向が見られた。

5. 実験結果とモデルの計算結果の比較

本章では、モデルによる落雪時間(計算時間)と落雪実験の結果(滑り時間)を比較し、モデル計算の妥当性について考察する。式(16)の中で用いられるパラメータについて、落雪実験時の対応を表1に示す。

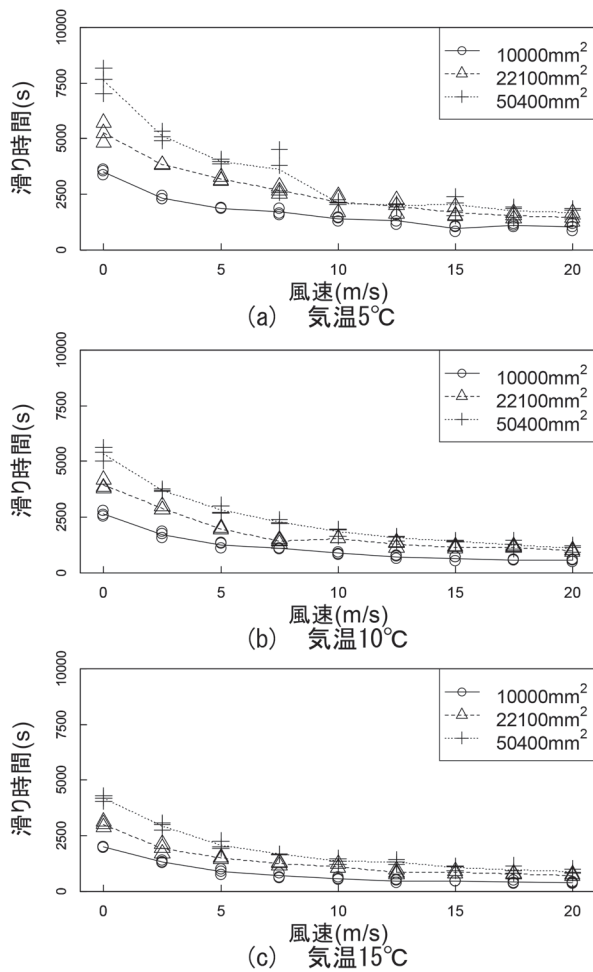


図7 風速と滑り時間との関係

図8に付着雪面積「中」における、気温を変化させた場合の滑り時間と計算時間との比較を示す。なお、実験で落雪後の界面部分の着雪を観察すると10mm程度が含水していたため、ここでは融解高さを10mmとした。気温10℃と15℃の滑り時間の短い実験（風速2.5～20m/s）では、図中の1：1の直線上にプロットされ、計算結果は実験結果とある程度一致する結果が得られたと考えることができる。一方で、気温5℃の実験では、滑り時間の小さな実験（特に風速2.5～10m/s）で過小評価しているが、滑り時間と計算結果の相関は良いことがわかる。また、いずれの気温でも滑り時間の大きな実験（風速0m/s）ではモデルが実験を過大評価しており、乖離が大きかった。

図9に気温10℃における、付着雪面積を変化させた場合の落雪実験の結果とモデルによる計算結果との比較を示す。なお、軸はともに対数である。融解高さは図8と同様に10mmとした。付着雪面積「中」の実験では、風速0m/sを除けば、滑り時間と計算時間はある程度一致している。一方で、付着雪面積「小」については過小評価しており、付着雪面積「大」については、いずれの

表1 モデルの計算に用いる落雪実験のパラメータ

パラメータ (単位)	説明	試験に使用した値
L_b (mm)	金属板の長さ	300
S_i (mm ²)	付着面積	10000 (小) 22100 (中) 50400 (大)
ΔS (mm ²)	金属板の面積と付着面積の差	10000 (小) 22100 (中) 50400 (大)
$a = \frac{\rho_s}{\rho_i}$ (無次元)	氷の存在率（着雪密度と氷の密度との比）	実験条件から計算
M (kg)	着雪質量	実験値
ΔT_i (°C)	低温室の温度と落下時の着雪の温度との差	30
Nu (無次元)	ヌセルト数	実験条件から計算
ν (m ² /s)	空気の動粘性係数	実験条件から計算
T_a (°C)	実験時の気温	5, 10, 15
W (m/s)	実験時の風速	0, 2.5, 5, 7.5, 10, 12.5, 15, 17.5, 20
$T_{b,i}$ (°C)	低温室の温度	-30

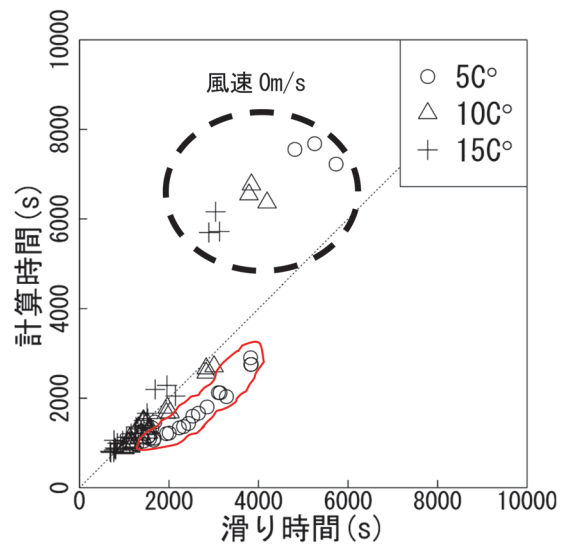


図8 付着雪面積「中」における、各気温での滑り時間と計算時間の関係（点線は1：1の関係を示す。各温度のマーカーは左に行くほど風速が大きい）

風速においても過大評価している。しかしながら、計算時間と滑り時間との相関は良いことがわかる。

風速0m/sの実験でモデルと計算のずれが比較的大きくなる傾向があるが、これは風速に対するヌセルト数の式が異なることに起因する可能性が考えられる。また、付着雪面積に関して生じる計算のずれの原因として、モ

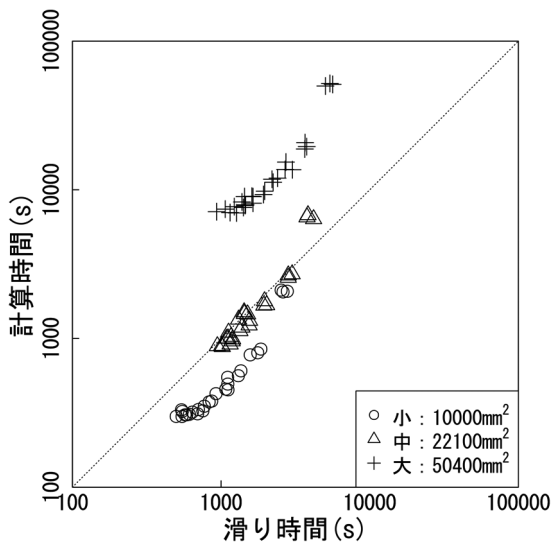


図9 気温 10℃における、各付着面積での滑り時間と計算時間の関係（点線は 1 : 1 の関係を示す。各面積のマーカーは左に行くほど風速が大きい）

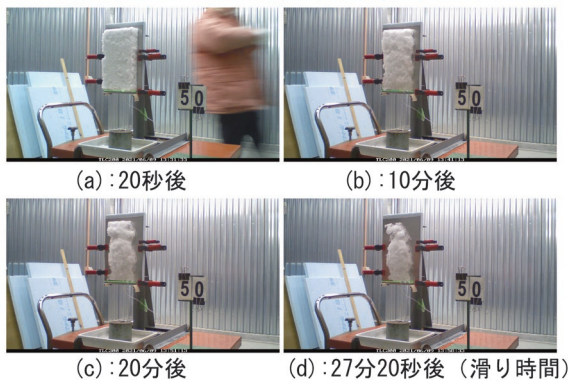


図10 付着雪面積「大」における雪試料の融解の様子

モデルでは、雪試料自体の融雪は無いものと仮定しているが、実際は実験時に雪試料自体が融解していることが挙げられる（図10）。融雪が発生すると、付着雪面積が減少して供給熱が増加する一方、雪試料の質量が減少する。供給熱が増加すれば滑り時間は短くなるが、雪試料の質量が減少すれば付着力が小さくても着雪は保持されるために滑り時間は長くなる。今回の実験結果では、付着面積が小さい場合は前者、付着面積が大きな場合は後者の影響が大きいと考えられた。このような着雪表面からの融雪過程については、今後、モデルに組み込む必要があると考えている。

以上より、融解高さを一定としたときの計算では、気温が低い時や付着雪面積が異なる場合に、計算時間と滑り時間との間にずれが見られるものの、両者の相関はよいことがわかった。ここで、車両落雪モデルを実際に走行する車両に適用する場合、走行時に車両端部フサギ板にあたる風速が 0m/s となることは考えにくいこと、計

算結果と滑り時間の相関は良いことから融解高さ H を気温の関数として設定するなどの工夫をすることで、トンネルに進入してから落雪が発生するまでの時間を計算することは可能と考えられる。

6. まとめと今後の課題

車両落雪現象の発生時間を推定することができる車両落雪モデルを構築した。このモデルでは、多くの仮定を用いているが、実験結果に対して、ある程度の精度で落雪に至る時間を推定できることを確認した。今後、本モデルを実際の車両走行時に適用することで、長大トンネルにおいて、トンネル内に侵入してからどれくらいの時間で落雪が発生するかの判定が可能となると考えられる。列車の走行速度は概ね決まっているため、落雪の発生時間が分かることで、落雪の発生場所を特定して、落雪の多発箇所を抽出できれば、対策の優先順位について検討可能となると考えられる。これらは作成した車両落雪モデルの利用の一例であるが、効率的な車両着雪現象対策の一助となることを目指していきたい。

今後は、モデルの精度向上のために、着雪の融解過程に関して考慮すること、融解高さについて、適切な値を調査することが必要である。

本論文は、第37回寒地技術シンポジウムで発表された論文¹⁷⁾をもとに再構成している。

文献

- 1) 斎藤雅男：東海道新幹線の雪氷害とその対策（1）雪氷害の特質とその対策，雪氷，33(3)，pp.61-78，1971
- 2) 荘田幹夫：東海道新幹線の雪氷害とその対策（2）飛雪防止の基礎的研究，雪氷，33(3)，pp.79-88，1971
- 3) 石原知明，中栄周三：東北，上越新幹線車両の着雪防止対策とその効果，鉄道技術研究所速報，No.A-83-145，1983
- 4) 天谷徳宏：「東海道新幹線の雪害対策」列車遅延を最小にするための取り組み，JR 東海技報，8，pp.10-11，2009
- 5) 鎌田慈，室谷浩平，中出孝次，高橋大介，佐藤研吾，根本征樹：鉄道車両に用いる着雪シミュレータの開発（その1）—実験による着雪発達条件の検討—，雪氷，83(1)，pp.79-95，2021
- 6) 室谷浩平，中出孝次，鎌田慈：鉄道車両に用いる着雪シミュレータの開発（その2）—実験から導き出した着雪発達条件を用いた着雪解析手法の検討—，雪氷，83(5)，pp.465-487，2021
- 7) 鎌田慈，穴戸真也，飯倉茂弘：鉄道車両台車部の着雪量推定手法，第36回寒地技術シンポジウム 論文・報告集，2020
- 8) 常本瑞樹，清水政利，齋藤寛之，梶山博司：温度変化やトロリ線摩耗が集電性能に与える影響，鉄道総研報告，

