

鉄 道 総 研 報 告

第39巻 第3号

2025年3月

論文

- 車両** 銅含浸型メタライズドカーボンすり板の局部摩耗発生機構
..... 久保田喜雄, 早坂高雅, 古賀進一郎, 野崎秀彦 (1)
- 車両** 車輪板部のせん断ひずみを活用した車輪・レール接触位置測定法の数値解析による妥当性検証
..... 本堂貴敏, 國行翔哉, 山下拓希, 杉山博之 (11)
- 車両** **電気** 加振試験データを用いたパンタグラフのしゅう動摩擦に対する安定性評価手法
..... 小林樹幸, 天野佑基, 山下義隆 (17)
- 施設** 狭隘箇所に適用可能な軽量埋設型枠を用いた剛壁面補強土擁壁 (RRR 工法) の施工法
..... 倉上由貴, 中島進, 小浪岳治, 山下喜央 (23)
- 施設** 数値解析による車上計測された軌道変位に橋りょう支承あおりが及ぼす影響評価
..... 服部紘司, 松岡弘大, 田中博文 (31)
- 施設** 線形領域における地盤の固有周期が応答変位法に用いる慣性力と地盤変位の組合せに及ぼす影響
..... 田中仁規, 坂井公俊 (39)
- 運転** 要員数最小化を目的とした乗務員運用計画の自動作成手法
..... 加藤怜, 中東太一, 小久保達也 (47)

銅含浸型メタライズドカーボンすり板の局部摩耗発生機構

久保田 喜雄* 早坂 高雅** 古賀 進一郎*** 野崎 秀彦#

Generation Mechanism of Localized Wear of Cu-impregnated Metalized Carbon Contact Strip

Yoshitaka KUBOTA Takamasa HAYASAKA Shinichiro KOGA Hidehiko NOZAKI

Localized wear of pantograph contact strips is an urgent problem to be solved, as it can lead to the fusion of the pantograph head and subsequent breakage of the overhead contact wire. However, the mechanisms underlying localized wear have not yet been clarified, and effective countermeasures have not been established. The aim of this study is to clarify the generation mechanism of localized wear in the copper-impregnated type of metalized carbon contact strip. Therefore, we analyzed actual worn strips using a micro Raman spectrometer and investigated the sliding wear behavior of contact strips with different degrees of graphitization of the carbon substrate using a block-on-ring-type wear tester.

キーワード：パンタグラフすり板，異常摩耗，メタライズドカーボンすり板，段付摩耗，溝摩耗，黒鉛化，ラマン分光分析

1. はじめに

電気鉄道の集電方式は架空電車線方式が主流であり，電気車はパンタグラフを通じてトロリ線から集電している。パンタグラフの最上部，トロリ線と接する部分には，パンタグラフすり板（以下，すり板）と呼ばれるしゅう動接点部材が取り付けられている（図1(a)）。

すり板はトロリ線との摩擦により摩耗し，通常はトロリ線のジグザグ偏位の分布に応じた摩耗形状となる図1(b)，(c))。しかし，まれにはあるが摩耗が局部的に進行し，段付摩耗や溝摩耗と呼ばれる異常摩耗が発生することがある（図2）。こうした局部摩耗は事故を未然に防ぐためにすり板を臨時交換する必要があることから遅延の原因となり，発見が遅れた場合にはパンタグラフの溶断やそれにとまなう架線の切断に至ることがある¹⁾ため，解決が望まれている。しかし，局部摩耗の発生や進展の機構は特にメタライズドカーボンすり板では未解明な点も多く，系統的な対策は確立されていない。トロリ線に設置したセンサによってすり板局部摩耗を検知する方法も検討されている²⁾が，根本的な解決のためには，局部摩耗の発生原因とメカニズムを明らかにする必要がある。機構解明にあたっては，局部摩耗の過程を「初期の局部摩耗（凹部）発生」と「初期摩耗箇所の急速な進展」に分けて考えることが重要である。本研究では，銅含浸型メタライズドカーボンすり板の初期の局部摩耗発