- Vol.29, No.12, pp.29-34, 2015
- 9) 鎌田慈, 室谷浩平, 飯倉茂弘, 中川勲: 新幹線車両床下着雪状況の分析, 第38回寒地技術シンポジウム 論文・報告集, 2022
 - 10) 松下拓樹: 道路案内標識の着雪. 落雪対策について, 寒地土木研究所月報, 658, pp.45-48, 2008
 - 11) 社団法人日本鉄道技術協会: 昭和55~57年度新幹線の雪害対策に関する研究報告書, 1981~1983
 - 12) 宮部実, 兵頭信彦, 吉田伸司, 平間淳司, 永瀬和彦: 豪雪地帯を高速走行する列車床下機器への着雪に関する研究—第3報 着雪及び落雪の実態, 第15回鉄道技術. 政策連合シンポジウム (J-RAIL2008), pp.89-92, 2008
 - 13) 斉藤実俊, 斎藤寛之, 梶山博司: トンネル内の圧力変動を予測して設備や車両の設計に役立てる, RRR, 75(1), 2018
 - 14) 福迫尚一郎, 田子真, 山田雅彦: 氷, 雪, および海水の熱物性, 熱物性, 2(2), pp.89-100, 1988
 - 15) 日本機械学会: JSME テキストシリーズ 伝熱工学, pp.233, 2005
 - 16) 井門敦志, 岩崎誠: 現車試験による車両底面と地面の間の流れ場の解明, 鉄道総研報告, Vol.30, No.7, pp.35-40, 2015
 - 17) 辻滉樹, 鎌田慈, 高橋大介: 鉄道車両における落雪現象の簡易なモデル化, 第31回寒地技術シンポジウム 論文・報告集, Vol.37, 2021

高繰返し領域を考慮した異形鉄筋 SD685 の疲労強度算定式

中田 裕喜* 岡本 大** 渡辺 健* 田所 敏弥*

Proposal of an Equation for Calculating Fatigue Strength of SD685 Rebar Considering the Range of High Frequency Repetitive Loading

Yuki NAKATA Masaru OKAMOTO Ken WATANABE Toshiya TADOKORO

The slope k of the $S-N$ line in the range of high-frequency repetitive loading used in the current equation for calculating the fatigue strength of SD685 rebars is not unmitigated because of the small number of experimental data. In this paper, an equation for calculating the fatigue strength of SD685 rebars was proposed based on experimental data including the range of high-frequency repetitive loading. SD685 rebars had $k=0.22$ within 2×10^6 cycles, which was larger than that of SD490 rebars. On the other hand, it was found that the fatigue strength can be calculated on the safe side at 2×10^6 cycles or more even if k is set to 0.06, which is the value of SD490 rebars.

キーワード：疲労強度, SD685A・B, ねじ鉄筋, 高繰返し領域

1. はじめに

降伏強度の特性値が 390N/mm^2 を超える高強度の鉄筋は、配筋の過密化への対策や断面の縮小等に対して有効である。しかし、鉄道橋や道路橋等においては、列車や車両による繰返しの作用を受けるため、高強度鉄筋を鉄筋コンクリート（以下、RC）構造物に適用するためには、構造物あるいは部材の疲労特性を明らかにする必要がある。疲労破壊に関する安全性は、主として異形鉄筋の疲労破壊により定まるため、異形鉄筋の疲労強度を定量的に把握することが重要となる。

一般に、異形鉄筋の設計疲労強度 f_{srd} は、 $S-N$ 線における勾配 k と切片 α_r として示される。H16 年版の鉄道構造物等設計標準・同解説（コンクリート構造物）¹⁾（以下、コンクリート標準）においては、二羽らの研究²⁾ や、鉄道総研における数千万回オーダーの繰返し回数 N の実験による検証³⁾ に基づき、SD490 以下の鉄筋に対する疲労強度算定式が示されており、 $N > 2 \times 10^6$ の k を緩和している。一方、SD685A および SD685B（以下、SD685）の鉄筋は、H16 年版コンクリート標準の付属資料に疲労強度算定式が示されているが、SD490 以下の鉄筋と比較して疲労強度が小さい傾向にあり、さらに $N > 2 \times 10^6$ となるような高繰返し領域での k の緩和が反映されていないため、疲労を受ける部材で適用が困難となっている。

土木学会コンクリート標準示方書（設計編）⁴⁾ においては、 $N \leq 2 \times 10^6$ 回に対して、二羽らの研究²⁾ に基づく k と α_r を示している。このうち、SD685 の鉄筋につい

ては、H16 年版コンクリート標準の付属資料で示される検討に基づいている⁵⁾。ただし、いずれの種類の鉄筋も、 $N > 2 \times 10^6$ のデータが少ないことから、 $N > 2 \times 10^6$ における k の緩和は反映されていない。

本稿では、 $N > 2 \times 10^6$ を含む実験に基づき、SD685 の鉄筋の母材の疲労強度算定式を提案することを目的とする。検討では、実験データを追加した上で、付属資料で示された $N \leq 2 \times 10^6$ での疲労強度を再検証するとともに、 $N > 2 \times 10^6$ における疲労強度算定式を示す⁶⁾。

2. SD490 以下の鉄筋の疲労強度算定式

SD490 以下の異形鉄筋の母材の設計引張疲労強度 f_{srd} は、式 (1) で示される。

$$f_{\text{srd}} = \frac{10^{\alpha_r}}{N^k} \cdot \left(1 - \frac{\sigma_{\text{min}}}{f_{\text{suk}}}\right) / \gamma_s \quad (1)$$

ここで、

f_{srd} : 異形鉄筋の母材の設計引張疲労強度 (N/mm^2)

N : 疲労寿命 (回)

$\alpha_r = 3.09 - 0.003\phi$ ($N \leq 2 \times 10^6$ 回の場合)

$\alpha_r = 2.71 - 0.003\phi$ ($N > 2 \times 10^6$ 回の場合)

ϕ : 鉄筋の直径 (mm)

$k = 0.12$ ($N \leq 2 \times 10^6$ 回の場合)

$k = 0.06$ ($N > 2 \times 10^6$ 回の場合)

σ_{min} : 鉄筋の最小引張応力度 (N/mm^2) で、圧縮応力が生じる場合には一般に 0 とする

f_{suk} : 鉄筋の引張強度の特性値 (N/mm^2)

γ_s : 鉄筋の材料係数で、一般に 1.05 とする

* 構造物技術研究部 コンクリート構造研究室

** 構造物技術研究部 鋼・複合構造研究室

なお、上記の α_r の値は、ふしの根元に円弧のないものを対象に定められたものである。

一方、式(1)の根拠となる二羽らによる疲労強度算定式²⁾は、式(2)に示すとおりである。ここでは、完全片振り時の疲労強度として示す。

$$f_{sr} = \frac{10^{\alpha_r}}{N^k} \quad (2)$$

ここで、

f_{sr} : 完全片振り時の疲労振幅強度 (N/mm²)

$\alpha_r = k_0(3.17 - 0.003\phi)$ ($N \leq 2 \times 10^6$ 回の場合)

$\alpha_r = k_0(3.17 - 0.003\phi - 0.06 \log(2 \times 10^6))$ ($N > 2 \times 10^6$ 回の場合)

$k = 0.12$ ($N \leq 2 \times 10^6$ 回の場合)

$k = 0.06$ ($N > 2 \times 10^6$ 回の場合)

k_0 : ふしの根元に円弧のない場合で、ふしと鉄筋軸とのなす角度が60度以上のものは1.00、ふしの根元に円弧のない場合、ふしと鉄筋軸とのなす角度が60度未満のものは1.01、ふしの根元に円弧があるものは1.02

式(2)は、SD490以下である鉄筋の213個の実験データを、平均値1.0、変動係数9.6%で算定できる。なお、式(2)($k_0=1.00$)の信頼度95%として、1.2で除したものが式(1)の f_{srd} ($\gamma_s=1.0$)となる。

3. SD685の鉄筋母材の疲労強度

3.1 実験データの概要

鉄道総研でこれまでに実施したSD685の鉄筋の疲労実験データに加え、既往の疲労実験データ⁷⁾を含めて検討した。

表1に、検討に用いた実験データの一覧を示す。鉄筋はD19～D51であり、高炉製と電炉製の鉄筋が含まれている。また、未破断のデータについても実験終了時の繰返し回数以上に耐え得るものと判断して検討に加えた。

図1に、鉄道総研で実施した疲労実験の状況を示す。供試体は、いずれもねじ節鉄筋であり、JIS G 3112に適合するものである。疲労試験機への取付け時の傷等による早期疲労破断を避けるため、鉄筋両端の試験機チャック取付け部に、治具として鉄筋径よりも一回り大きい径の鋼管を配置し、鉄筋との隙間にエポキシ樹脂を充填することとした。

作成した供試体を疲労試験機に取付け、周波数5～10Hzの正弦波を荷重制御にて、等応力振幅による片振り载荷の引張疲労実験を実施した。実験における最小引張応力度 σ_{min} は2.5～10N/mm²、最大引張応力度 σ_{max} は155～490N/mm²である。なお、破断したデータは全て

表1 疲労実験データの一覧 (総数: 66)

	破断の有無	D19	D32	D38	D41	D51	合計
高炉	破断	7	0	13	5	5	30
	未破断	2	0	2	1	1	6
電炉	破断	0	14	0	0	0	14
	未破断	0	7	0	0	0	7
不明	破断	8	0	0	0	0	8
	未破断	1	0	0	0	0	1
合計	破断	15	14	13	5	5	52
	未破断	3	7	2	1	1	14

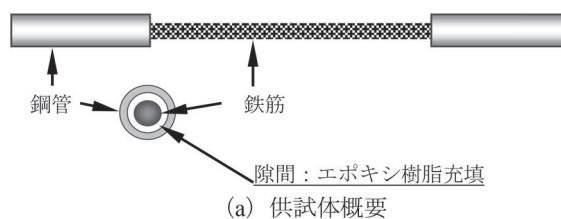


図1 供試体概要

鉄筋母材で破断したものを採用している。

3.2 全体的な傾向と製造方法の影響

図2に、繰返し回数 N と完全片振り時の疲労応力振幅 f_{sr0} の関係を示す。いずれの実験データも、修正 Goodman 線図を用いて完全片振り時に換算している。

全体的な傾向として、鉄筋径 ϕ が大きくなると、 f_{sr0} は低下する傾向にある。また、 $N \leq 2 \times 10^6$ 程度の領域において、 N の増加とともに f_{sr0} は低下するが、 $N > 2 \times 10^6$ 程度の領域においては、その低下は顕著でなくなることがわかる。すなわち、SD490以下の鉄筋と同様に、 f_{sr0} は鉄筋径 ϕ に依存するとともに、疲労限を有することがわかった。

製造方法の違いについて、SD490 程度以下の鉄筋では、高炉や電炉といった製造方法の違いが疲労強度に及ぼす影響は小さいとされている³⁾。SD685 の鉄筋についても、安定した電炉製鉄筋が製作されるようになっており、機械的性質やコンクリート中の鉄筋の平均応力-平均ひずみ関係については、製造方法の違いは小さいことが示されている⁸⁾。図2では、高炉と電炉を区分して示したが、電炉製鉄筋の疲労限となる繰返し回数 N はやや小さい傾向にはあるが、高炉製鉄筋と顕著な違いはみられない。SD685 の鉄筋についても、製造方法の違いが f_{sr0} に及ぼす影響は小さいことを確認した。以降では、製造方法を特に区分せずに検討することとする。

3.3 $N \leq 2 \times 10^6$ での疲労強度

疲労限の影響が小さい領域と考えられる $N \leq 2 \times 10^6$ における疲労強度について、H16 年版コンクリート標準発刊以降に実施した実験データを追加した上で再検証する。

図3に、実験における f_{sr0} と式(1)および式(2)(ここでは、ふしの根元に円弧がある場合の $k_0 = 1.02$) の $S-N$

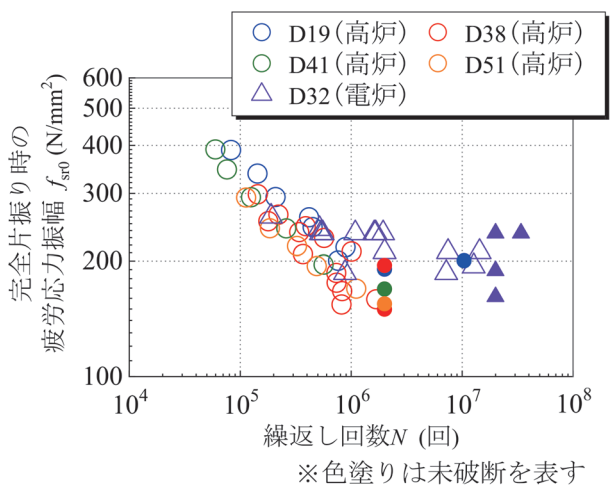


図2 SD685 の鉄筋の繰返し回数 N と f_{sr0} の関係

線の比較の例を示す。式(1)は $\gamma_s = 1.0$ で信頼度 95% を表し、式(2)は SD490 以下の鉄筋の実験データの平均値を表すものである。SD685 の鉄筋の $S-N$ 線の勾配 k は、SD490 以下の鉄筋から導出された式(1)、式(2)よりも大きいことがわかる。また、式(2)は実験結果の平均値を捉えておらず、式(1)においては、ふしの根元に円弧のないものとして算定しているにも関わらず、 N が大きい場合に実験結果を過大に算定する場合がある。

そこで、既往の研究²⁾と同様な方法で、実験結果に適合する $S-N$ 線の勾配 k と切片 α_r を導出する。 $N \leq 2 \times 10^6$ で破断した実験データに対し、鉄筋径 ϕ ごとに k を同定すると、D19、D32、D38、D41、D51 のそれぞれで $k = 0.26, 0.04, 0.25, 0.29, 0.23$ であった。ややばらつきがあり、また ϕ との関連はみられない。そこで、これらの平均値を採用²⁾することとすると、 $k = 0.22$ となる。 α_r については、 $k = 0.22$ とし、実験値と計算値の比の平均値が 1.0 程度となり、変動係数が小さくなるように決定すると、 $\alpha_r = 3.70 - 0.003\phi$ となる。

図3に実験における f_{sr0} と $k = 0.22$ 、 $\alpha_r = 3.70 - 0.003\phi$ とした $S-N$ 線の比較の例を、図4に D32 に換算した全実験データの実験値と計算値の比を示す。なお、図3には、信頼度 95% 以上となるように 1.2 で除した $S-N$ 線、すなわち $\alpha_r = 3.62 - 0.003\phi$ とした計算値も併記した。設定した k と α_r とすることで、 f_{sr0} と N の関係や、実験値を精度よく表現できることが確認できる。図4に示した実験データに対し、実験値と計算値の比の平均値は 1.04、変動係数は 0.12 となり、SD490 以下の鉄筋に対する式(2)と概ね同等な精度で算定できる。

3.4 $N > 2 \times 10^6$ での疲労強度

既往の研究^{9) 10)}では、疲労き裂進展解析に基づいて、SD685 の鉄筋の N の大きい領域での勾配の変化の傾向を表現でき、長寿命域で勾配を小さくできる可能性があることを示している。ここでは、これまで実験データが少なかった $N > 2 \times 10^6$ での疲労強度について、実験デー

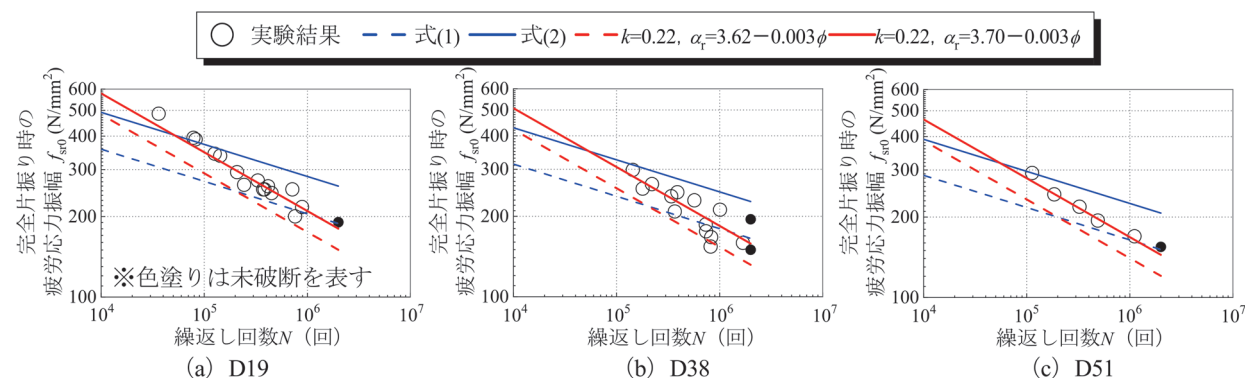


図3 SD685 の鉄筋の疲労強度算定式の適用性 ($N \leq 2 \times 10^6$)

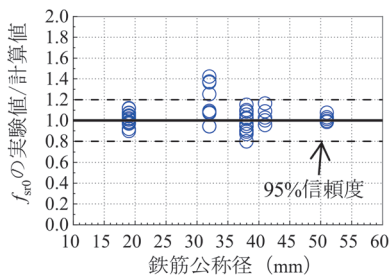


図4 $N \leq 2 \times 10^6$ における算定精度
($k=0.22, \alpha_r=3.70-0.003\phi$)

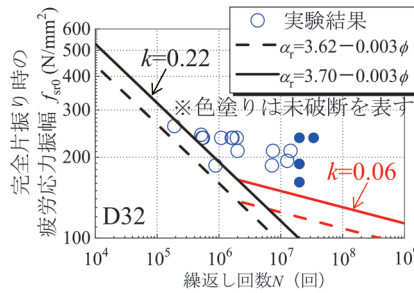


図5 $N > 2 \times 10^6$ における疲労強度
算定式の適用性

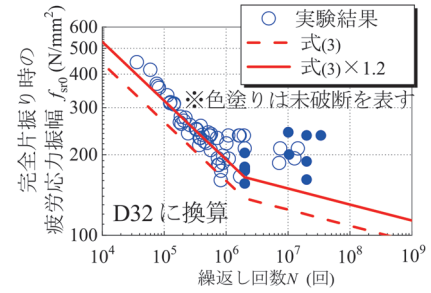


図6 実験データ全体での疲労強度算
定式の適用性

タに基づき検証する。

図5に、実験における f_{sr0} と $k=0.22, \alpha_r=3.70-0.003\phi$ または $3.62-0.003\phi$ とした $S-N$ 線の比較の例を示す。 $S-N$ 線は、 $N > 2 \times 10^6$ で実験結果を過少な算定する。なお、色塗りした実験データは鉄筋の破断に至っていないものであり、より大きな繰返し回数に耐え得ると考えられる。 $N > 2 \times 10^6$ では、 $N=2 \times 10^6$ における f_{sr0} としても（すなわち、疲労限を設定しても）、実験データに対しては安全側に算定できる傾向にはある。一方、SD490以下の鉄筋を対象とした式(1)、式(2)においては、 $N > 2 \times 10^6$ では $k=0.06$ としており、 $N \leq 2 \times 10^6$ におけるSD490以下の鉄筋とSD685の鉄筋の k の関係を踏まえると、少なくともSD685の鉄筋の $N > 2 \times 10^6$ での k は、0.06以上が適当であると考えられる。図では、 $N > 2 \times 10^6$ で $k=0.06$ とした結果を併記した。

以上より、SD685の鉄筋の設計引張疲労強度は、式(1)における α_r および k を以下のとおりとすることで算定できる。

$$\alpha_r = 3.62 - 0.003\phi \quad (N \leq 2 \times 10^6 \text{ 回の場合})$$

$$\alpha_r = 2.61 - 0.003\phi \quad (N > 2 \times 10^6 \text{ 回の場合})$$

$$k = 0.22 \quad (N \leq 2 \times 10^6 \text{ 回の場合})$$

$$k = 0.06 \quad (N > 2 \times 10^6 \text{ 回の場合})$$

ねじ筋鉄筋が対象であり、鉄筋表面の形状や材質等は、JIS G 3112「鉄筋コンクリート用棒鋼」に適合することが前提となる。

図6に、SD685の鉄筋の $S-N$ 線と、D32に換算した全ての f_{sr0} の比較を示す。SD685の鉄筋の設計引張疲労強度は、上記の α_r および k を用いることで、概ね安全側に算定できることを確認した。

4. まとめ

(1) SD685A および SD685B の鉄筋においても、SD490以下の鉄筋と同様に、疲労強度は鉄筋径に依存するとともに、高繰返し領域で疲労限を有する。また、高炉や電炉といった製造方法の違いが、疲労強度に

及ぼす影響は小さいことがわかった。

(2) SD685A および SD685B の鉄筋の繰返し回数 $N \leq 2 \times 10^6$ での $S-N$ 線の勾配 k は、SD490以下の鉄筋よりも大きく、0.22であった。また、 $N > 2 \times 10^6$ では、SD490以下の鉄筋の勾配 $k=0.06$ を適用しても、疲労強度を安全側に算定できることがわかった。

文献

- (財) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説（コンクリート構造物）、丸善、2004
- 二羽淳一郎、前田詔一、岡村甫：異形鉄筋の疲労強度算定式、土木学会論文集、No.354/V-2、pp.73-79、1985
- 鎌田卓司、曾我部正道、谷村幸裕、吉田幸司、渡邊忠朋、佐藤勉：高繰返し領域での疲労照査法に関する研究、鉄道総研報告、Vol.18、No.1、pp.13-18、2004
- 土木学会：2017年制定 コンクリート標準示方書（設計編）、土木学会、2017
- 土木学会：コンクリートライブラリー149 2017年制定 コンクリート標準示方書改訂資料—設計編・施工編一、2018.3
- 中田裕喜、岡本大、渡辺健、田所敏弥：高繰返し領域を考慮したSD685の鉄筋の疲労強度、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.44、No.2、pp.955-960、2022
- 神戸製鋼所：高強度鉄筋ネジコン USD685B 品質・継手性能、1997.7
- 曾我部直樹、木次克彦、伊吹数行、森山陽一、石山一幸、山野辺慎一、須田久美子、渡辺義光：RC橋脚における軸方向鉄筋、帯鉄筋への高強度鉄筋の適用に関する実験的研究、土木学会論文集E2（材料・コンクリート構造）、Vol.67、No.1、pp.131-149、2011
- 田中寿志、中村光、国枝稔：高強度鉄筋の疲労亀裂進展挙動、コンクリート工学年次論文集、Vol.34、No.2、pp.685-690、2012
- 田中寿志、中村光、国枝稔：疲労き裂進展解析を用いた高強度鉄筋の疲労強度に関する研究、コンクリート工学年次論文集、Vol.33、No.2、pp.787-792、2011

在来線におけるつき固めとレール削正の 組み合わせ保守効果の検証と計画システムへの適用

昆野 修平* 松本 麻美* 森 健矢*

Field Verification of Combining Ballast Tamping and Rail Grinding and Application to Planning System

Shuhei KONNO Mami MATSUMOTO Kenya MORI

In ballasted tracks, track irregularity and rail surface irregularity gradually increase due to the load of repeated train running. To repair these irregularities, ballast tamping or rail grinding are performed as the general maintenance work. This paper verifies effect of combining these two types of track maintenance to reduce a speed of track deterioration. Furthermore, extending the previously developed combined maintenance planning system, the authors simulate maintenance plans considering the effect of combined maintenance.