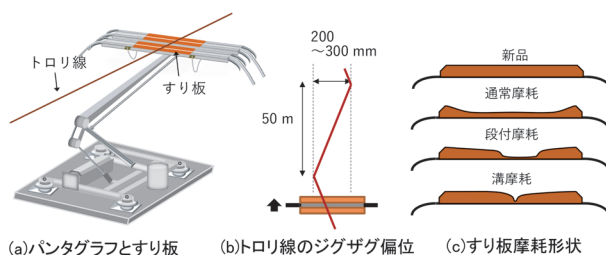


図1 パンタグラフとすり板の模式図



図2 すり板局部摩耗の例

生機構に着目し，実すり板の観察・分析と通電摩擦実験を行った結果，アーク放電によりすり板炭素基材の黒鉛構造が増加することで局部摩耗発生の原因となりうるすり板摩耗率の増加現象が起こるとの知見が得られたので以下に報告する。

2. すり板の局部摩耗に関する現在までの知見

2.1 発生原因が明らかになっているすり板の局部摩耗

これまでに発生原因が明らかになっているすり板の局部摩耗は以下の3つに分類できる。

- ①架線への着氷霜に起因する離線発生によるもの
- ②架線・パンタグラフ系の追従特性に起因する離線発生

* 材料技術研究部 摩擦材料研究室
** 電力技術研究部 電車線構造研究室
*** 西日本旅客鉄道株式会社
東洋炭素株式会社

によるもの

③主すり板と補助すり板の境界部で発生するもの

①は主に銅系焼結合金すり板で発生するもので、トロリ線摩擦面に氷霜が付着した箇所をパンタグラフが通過する際に連続的にアーク放電が生じ、すり板が溶損・摩耗するものである³⁾。特徴として、発生が冬季に集中すること、舟体側面にアーク放電による損傷が見られることが挙げられる。対策として、アーク放電に対する耐性が強いすり板材の使用や霜取り用パンタグラフによる氷霜の除去が実施されている。

②は、架線・パンタグラフ系の追随性能が低い状態で、離線が繰り返し発生し、すり板が急激に摩耗するものである。例えば、架線高さが低い区間でパンタグラフの押上力が低下したことで離線が増加し局部摩耗が発生した事例⁴⁾や、トロリ線に波状摩耗が生じた線区で局部摩耗発生件数が増加した事例が報告されている¹⁾。このように設備側の特定箇所に原因がある場合、離線はすり板上の決まった箇所で生じることから、いずれの車両でもすり板の同一変位付近に局部摩耗の発生が集中するという特徴がある。

③は、主すり板とアルミニウム製補助すり板の境界部で補助すり板側に局部摩耗が発生するものである。この局部摩耗の原因は、主すり板と補助すり板で電気抵抗率と摩耗特性が大きく異なることにあり、補助すり板の材料を主すり板と同一にすることが有効な対策となる⁵⁾。

2.2 アーク放電がメタライズドカーボンすり板の摩耗に及ぼす影響

前節で述べたように局部摩耗は離線時のアーク放電に起因すると考えられるものが多く、アーク放電の熱で溶融・軟化する金属系すり板で比較的発生しやすい。しかし、常圧下で融点を持たない炭素を基材とするカーボンすり板でも局部摩耗は発生し、問題となっている。これまでの研究から、銅含浸型メタライズドカーボンすり板の摩耗はアーク放電のエネルギーに比例して増加するとの知見が得られている⁶⁾。また、メタライズドカーボンすり板がアーク放電に曝されると含浸された銅が溶出し、硬さが低下することも報告されている⁷⁾。これらのことから、メタライズドカーボンすり板の局部摩耗はアーク放電のエネルギーがすり板上の一箇所に集中した結果生じると考えられていた。しかし、筆者らがパンタグラフの一般的な押上力と同等の55Nの押付力条件で実験した結果、アークエネルギーの分布と摩耗形状は必ずしも一致せず⁸⁾、また、アーク損傷部を起点に局部摩耗が発生するかを検証するため行った実験においても、アーク損傷箇所の摩耗率は非損傷箇所と変わらず、局部摩耗の起点となりうる凹部が形成されることはなかった⁸⁾。一方、押付力を通常の2倍程度とした実験ではアーク電気量分布とすり板摩耗形状はよく一致した⁹⁾。以上

のことから、すり板の摩耗増加にはアーク放電の発生と高荷重条件の双方が影響していると推定されたが、その詳細な機構までは明らかにできなかった。

上記の既往研究を踏まえ、本研究ではこれまで調べられてこなかったメタライズドカーボンすり板の局部摩耗箇所の詳細な観察・分析を行うとともに、局部摩耗箇所で生じる銅の溶出や炭素基材の黒鉛化といった変質が生じたすり板を模した試験片を用い、押付力やトロリ線摩擦面の表面粗さが摩耗に及ぼす影響について調べることにした。