キーワード：軌道保守，レール削正，軌道変位進み，軸箱加速度，組み合わせ保守計画システム

1. はじめに

バラスト軌道は、敷設が容易で経済性に優れている一方、列車が繰り返し通過することによって軌道形状や構成する材料は徐々に劣化していく。その劣化の中でも列車の乗り心地や走行安全性に大きな影響を与えるのが、レール表面にできる微細なレール凹凸と、繰り返しかかる列車荷重によりバラスト層が変形して軌道が正規の位置から徐々に変位することで生じる軌道変位である。このため鉄道事業者は、一般に、前者についてはレール削正車によりレール表面を削正して除去し、後者についてはマルチプルタイタンバ（MTT）によりバラストをつき固めて小さくする（軌道変位保守）。レール削正や軌道変位保守の作業にかかる経費は大きいと、これら保守作業を効率的に計画・実施して経費削減することは鉄道事業者にとって重要な課題の一つである。

軌道保守計画の効率化に関する既往の研究として、軌道変位データから将来の軌道変位を予測して最適な軌道変位保守計画を作成するモデルが考案され、本モデルに基づいて、MTTやレール削正車の最適な運用計画を作成するシステム^{1) 2)}が開発されている。また、軌道変位保守とレール削正を組み合わせると同時に実施すること（以下、「組み合わせ保守」という。）で、組み合わせ保守後の高低変位進みが組み合わせ保守前に比べて抑制されることがわかっている³⁾。組み合わせ保守を行うことで、軌道変位の保守周期が延伸され、軌道保守頻度を削減できると考えられることから、MTTとレール削正車の組み合わせ保守計画を作成するシステム⁴⁾も考案され

ている。しかしながら、これらの検討は新幹線を対象としたものであり、年間通トンやMTT保守及びレール削正の施工延長が異なる在来線において組み合わせ保守の効果は明らかにされていなかった。

そこで本研究では、在来線における組み合わせ保守の適用に向けて試験施工を行い、高低変位進みの抑制効果を検証した。さらに、既存の組み合わせ保守計画システムに対して在来線に適した入力パラメータを検討し、在来線においても組み合わせ保守計画を容易に作成できるようにした。そして、本システムを用いた在来線における組み合わせ保守計画の試算を行った⁵⁾ので、その結果を紹介する。

2. 在来線における組み合わせ保守効果の検証

2.1 試験区間の選定

在来線の複数区間で組み合わせ保守の試験施工を行い、レール凹凸の発生状況、およびレール削正によるレール凹凸改善状態を調査し、在来線における組み合わせ保守による高低変位進み抑制の効果を検証した。なお、本論文で示すレール凹凸および軸箱加速度は、対象とする線区で発生している内軌波状摩耗に起因するレール凹凸の波長帯域でバンドパスフィルタ処理（以下、「BPF処理」という。）したものである。

試験区間の選定にあたっては、新幹線で活用されている組み合わせ保守候補箇所の選定モデル⁴⁾を参考に、在来線向けの条件を設定した。表1に、在来線向けの組み合わせ保守候補箇所選定条件を示す。これら3つの条件をすべて満たす箇所を組み合わせ保守候補箇所として選定する。各条件の考え方は次の通りである。

* 軌道技術研究部 軌道管理研究室

表 1 在来線における組み合わせ保守候補条件

条件	目的	項目	閾値	
			在来線	新幹線
①	MTT投入目安	10m弦高低変位 (標準偏差)	4.3mm 以上	1.1mm以上
②	レール削正目安	軸箱加速度 (標準偏差)	25m/s ² 以上	0.7 m/s ² 以上
③	道床状態等の良好な区間を判定	5m弦高低変位 (標準偏差)	4.0mm以下	1.5mm以下
		5m弦高低変位検測差 (標準偏差)	0.6mm以下	-
		5m弦高低変位 (最大値)	7.0mm以下	4.0mm以下

表 2 組み合わせ保守効果検証のための試験区間

区間	単線/複線	通過トン数 (万t/年)	施工延長 (m)	曲線半径 (m)	組み合わせ保守 間隔(日)	レール 凹凸測定
A	単	630	880	300	113	実施
B	単	630	225	400	124	実施
C	複	840	134	500	92	実施
D	単	630	400	300	93	未実施

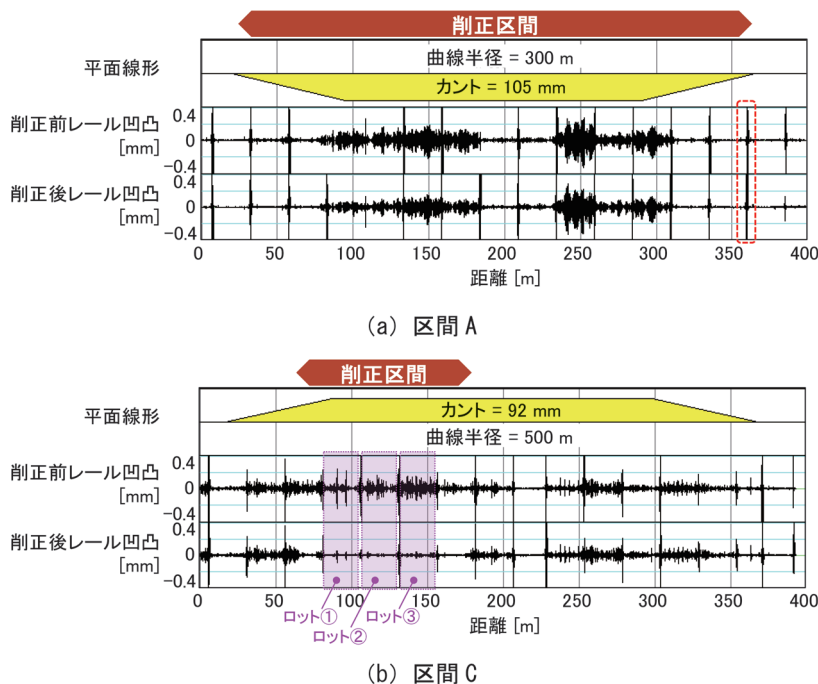


図 1 試験区間における削正前後のレール凹凸

条件①では、高低変位が小さな箇所にも MTT 保守を行っても高低変位の改善効果を得難いため、年度内に高低変位が整備目標値等の閾値を超えると予測される箇所を抽出する。条件②では、レール凹凸との相関が高く、車上で連続測定可能な軸箱加速度を指標に、レール削正による凹凸改善効果が得られる可能性の高い箇所を選択する。条件③は、道床状態が悪い箇所については組み合わせ保守を行っても軌道変位の十分な改善を期待できないことから、既往の研究⁶⁾より道床状態を評価するのに適すと考えられる 5m 弦高低変位を指標とする。

なお、10m 弦高低変位 (条件①) や軸箱加速度 (条件②) に関する閾値は、試験線区において MTT やレール削正車の投入目安となる値とした。そのため、新幹線の閾値と比較して大きい値となっている。

表 2 に、以上の条件を踏まえて選定した組み合わせ保守候補箇所の中から、さらに MTT やレール削正車の稼働状況を加味して選定した試験区間の詳細を示す。なお、いずれの区間も 25m の定尺レール区間であり、MTT 保守がレール削正よりも先に行われた。試験区間は全て同一の線区から選定したが、区間 C のみ複線区間であるため年間通過トン数が異なる。表中の「施工延長」は組

み合わせ保守の施工延長を表す。「組み合わせ保守間隔」は、MTT 保守からレール削正施工までの日数である。

2.2 レール削正における凹凸除去効果の調査

レール削正による凹凸除去の実態を確認するため、表 2 に示した試験区間 A~C において、レール凹凸連続測定装置⁷⁾でレール削正前後のレール凹凸量を測定した。

図 1 に、区間 A および区間 C の曲線内軌における削正前後のレール凹凸を示す。図 1(a) より、区間 A では削正後のレール凹凸の振幅がほとんど減少していないが、これはパス数が不足していたためと考えられる。なお、パス数とは、一度の施工において砥石で削りながらレール削正車が通過する回数のことをいう。一方、図 1(b) より、区間 C ではレール削正前に比べて、削正後のレール凹凸の振幅が大きく減少していることから、十分なパス数のレール削正によりレール凹凸が改善したことがわかる。

そこで、区間 C において、レール削正時のパス数とレール凹凸の関係を調べる。レール凹凸の評価には、平均レール凹凸を用いる。これは、理想的な正弦波と仮定したレール凹凸波形の全振幅を、一定区間におけ

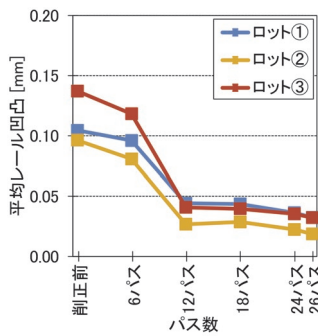


図2 レール削正によるレール凹凸の推移

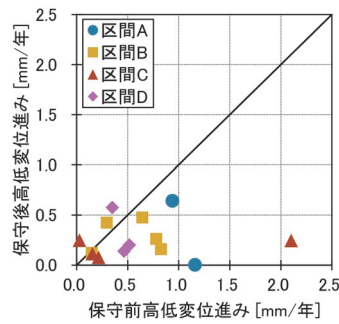


図3 組み合わせ保守前後の高低変位進みの分布

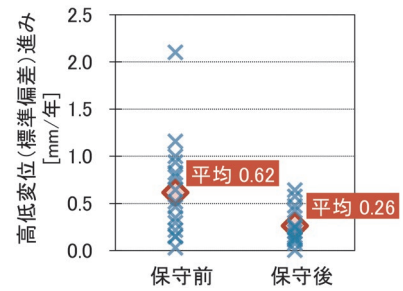


図4 組み合わせ保守前後の高低変位進みの比較

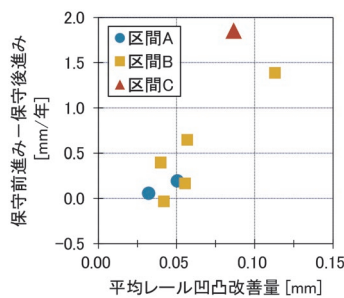


図5 レール削正によるレール凹凸改善量と組み合わせ保守効果の関係

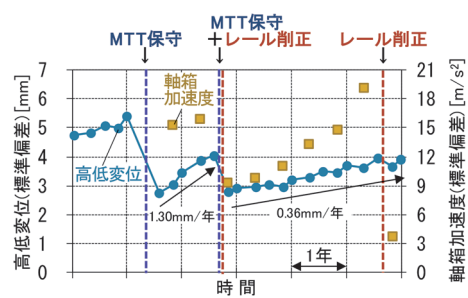


図6 組み合わせ保守箇所の高低変位と軸箱加速度の推移

るレール凹凸の標準偏差の $2\sqrt{2}$ 倍により算出したものである⁸⁾。なお、平均レール凹凸については、図1(a)中の赤の破線で囲った箇所のような、レール継目に起因する局所的に発生する大きな値の影響を除くため、継目部の前後1mを除いた25mロットで算出した。また本線区におけるレール削正は、SPENO社製の8頭式の削正車により行った。

図2に、図1(b)に示す区間Cのロット①～③におけるレール削正時のパス数と平均レール凹凸の関係を示す。同図より、本区間の全ロットにおいて、削正前は0.10～0.15mm程度の平均レール凹凸が生じていたが、7～12パス目で平均レール凹凸が大幅に低減され、12パス目以降の平均レール凹凸は横ばいで推移していることから、区間Cにおいては、12パスでレール凹凸を十分に除去することができたと考えられる。

2.3 高低変位進みの抑制効果の検証

図3、図4に、試験区間A～Dにおける組み合わせ保守前後の高低変位25mロット標準偏差の進みを示す。図3より、ほとんどのロットにおいて保守前に比べて保守後の高低変位進みが小さいことがわかる。また、保守前の高低変位進みによらず、保守後の高低変位進みは一定の値に収まっていることから、保守前の軌道変位進みが大きいほど保守前後の高低変位進みの差が大きく、高低変位進みの抑制効果が大きいと言える。図4より、保

守前の高低変位進みの全ロットの平均は0.62mm/年、保守後の平均は0.26mm/年であり、また最大値においても保守前は2.0mm/年以上であったが、組み合わせ保守後は0.7mm/年以下に落ち着いていることが確認できる。

図5に、試験区間A～Cの内軌におけるレール削正前後の平均レール凹凸の差（平均レール凹凸改善量）と、保守前後の高低変位進みの差の関係を示す。高低変位進みの差が組み合わせ保守による高低変位進みの抑制効果を表すことから、レール削正による平均レール凹凸改善量が多いほど、組み合わせ保守効果が大きくなる傾向がわかる。また同図より、図1(a)の区間Aのようにパス数が不足したことでレール凹凸改善量が小さい箇所は、組み合わせ保守効果も小さい傾向にあることがわかる。

図6に区間Dのある25mロットにおける高低変位と軸箱加速度の標準偏差の推移を表す。区間Dではレール凹凸測定を実施していないが、レール削正前後で軸箱加速度がおおよそ半減していることから、削正により一定のレール凹凸を除去できていると考えられる。同図より、MTT保守のみを施工した場合は、施工前後で高低変位の進みに大きな変化は見られないが、MTT保守とレール削正を同時期に組み合わせる施工した場合は、施工後の高低変位進みが施工前と比較して抑制されていることがわかる。またこの事例の場合、組み合わせ保守による高低変位進みの抑制効果は、少なくとも3年は持続していることがわかる。

以上の結果から、新幹線で得られていた知見と同様に、在来線においても、組み合わせ保守前の高低変位進みが大きく、またレール削正による凹凸改善量が大きいほど組み合わせ保守効果が得られるということがわかった。

3. 組み合わせ保守効果の推定モデル

3.1 レール凹凸と軸箱加速度の関係

前述の通り、レール凹凸の効率的な把握手法として、車上から連続的に測定が可能な軸箱加速度の活用が知られている⁸⁾。そこで、本分析の対象線区における組み合わせ保守効果を推定するモデルを構築するため、軸箱加速度とレール凹凸の関係を確認した。

図7に、区間A～Cにおいて、レール凹凸連続測定装置により取得した平均レール凹凸と、軌道検測車の台車前軸で測定した軸箱加速度25mロット標準偏差の関係を示す。同図より、レール凹凸と軸箱加速度（標準偏差）は、相関係数0.963と強い相関があることが確認できる。なお、今回分析した区間の軌道検測車の走行速度は60～65 [km/h] の間で分布していた。既往の研究⁸⁾では、発生している波状摩耗の波長帯域に応じてBPF処理した台車前軸の軸箱加速度データは、曲線半径に応じた通常の走行速度幅（40～70km/h程度）で走行しているデータにおいて、レール凹凸に対する走行速度の影響が小さく、レール凹凸の評価に適していることが示されている。以上のことから、図7の関係を用いることで、構内等の低速走行区間を除いた区間に対してレール凹凸を軸箱加速度から推定することが可能であると考えられる。

3.2 在来線における組み合わせ保守効果の推定モデル

新幹線においては、レール削正による軸箱加速度の改善量と、MTTとレール削正の施工順序・保守間隔を説明変数とした組み合わせ保守効果の推定モデルが提案されている⁴⁾。しかし、在来線においては、レール削正の施工量が新幹線に比べて非常に少ないことから、今回の検証では、施工順序・保守間隔に関する十分なデータが得られなかった。そこで、本検証で得られたデータを用いて、施工順序・保守間隔を説明変数としない在来線向けの組み合わせ保守効果の推定モデルを提案した。

前章の結果から、組み合わせ保守による高低変位進みの抑制効果には、図4に示した通り保守前の高低変位進み $\Delta\sigma_{\text{before}}$ [mm/年]と、図5に示した通りレール削正によるレール凹凸改善量が影響すると考えられる。さらに、3.1節よりレール凹凸と軸箱加速度は強い正の相関関係にあることから、これら指標の保守前後の差であるレール凹凸改善量と軸箱加速度改善量 α_{imp} [m/s²]も強い相関があると考えられる。これらの関係から、区間A～Dにおいて $\Delta\sigma_{\text{before}}$ と α_{imp} をパラメータとした回帰分析に

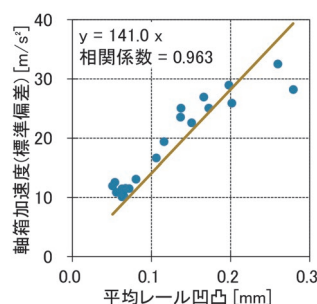


図7 軸箱加速度とレール凹凸の関係

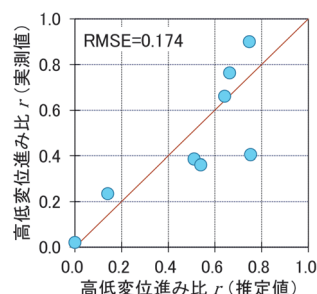


図8 高低変位進み比 r の推定値と実測値の関係

より、組み合わせ保守前後の高低変位進み比 r （保守後の高低変位進み／保守前の高低変位進み）の推定モデルを式(1)のように構築した。同式より、保守前の高低変位進みおよびレール削正による軸箱加速度の改善量が大きいほど、高低変位進み比 r が小さくなり、組み合わせ保守効果が大きくなることわかる。

$$r = 1 - 0.0205 \times \alpha_{\text{imp}} - 0.2682 \times \Delta\sigma_{\text{before}} \quad (1)$$

(ただし $0 \leq r \leq 1$)

本式の決定係数は0.945であったことから、回帰式の当てはまりはよく、高低変位進み比 r の推定モデルとしては高い説明力を持っているといえる。

図8に、高低変位進み比 r の推定値と実測値の関係を示す。同図において、推定値と実測値は近い値であることが確認でき、両者の差のRMSE（二乗平均平方根誤差）は0.174であった。

上記の式(1)は本分析の対象線区への適用を目的とした推定式であるが、別の線区においても以上に示した方法によって組み合わせ保守による高低変位進み比の推定モデルを構築できると考えられる。

4. 組み合わせ保守計画システム

4.1 組み合わせ保守計画システムの構成

組み合わせ保守計画システムでは、次の3つのシステムを連携させて、組み合わせ保守を考慮したレール削正

車と MTT の運用計画を容易に策定できる。まず一つ目は、軌道検測データから軌道状態を評価するための軌道状態評価システム (RCA : Railway Condition Analyzer)⁹⁾、二つ目は MTT 保守計画を作成する軌道保守計画システム (MTS : MTT Scheduler)¹⁾、三つめはレール削正車の運用計画を作成するレール削正計画システム (RGS : Rail Grinding Scheduler)²⁾である。

図 9 に、組み合わせ保守計画システムの構成を示す。はじめに、軌道状態評価システムにより、組み合わせ保守の効果が見込める「組み合わせ保守候補箇所」を選定する。なおここでは、表 1 に示した通り、新幹線と在来線で異なるパラメータを用いる。次に、軌道保守計画システムにより、高低変位を指標として MTT の運用計画を作成する。この際、組み合わせ保守候補箇所は、計画期間内に MTT 保守が行われるように条件を設ける。最後に、レール削正計画システムにより、軸箱加速度を指標として入力して削正車の運用計画を作成する。ここでは、組み合わせ保守候補箇所において、MTT 保守時期の前後一定期間内にレール削正がなされるように計画する。以上により、MTT による軌道変位保守に加えて、レール削正車によるレール凹凸の除去、さらに組み合わせ保守効果による高低変位進み抑制の実現が期待できる。

4.2 システムによる組み合わせ保守計画の試算

4.2.1 試算条件

2章で示した組み合わせ保守候補条件(表1)や、3章で示した組み合わせ保守効果の推定結果を組み合わせ保守計画システムに反映して、3年分の組み合わせ保守を考慮した MTT とレール削正車の運用計画及び軌道状態予測の試算を行った。以下に本試算の条件を示す。

a) 対象線区と計画対象ロット数

表 2 に示した試験区間と同一の線区における、1つの管理エリアを対象とした。本エリアは単線区間であり、MTT とレール削正車はそれぞれ 1 台ずつ保有しているとした。計画作成時の最小距離単位となるロットの長さは 100m とし、対象エリアの総ロット数は 1,270 (127km 相当)である。このうち、分岐器や無道床区間、低速走行により軸箱加速度によるレール凹凸評価が不適な構内区間を含む 270 ロットを除いて計 1,000 ロットを計画対象とした。

b) 軌道検測データと軸箱加速度データ

軌道検測データと軸箱加速度データは、直近 3 年間のデータを用いた。対象線区の軌道検測車による測定は年 4 回、そのうち軸箱加速度を台車前軸で測定したデータは 2 回分である。良好なデータが得られていなかった軸箱加速度データ等を除き、軌道検測データは 11 検測分、軸箱加速度データは 4 検測分を用いた。

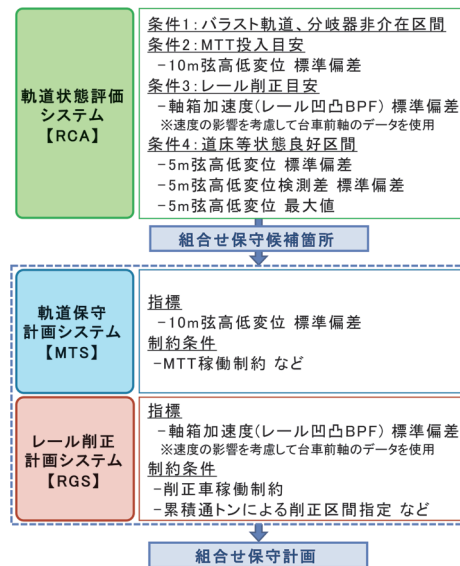


図 9 組み合わせ保守計画システムの構成

c) 施工計画延長と施工計画日数

一日当たりの施工計画延長および年間の施工計画日数は、MTT 保守とレール削正の直近の実績と近くなるように設定し、MTT の計画延長を 46.8km/年、レール削正の計画延長を 14.4km/年とした。

d) レール削正の改善量

図 2 に示した通り、十分なパス数で削正すると削正後のレール凹凸は 0.04mm 程度以下になると考えられる。また、図 7 におけるレール凹凸と軸箱加速度の関係式 (軸箱加速度 $[m/s^2] = 141.0 \times$ レール凹凸 $[mm]$) より、レール凹凸 0.04mm は、軸箱加速度 $5.6m/s^2$ 相当であると推定できる。よって、削正後の軸箱加速度は、削正前の軸箱加速度に関わらず一律で $5.6m/s^2$ になるものとした。なお、レール削正における十分なパス数は、図 7 で軸箱加速度から推定できるレール凹凸や、施工前のレール凹凸測定より定める必要がある。

e) 組み合わせ保守候補箇所の保守指定

表 1 に示した組み合わせ保守候補箇所選択条件において、候補箇所がより多く選定されるようにレール削正目安に関する条件②を軸箱加速度 $13m/s^2$ 以上にして、組み合わせ保守を考慮した計画を試算した。また、組み合わせ保守およびその効果を考慮せず削正車と MTT の運用計画を独立に計画した場合の試算を行った。