3. 局部摩耗の発生状況調査と局部摩耗が生じたすり板の観察・分析

3.1 すり板材

本研究で対象としたすり板は銅含浸型メタライズドカーボンすり板PC78Aである。PC78Aの材料組織を図3に、化学組成および物理特性を表1に示す。一般的にメタライズドカーボンすり板の炭素基材は1000～1500℃で焼成された非黒鉛質炭素で¹⁰⁾、PC78Aも同様である。こうした非黒鉛質炭素は2000℃を超える高温下では結晶構造の発達が進み、黒鉛質に変化する。この過程は黒鉛化と呼ばれる。

3.2 局部摩耗の発生状況調査

3.2.1 調査概要

2009年12月から2012年3月までに2つの地区（地区A、B）で発生した銅含浸型メタライズドカーボンす

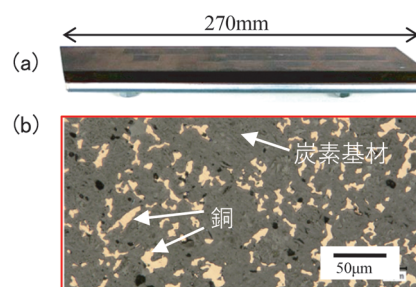


図3 銅含浸型メタライズドカーボンすり板の外観と材料組織

表1 銅含浸型メタライズドカーボンすり板の化学組成と物理特性（公称値）

化学組成 (mass %)	
C	52
Cu	48
物理特性	
密度 (10^3 kg/m^3)	3.0
ショア硬さ (HSD)	90
電気抵抗率 ($\mu\Omega\text{m}$)	1.8
曲げ強さ (MPa)	120
シャルピー衝撃値 (kJ/m^2)	4.2

り板の局部摩耗発生状況を調べた。調査項目は局部摩耗が発見された日付と局部摩耗が発生した箇所の変位（中央からの距離）である。なお、同地区を走行する車両は115系または117系電車で、主にモーター車2両+付随車2両の4両編成で、1台のパンタグラフ（PS16型、40mm幅すり板2列）で集電している。各車両のすり板1列当たりの最大集電電流を主電動機の定格電流等から計算した結果、115系で約520A、117系で約450Aであった。

3.2.2 調査結果と考察

図4に局部摩耗が発見された月の分布を示す。トロリ線着氷霜が原因の場合、局部摩耗の発生は冬期に集中するが、今回の調査した線区ではそのような季節性は見られなかった。

図5、図6に局部摩耗発生箇所の分布を示す。これらより、舟体の中央付近もしくはトロリ線のジグザグ偏位

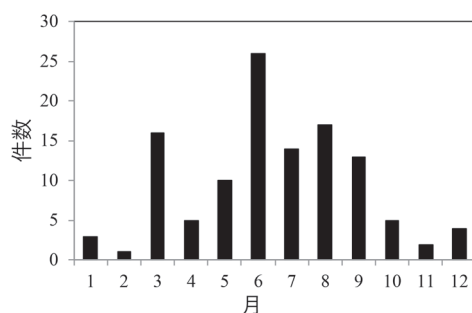


図4 局部摩耗が発見された月の分布

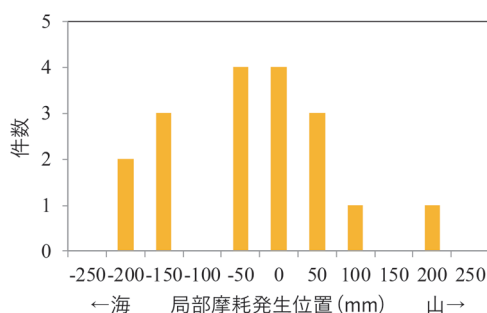


図5 局部摩耗発生箇所の分布（地区A）

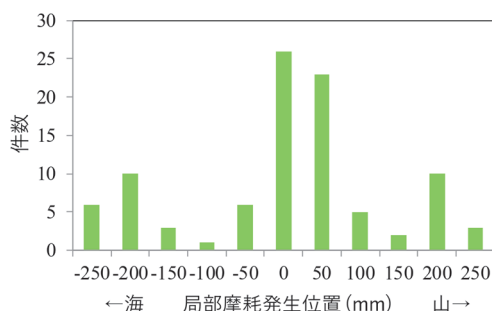


図6 局部摩耗発生箇所の分布（地区B）

の端部である中央から±200mm位置で局部摩耗が発生しやすいことがわかった。舟体の中央付近はパンタグラフの追随性が他の変位よりも低く、離線が発生しやすい箇所である¹¹⁾。また、中央から±200mm付近はトロリ線が金具で支持されており慣性が大いため、やはり離線が発生しやすい箇所である。これらの箇所ですり板の局部摩耗発生頻度が高いことから、メタライズドカーボンすり板の局部摩耗の発生には従来考えられていたとおり離線時のアーク放電が関係している可能性が考えられる。