4.2.2 試算結果

図 10 に、組み合わせ保守が計画されたロットの高低変位(標準偏差)の推移例を示す。本システムでは、3.2節で導出した組み合わせ保守効果の推定モデルにより、組み合わせ保守後の高低変位進みの抑制効果を反映して推移予測することが可能である。

また、表 3 に本試算で得られた保守計画における、1

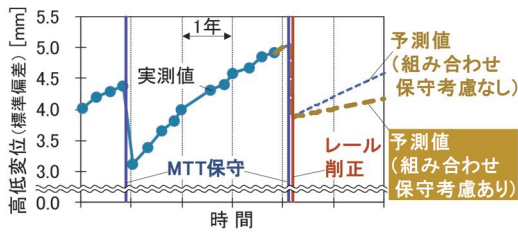


図 10 組み合わせ保守計画ロットの高低変位推移

表 3 試算結果

指標	組み合わせ保守の考慮	1年目開始時	1年目終了時	2年目終了時	3年目終了時
高低変位進み [mm/年]	あり	0.310	0.294 (-5.4%)	0.286 (-7.7%)	0.276 (-11.1%)
	なし		0.311 (0.0%)	0.315 (+1.5%)	0.317 (+2.0%)
高低変位[mm]	あり	2.86	2.81 (-1.6%)	2.78 (-2.9%)	2.75 (-3.9%)
	なし		2.82 (-1.5%)	2.80 (-2.1%)	2.80 (-2.2%)

注：()内の数値は各指標における1年目開始時からの増減率を表す。

年目開始時および各年度終了時の高低変位進みと高低変位を、計画対象全ロット（1,000 ロット）の平均値で示す。高低変位進みの結果を見ると、組み合わせ保守を考慮する場合は年を経過するごとに高低変位進みの抑制効果が累積されるために毎年度終了時の高低変位進みが低減していく。対して、組み合わせ保守を考慮しない場合においては、毎年度終了時の高低変位進みは微増していく。次に、高低変位の結果を見ると、1年目終了時は組み合わせ保守を考慮する方がわずかに小さいが、2年目、3年目と年を経過するごとに、組み合わせ保守を考慮する方が高低変位がより小さくなっていく、つまり軌道状態がより良化していく結果となる。なお、組み合わせ保守を考慮しない場合においては、上述のように軌道変位進みが年々微増する結果であるが、保守による軌道変位改善の効果がこれを上回るために、計画開始時より軌道変位が小さくなる結果となっている。

以上の結果から、組み合わせ保守を考慮して MTT とレール削正車を運用することで高低変位進みを抑制でき、線区の軌道状態を良化できると考えられる。また、年月が経過すると組み合わせ保守を考慮する方がより優れた結果となったことから、在来線における組み合わせ保守は短期的には効果が表れづらくても中長期的に継続することで効果が累積されて大きな効果を生むと考えられる。

5. まとめ

本研究のまとめは次の通りである。

- (1) 在来線における組み合わせ保守の高低変位進み抑制効果を検証するため、組み合わせ保守の試験施工をした。その結果、レール削正によるレール凹凸改善量が大きいほど、また、保守前の高低変位進みが大きいほど、組み合わせ保守による高低変位進み抑制

の効果が大きくなる傾向を確認した。

- (2) 新幹線で検証されていた組み合わせ保守候補箇所の選定条件や効果の推定モデルについて、在来線に適用するための分析を行った。その結果を受けて、組み合わせ保守による高低変位進み抑制等を実現するレール削正車と MTT の運用計画を策定するための組み合わせ保守計画システムに対して、在来線に適した入力パラメータを検討した。さらに、本モデルによる組み合わせ保守効果の推定値と実測値は近い値であることを確認した。
- (3) 組み合わせ保守計画システムを用いた試算を行った。その結果、組み合わせ保守を考慮して MTT 保守とレール削正を計画することで、高低変位および高低変位進みが小さくなる、つまり軌道状態が良化していく結果となった。

今後は、組み合わせ保守効果の持続期間の追跡調査や適切な組み合わせ保守計画延長の分析等、在来線における組み合わせ保守の実用化に向けて更なる検討を行う。

文献

- 1) 三和雅史, 大山達雄: 最適軌道保守計画作成モデルの実施検証に基づく性能評価と運用実施の汎用化, 土木学会論文集 D3, Vol.69, No.2, pp.160-175, 2013
- 2) 佐野弘典, 田中博文: 車上モニタリングデータを活用したレール削正計画法の開発, JREA, Vol.58, No.3, pp.7-10, 2015
- 3) 古川敦: マルタイとレール削正車の併用による軌道保守周期の最適化, 鉄道工学論文集, No.13, pp.141-147, 2009
- 4) 松本麻美, 三和雅史, 吉田尚史, 矢坂健太, 桶谷栄一, 原田祐樹: レール削正と軌道変位保守の同時期実施を考慮した軌道保守計画法, 鉄道総研報告, Vol.30, No.10, pp.41-46, 2016
- 5) 松本麻美, 昆野修平, 森健矢: MTT 保守とレール削正の組み合わせ保守による軌道状態の延命化の実地検証, 土木学会, インフラメンテナンス実践研究論文集, Vol.2, pp.109-117, 2023
- 6) 木村寛淳, 田中博文, 下野勇希: 偏心矢を用いたバラスト軌道における高低変位急進箇所の効率的な検出手法, 土木学会全国大会第 65 回年次学術講演会, pp.423-424, 2010
- 7) 田中博文, 梶原和博, 清水惇: レール表面の細かな凹凸を診る, RRR, Vol.76, No.2, pp.24-27, 2019
- 8) 田中博文, 松本麻美, 原田祐樹, 桶谷栄一: 軌道検測車で測定される軸箱加速度を活用したレール波状摩耗の状態評価と管理手法に関する研究, 構造工学論文集, Vol.63A, pp.541-549, 2017
- 9) 三和雅史, 木村寛淳, 山中雅司: レール及び道床状態を考慮した軌道保守方法の最適選択モデルの構築, 鉄道総研報告, Vol.26, No.2, pp.13-18, 2012

コンクリートの強度発現を考慮した クリープひずみの算定式および設計用値

渡辺 健* 中村 麻美*

Concrete Creep Strain Estimation Formula and Design Values of Concrete
by Considering the Strength Development

Ken WATANABE Mami NAKAMURA

Based on a literature survey on creep of mixed cements, this paper presents an estimation of creep coefficients in order to investigate design values of creep coefficients for different types of cement. An compressive strength estimation formula during loading used to calculate the creep strain used in estimating the creep strain coefficient was formulated based on the existing compressive strength estimation formula. First, the design values of creep coefficients for effective prestress calculations are presented. The values were calculated assuming cement types and standard conditions for prestressed concrete (PC) bridges. Then the authors confirm the effect of the creep coefficients on the verification of simple PC girder.

キーワード：コンクリート，プレストレス力，クリープ係数，設計用値

1. はじめに

近年，良質な骨材の入手が困難になることの懸念や，コンクリートに混和材を混入することで構造物の耐久性確保に対処しようとする事例が増加している。特に，比較的高い設計圧縮強度を確保しようとする PC 構造物では，低水セメント比のコンクリートが用いられる。その結果，アルカリ総量も増加するため，フライアッシュや高炉スラグ微粉末を混入したコンクリートへの対応といった，使用材料に関する要望も挙げられている。

2004（平成 16）年制定の鉄道構造物等設計標準・同解説（コンクリート構造物）（以下，H16 年制定鉄道標準¹⁾）や，2017 年制定土木学会コンクリート標準示方書〔設計編〕（以下，2017 年制定土木学会示方書²⁾）では，単位応力あたりのクリープひずみの算定式が記載されている。この式は，主に普通ポルトランドセメントを対象として定式化されたものであり，混合セメントに対する適用性は明らかにされていない。

本稿は，セメント種類を考慮したクリープ係数の算定式および設計用値について報告する。クリープ係数の試算では，既往の圧縮強度推定式をもとに，クリープひずみの算定に用いる載荷時の圧縮強度推定式を定式化した。そして，セメント種類や PC 橋りょうの標準的な条件を想定して算出した，有効プレストレス算定のためのクリープ係数の設計用値を示した。最後に，設計用値の増減が，単純 PC 桁の照査に対する影響について確認した。

2. クリープひずみ算定式に関する検討

2.1 混合セメントコンクリートに対するクリープひずみ算定式の適用について

H16 年制定鉄道標準¹⁾ や 2017 年制定土木学会示方書²⁾ における，クリープひずみの算定式を式 (1) に示す。

$$\varepsilon'_{cc}(t, t')/\sigma'_{cp} = \frac{4W(1-RH/100)+350}{12+f'_c(t')} \cdot \log_e(t-t'+1) \quad (1)$$

ここに， $\varepsilon'_{cc}(t, t')/\sigma'_{cp}$ ：材齢 t' （日）に初載荷を行ったコンクリートの材齢 t （日）における単位応力あたりのクリープひずみ（ $\times 10^{-6}/(\text{N}/\text{mm}^2)$ ）， W ：コンクリートの単位水量（ kg/m^3 ）， RH ：相対湿度（%）， t' および t ：載荷時および載荷中のコンクリートの有効材齢（日）， $f'_c(t')$ ：載荷時の有効材齢 t' （日）におけるコンクリートの圧縮強度（ N/mm^2 ），である。

式 (1) は，主に普通ポルトランドセメント（以下，N）を対象としており，早強ポルトランドセメント（以下，H）に対しても準用されてきた。そこで，既往の報告^{3) 4)} を基に，高炉セメント（B 種）（以下，BB），フライアッシュセメント（B 種）（以下，FB）といった，セメント種類によるクリープ特性の違いを把握した。図 1 に，単位クリープひずみの実験値を示す⁵⁾。なお，図中の値は，載荷時の圧縮強度 $f'_c(t')$ とヤング係数が試験体間で異なることに配慮して，式 (1) を参考に，文献中のグラフから読み取った単位クリープひずみの実験値を $f'_c(t')$ の関数で正規化したものである。単位水量 W は $175\text{kg}/\text{m}^3$ ，相

* 構造物技術研究部 コンクリート構造研究室

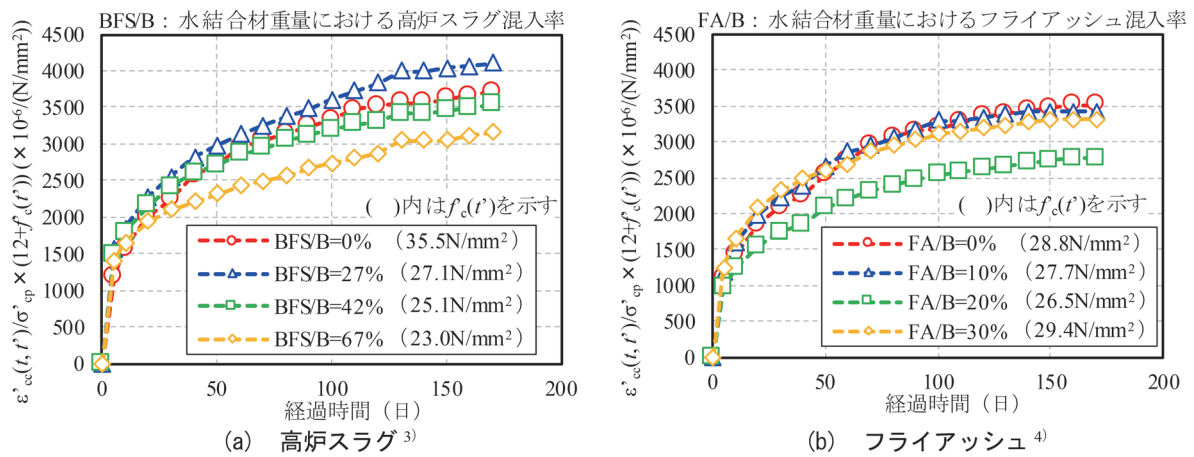


図1 単位クリープひずみに対する混和材の混入率の影響⁵⁾

表1 式(2)に用いる係数⁵⁾

セメント種類	a	b	$d(28)$	$f'_c(28)$
普通ポルトランドセメント (N)	4.5	0.95	1.11	-20+30(C/W)
早強ポルトランドセメント (H)	1.7	0.98	1.04	-15+30(C/W)
高炉セメント B種 (BB)	6.2	0.93	1.15	-10+25(C/W)
フライアッシュセメント B種 (FB)	6.2	0.93	1.15	-25+30(C/W)

対湿度 RH は 60% である。試験ケースによるばらつきは見られたものの、混和材の置換率による明確な傾向は確認できなかったことから、 $f'_c(t)$ を適切に考慮することで、式(1)は混合セメントに対しても適用可能と考えられる。

2.2 荷重時の圧縮強度推定式

N, H, BB および FB を用いたコンクリートの、材齢 t 日における圧縮強度 $f'_c(t)$ の推定式について、2007 年制定土木学会コンクリート標準示方書〔設計編〕(以下、2007 年制定土木学会示方書⁶⁾) の温度ひび割れに対する照査に用いる圧縮強度推定式を参考に、式(2)により表すこととした。

$$f'_c(t) = \frac{t}{a+bt} d(28)f'_c(28) \quad (2)$$

ここに、 a, b : 定数、 $d(28)$: 材齢 28 日に対する材齢 91 日の圧縮強度の増加率、 $f'_c(28)$: 材齢 28 日におけるコンクリートの圧縮強度 (N/mm^2)、である。

2017 年制定土木学会示方書「6 編温度ひび割れに対する照査」の圧縮強度推定式^{2), 7)} と同程度の精度で表現できるように、式(2)の定数 $a, b, d(28)$ の値を検討した。表 1 に、最小二乗法の結果や、2007 年制定土木学会示方書⁶⁾ の推定式を参考に決定した定数 $a, b, d(28)$ の値を示す。また、図 2 に、式(2)による算定値を示す。セメント種ごとの強度発現の差異を確認できる。図 3 に、

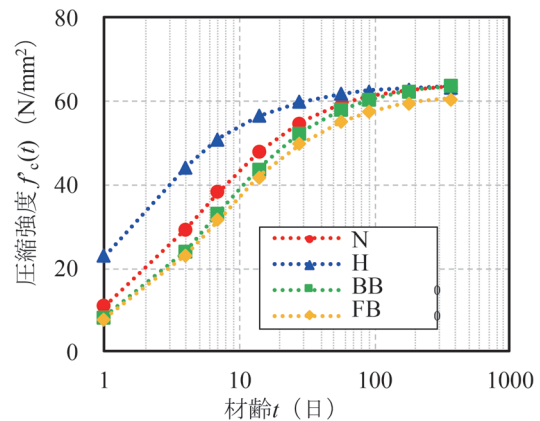


図2 式(2)により算定したコンクリートの強度発現

この算定値と既往の実験データ^{7)~11)} の比較を示す。なお、図 3 は、材齢 1 日～91 日間の複数の材齢で計測された圧縮強度の実験データを示しており、FB は N にフライアッシュを 15%～22% 程度置換した実験データであるが、計算値は実強度を概ね評価している⁵⁾。FB の $W/B=40\% \sim 50\%$ および BB の $W/B=30\% \sim 40\%$ の実験データにおいて、計算値が実強度を上回り、差がやや大きいデータもあるが、図 3(a) に示す既往の圧縮強度推定式の N に対する予測精度のばらつきと同程度であった。

2.3 クリープひずみ、クリープ係数に対する影響

図 4 に、 W/B および荷重開始材齢を同一のもと、単位応力あたりのクリープひずみを示す。単位クリープひず

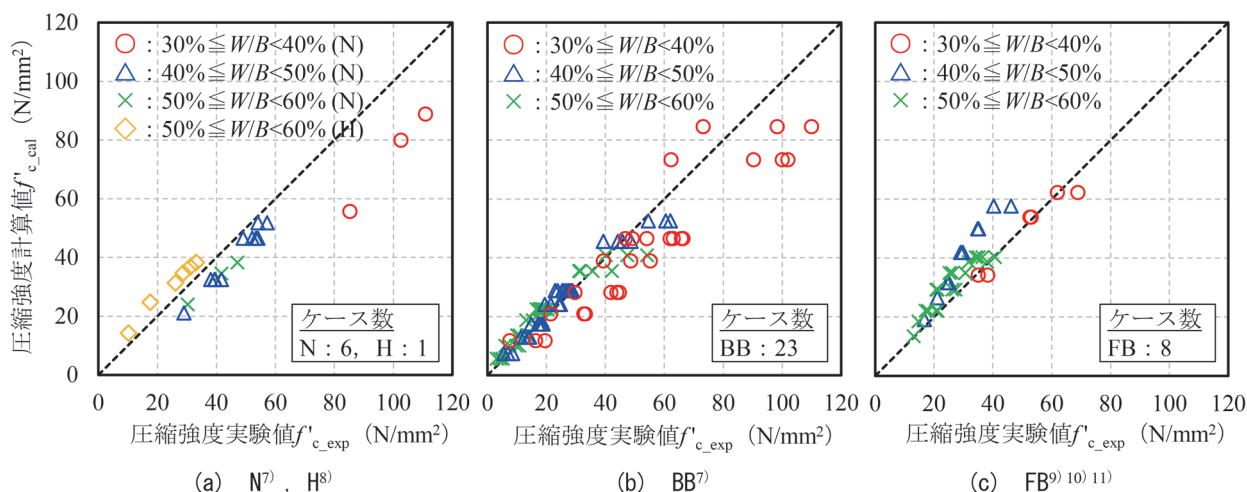


図3 既往の文献の実験データとの比較⁵⁾

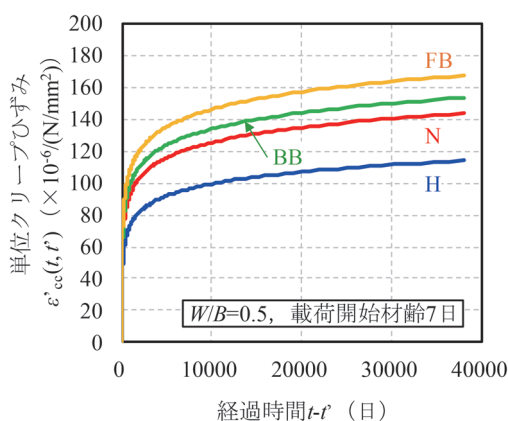


図4 単位クリープひずみとセメント種類

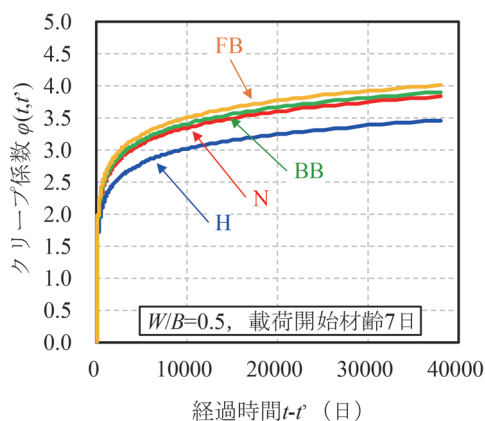


図5 クリープ係数とセメント種類

みの増加傾向は、セメント種類に依存した傾向を示す。図5に、式(1)、式(2)から算出されるクリープ係数を示す。ここで、クリープ係数は、荷重時の圧縮強度から、圧縮強度とヤング係数の関係をもとに、荷重時のヤング係数 E_{ct} を求め、式(3)により求めた。

$$\varphi(t, t') = (\varepsilon'_{cc}(t, t') / \sigma_{cp}) \cdot E_{ct} \quad (3)$$

ここに、 $\varphi(t, t')$: 材齢 t' (日) に初荷重を行ったコンクリートの材齢 t (日) におけるクリープ係数、 $\varepsilon'_{cc}(t, t') / \sigma_{cp}$: 材齢 t' (日) に初荷重を行ったコンクリートの材齢 t (日) における単位応力あたりのクリープひずみ ($\times 10^{-6} / (\text{N}/\text{mm}^2)$)、 E_{ct} : 荷重時の有効材齢 t' (日) におけるコンクリートのヤング係数 (N/mm^2)、である。

セメント種類による同一材齢でのクリープ係数の差異は、図2に示した強度発現の差異に起因するものである。荷重時の圧縮強度が小さいほど単位応力あたりのクリープひずみは大きくなるが、荷重時のヤング係数は小さくなるため、早強セメントを除くと、セメントの種類

がクリープ係数に及ぼす影響は比較的小さい。PC 構造物の実施工では、一般にプレストレス導入時の圧縮強度を管理しており、プレストレス導入時の圧縮強度が同じであれば、セメント種類によらずクリープ係数は概ね同程度となると考えられる。

3. クリープ係数の設計用値に関する検討

3.1 プレストレス力算定のための設計用値の見直し

式(2)の見直しに併せて、クリープ係数の設計用値を見直した。設計用値は、標準的な条件下のプレストレスコンクリート構造を想定して定めた。PC 桁の長期たわみの計算では、桁上面と桁下面の相対湿度を適切に考慮する必要があるために、相対湿度は、部材の上面(乾湿繰り返し)および下面(常時乾燥)として算出した。ただし、桁のプレストレス力の変動など、クリープの影響を力でモデル化する場合、上面と下面のクリープ係数の差異に起因した影響は小さい。そこで、プレストレス力算定に用いられるクリープ係数の設計用値として、断

表2 有効プレストレス算定のためのコンクリートのクリープ係数の設計用値

出典・検討方法	セメント種類	プレストレス導入時，荷重時のコンクリートの材齢						
		4日	7日	4~7日	14日	28日	3ヶ月	1年
H16年制定鉄道標準	—	—	—	2.7	1.7	1.5	1.3	1.1
式(1)~式(4)による検討*	N	—	3.1	—	2.5	2.2	1.8	1.4
	H	2.9	2.5	—	2.3	2.0	1.7	1.3

※N：普通ポルトランドセメント（高炉セメントB種，フライアッシュセメントB種も準用可），H：早強ポルトランドセメント

表3 試設計条件

設計条件	PC			PRC	
	T桁	箱桁	下路桁	T桁	箱桁
線数	1	2	1	2	2
橋長	24m	31.3m	31m	38m	34m
種別	新幹線	在来線	在来線	在来線	新幹線
設計速度	260km/h	90km/h	110km/h	160km/h	260km/h