3.3 局部摩耗箇所の断面組織観察とラマン分光分析

3.3.1 断面組織観察

すり板の局部摩耗箇所の断面組織をデジタルマイクロスコップで観察した。図7に観察結果の一例（複数箇所の撮像の合成）を示す。図中、やや黒く変色した部分は銅が溶出した領域である。銅の溶出深さは局部摩耗箇所の底面では最大1500μm程度である一方、局部摩耗箇所でも斜面部分では10μm程度であった。局部摩耗が生じていない箇所（以下、正常摩耗箇所と記す）の銅溶出深さは10～100μmであった。以上のことから、局部摩耗箇所の底面はその他の箇所よりもより強い熱影響を受けていたと推定される。

3.3.2 ラマン分光分析

断面組織観察では確認できない炭素基材の黒鉛化の有無を明らかにするため、ラマン分光分析法¹²⁾により局部摩耗箇所底面の炭素基材の黒鉛化の進行度合い（黒鉛化度）を評価することとした。ラマン分光分析は、レーザー光を物質に照射し、反射した光のうち照射光とわずかに振動数が異なる弱い光（ラマン散乱光）のスペクトルを解析することで炭素材料の結晶性等を評価する分析手法である。図8に銅含浸型メタライズドカーボンすり板のラマンスペクトル（図中黒線）の一例を示す。

炭素材料のラマンスペクトルには主に二つのピークがあり、1580cm⁻¹付近のピークはG（Graphite）バンドと呼ばれる黒鉛構造に起因するもの、1360cm⁻¹付近のピークはD（Disorder）バンドと呼ばれる黒鉛構造の乱れと欠陥に起因するものである。測定したスペクトルを図8の赤・青線のように波形分離することで、それぞれ

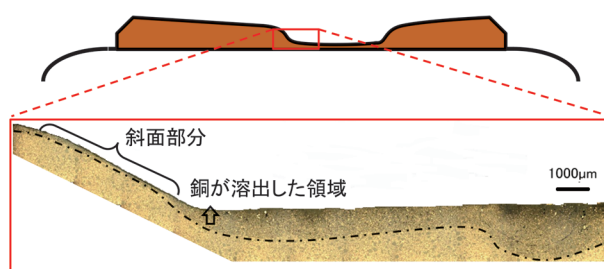


図7 局部摩耗箇所の断面組織例

のバンドのピーク強度 I_G , I_D が求められる。黒鉛化が進行すると G バンドが先鋭化し、R 値¹²⁾ と呼ばれる I_G と I_D の比 ($R = I_G/I_D$) が増加するとともに G バンドの半価幅 ($1/2 I_G$ におけるバンドの幅) は減少する。黒鉛化の程度はこれらの指標により評価される。

(1) 分析方法と黒鉛化度の評価指標

使用した装置は ThermoNicolet 製のレーザーラマン分光装置 almega である。黒鉛化度の評価指標には R 値が用いられることも多いが、ここでは事前検討の結果、焼成温度との相関が高かった G バンドの半価幅を用いた。

(2) 標準試料の分析

実すり板の分析に先だち、炭素基材の黒鉛化度と温度の関係を把握するため、炭素基材の焼成温度を変えた標準試料を複数作製し、それら試料に対しラマン分光分析を行った。焼成温度による基材硬さの変化を把握するため、各炭素基材のロックウェル硬さを測定した。

(3) 標準試料の分析結果と考察

炭素基材の焼成温度と G バンドの半価幅、硬さの関係を図 9 に示す。G バンドの半価幅 HG (cm^{-1}) は焼成温度 T ($^{\circ}\text{C}$) と強い負の相関があった。

$$HG = -0.024T + 113 \quad (1)$$

式 (1) より、実すり板に対し、ラマンスペクトルを測定することで、G バンドの半価幅から焼成温度にして何 $^{\circ}\text{C}$ 相当の熱履歴があったかを逆算することができる。以降、実すり板の熱履歴の評価には G バンド半価幅ではなく、式 (1) から算出した焼成温度相当の推定温度を用いる。