面の平均値として算出した。

クリープ係数の設計用値については，以下の通り検討した。式(1)は，コンクリート供試体のクリープ試験結果に基づいて構築されている。式の構成では，荷重開始材齢 t' を任意に設定して，クリープ係数を算定可能である。しかしながら，クリープ試験は一般に初期荷重材齢を28日あるいは3か月に設定しておらず，荷重材齢が大きくなった場合の予測式の精度については検討の余地があると考えられる。また，式(1)，式(2)において，例えば荷重材齢 $t'=28$ 日として算定すると $\varphi=2.7$ となる。表2に示す通り，H16年制定鉄道標準の材齢28日の設計用値は $\varphi=1.5$ であることから，約1.8倍の値になることになる。

これまでH16年制定鉄道標準の設計用値を用いてPC桁やPRC桁の建設が行われているが，少なくとも，プレストレスの減少量を算定する点では問題は報告されていない。そこで，予測式という観点ではなく，設計用値という観点でH16年制定鉄道標準との整合を取ることとした。つまり，クリープ係数のみならず，プレストレスの減少量の算定式と併せて，設計用値の精度を検討する必要がある。

そこで，クリープ係数の設計用値は，2017年制定土木学会示方書の検討¹²⁾を参考に，式(1)~式(3)に基づき，一般に良く使われているWhitney則に基づいて式(4)により算出した。これは，プレストレスを与えたときのクリープに対する各荷重時から設計耐用期間までの残クリープを，各荷重時材齢におけるクリープの設計用値として算出するものである。

$$\varphi(t, t_i) = \varphi(t, t_1) - \varphi(t_i, t_1) \quad (4)$$

ここに， $\varphi(t, t_i)$ ：材齢 t_i (日) に初荷重したコンクリートの材齢 t (日) におけるクリープ係数であり， t_1 は7

日 (N, BB, FB) あるいは4日 (H)，である。 t は，供用期間100年を確保するため，供用開始までの期間も考慮してやや大きい値として $t=38000$ (日) とした。

表2に示す通り，早強セメントのクリープ係数は，比較的早い材齢で荷重する場合，普通セメントの場合と比較してやや小さい(図4)。一方，高炉セメントB種およびフライアッシュセメントB種を用いた場合のクリープ係数は，普通セメントの場合とほぼ同一であったことから(図4)，設計用値としては，普通セメントの値を準用してよいと考えられる。その結果，クリープ係数は0.3~0.8の範囲で増加するが，クリープ曲線がH16年制定鉄道標準から大きく変わることはない。

3.2 設計用値が単純PC・PRC桁の照査に及ぼす影響

収縮ひずみ ϵ'_{cs} とクリープ係数 φ が，PC桁やPRC桁の各性能項目の照査結果に及ぼす影響について検討した。表3に試設計を行った桁の主な試設計条件を示す。PC-T桁，PRC-T桁，PC-箱桁，PRC-箱桁，PC-下路桁を1例ずつ選定した。 $\epsilon'_{cs}=200 \times 10^{-6}$ ， $\varphi=2.7$ [H16年制定鉄道標準 5.3.1.9, 5.3.1.10]を基本とし，これらの ϵ'_{cs} と φ に対し，0.5倍，2.0倍に増減した場合の照査結果を確認した。コンクリートの設計基準強度は 40N/mm^2 (導入時 34N/mm^2)，最大水セメント比50%である。

図6に計算結果を示す。ここでは，設計の決定要因となる安全性(破壊)，復旧性(損傷)，「適用の要件」について示す。なお，「適用の要件」では，コンクリートと鋼材の応力度を検討し，永久作用によるコンクリート緑圧縮応力度 σ'_c がコンクリートの設計圧縮強度 f'_{cd} の40%以下，かつ変動作用によるPC鋼材の引張応力度 σ_p が設計引張強度 f_{pud} の70%以下であることを確認した。

桁種に関わらず，収縮ひずみ量 ϵ'_{cs} とクリープ係数 φ が照査結果に与える影響が小さいことがわかる。特に桁において，設計の決定要因となる安全性(破壊)では，

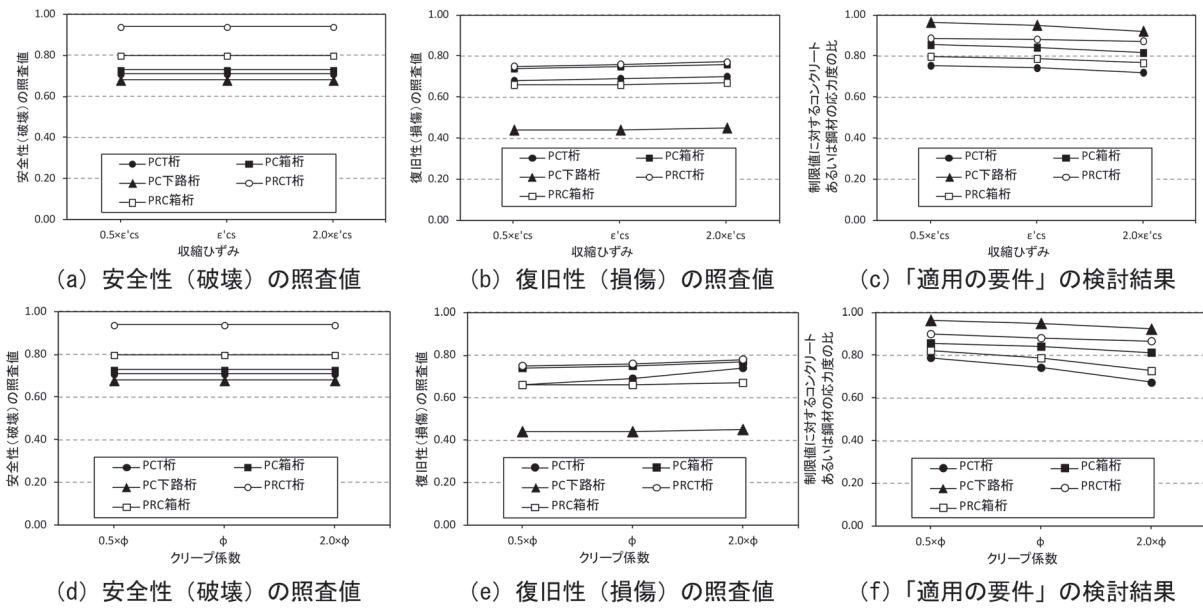


図6 各種PC桁およびPRC桁における試設計の結果
(上段：収縮ひずみ量を変更した場合，下段：クリープ係数を変更した場合)

ϵ'_{cs} と ϕ の感度はみられない。また、鋼材応力度を用いて照査する「適用の要件」では、照査結果が多少変動したものの、決定要因となる程度の照査値の増加はなかった。これより、単純PC桁の設計では、収縮ひずみ ϵ'_{cs} とクリープ係数 ϕ の増減が、照査結果に及ぼす影響は小さい。すなわち、表2に示す通り、クリープ係数の設計用値はH16年制定鉄道標準から増加したが、こうした桁の照査値に及ぼす影響は小さいと考えられる。

4. まとめ

- (1) 単位クリープひずみに及ぼすセメント種類の影響は比較的小さかった既往の実験結果から、H16年制定鉄道標準のクリープひずみ算定式に、コンクリートの圧縮強度発現の違いを考慮することで、混合セメントコンクリートのクリープを概ね表現可能であると考えられる。
- (2) 既往の圧縮強度推定式をもとに、クリープひずみの算定に用いる載荷時の圧縮強度推定式を定式化した。そして、セメント種類を考慮した有効プレストレス算定のためのクリープ係数を示した。
- (3) 単純PC桁、PRC桁の試設計では、収縮ひずみ ϵ'_{cs} とクリープ係数 ϕ の増減が、照査結果に及ぼす影響を確認した。本報告では、クリープ係数の設計用値が増加したが、これらの桁の照査結果に及ぼす影響は小さいことを確認した。

文献

- 1) 国土交通省監修・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，2004
- 2) 土木学会：2017年制定コンクリート標準示方書〔設計編〕，丸善，2018
- 3) 大谷俊浩，濱永康仁，上田賢司，佐藤嘉昭：鉄筋埋設拘束試験による混和材混入コンクリートの収縮ひび割れ抵抗性評価，コンクリート工学年次論文集，Vol.33，No.1，pp.221-226，2011
- 4) 大谷俊浩，将海燕，伊藤七恵，佐藤嘉昭：鉄筋埋設拘束試験によるフライアッシュコンクリートの収縮ひび割れ特性に関する研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.34，No.1，pp.136-141，2012
- 5) 中村麻美，渡辺健：セメント種類を考慮したコンクリートのクリープ係数の設計値に関する検討，プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集，Vol.30，pp.515-518，2021
- 6) 土木学会：2007年制定コンクリート標準示方書〔設計編〕，丸善，2008
- 7) 日本コンクリート工学会：マスコンクリートのひび割れ制御指針2008，日本コンクリート工学会，2008.11
- 8) 大井孝和，森野奎二，内藤幸雄：養生温度条件とコンクリートの強度発現，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.1，No.1，pp.5-8，1979
- 9) 國府勝郎，上野敦，平野将司：フライアッシュの強度発現に関する養生温度および材齢効果の定量的評価，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.22，No.2，pp.79-84，2000

- 10) 呉富栄, 榊田佳寛, 中村成春, 新沼大史: フライアッシュを使用したコンクリートの強度発現に及ぼす養生変化の影響, コンクリート工学年次論文集, Vol.25, No.1, pp.569-574, 2003
- 11) 深川正浩, 中村成春, 榊田佳寛, 阿部道彦: 分級フライアッシュを使用した高強度コンクリートの力学特性及び耐久性, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.19, No.1, pp.205-210, 1997
- 12) 土木学会: コンクリートライブラリー138 2012年制定コンクリート標準示方書改訂資料—基本原則編・設計編・施工編一, 丸善, 2013

鉄道総研報告 監修スタッフ

■監修責任者

芦谷公稔

■編集責任者

谷村幸裕

■企画・監修

川崎邦弘	長倉 清	日比野有	高橋紀之
仁平達也	石毛 真	神田政幸	重枝秀紀
桃谷尚嗣	布川 修	新井英樹	福田光芳
松井元英	上半文昭	斉藤実俊	水上直樹
富田 優	小島謙一		

鉄道総研報告 第38巻 第1号

2024年1月1日 発行

監修・発行所：公益財団法人 鉄道総合技術研究所

〒185-8540 東京都国分寺市光町2-8-38

©2024 Railway Technical Research Institute

本誌に関するお問い合わせ先
総務部広報 電話 042-573-7219

RTRI REPORT

Vol. 38 No. 1

Jan. 2024

PAPERS

- Elucidation of Noise Near the Bogie using Sound Source Visualization Method
.....M.SASAKURA (1)
- Snow Falling Experiments and Modeling to Simulate Phenomena of Snow Falling from Railway Vehicle
.....Y.KAMATA, H.TSUJI, D.TAKAHASHI (9)
- Proposal of an Equation for Calculating Fatigue Strength of SD685 Rebar Considering the Range of
High Frequency Repetitive Loading
.....Y.NAKATA, M.OKAMOTO, K.WATANABE, T.TADOKORO (17)
- Field Verification of Combining Ballast Tamping and Rail Grinding and Application to Planning System
.....S.KONNO, M.MATSUMOTO, K.MORI (21)

RESEARCH REPORT

- Concrete Creep Strain Estimation Formula and Design Values of Concrete by Considering the
Strength Development
.....K.WATANABE, M.NAKAMURA (27)