図 9 より製造時には 100HRH 程度であった炭素基材のロックウェル硬さは、焼成温度が 2000°C を超えると 80HRH 程度に減少し、焼成温度 2800°C では 40HRH 程度にまで減少することがわかった。本論文では、硬さが減少する 2000°C を黒鉛化温度とし、上記推定温度が 2000°C を超えた場合に黒鉛化が進行したと判定した。

(4) 実すり板の分析

局部摩耗したすり板の局部摩耗箇所と正常摩耗箇所に

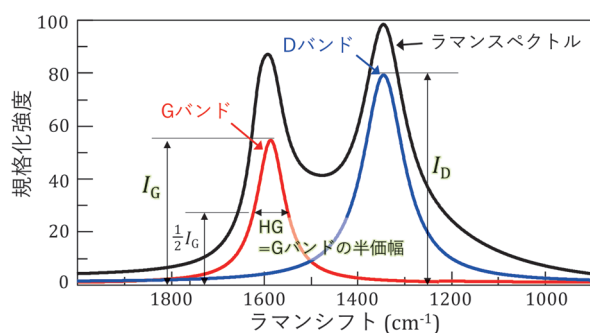


図 8 銅含浸型メタライズドカーボンすり板のラマンスペクトル例

ついて、図 10 に示す 3 点のラマンスペクトルを測定した。測定点数は、局部摩耗箇所は 2 サンプル計 6 点、正常摩耗箇所 4 サンプル計 12 点である。表面のラマンスペクトルを測定した後、すり板を切断し、表面から $0.2 \sim 0.3\text{mm}$ 深さ位置の断面に対し同様の測定を行った。

(5) すり板局部摩耗箇所の分析結果と考察

測定されたラマンスペクトルから熱履歴を推定した結果を図 11 に示す。正常摩耗箇所の摩擦面の推定到達温度は 12 点中 10 点が 2000°C 以下 ($1400 \sim 1750^{\circ}\text{C}$) であった。正常摩耗箇所のうち、推定到達温度が 2000°C を超えていた 2 点はアーク放電が発生しやすいすり板の端部であった。一方、局部摩耗箇所の推定到達温度は 6 点中 4 点が 2000°C 以上 ($2300 \sim 3100^{\circ}\text{C}$) であり、すり板の中央部でも黒鉛化の進行が認められた。

摩擦面から $0.2 \sim 0.3\text{mm}$ 深さの断面に対する測定では、正常摩耗箇所の推定到達温度は 12 点中 11 点が 2000°C 以下 ($1200 \sim 1700^{\circ}\text{C}$) であるのに対し、局部摩

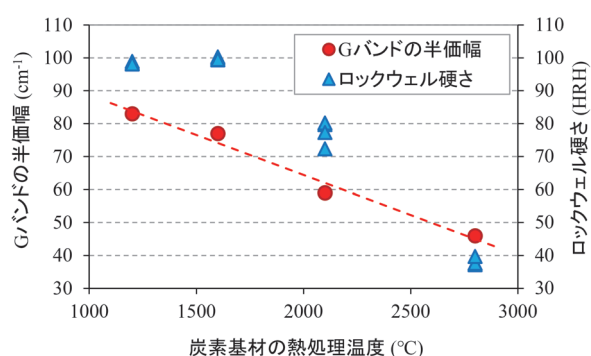


図 9 炭素基材の熱処理温度と G バンドの半価幅およびロックウェル硬さの関係



図 10 実すり板のラマンスペクトル測定箇所

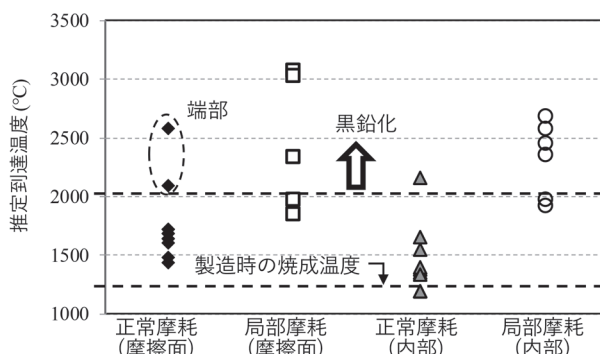


図 11 すり板摩擦面と内部の推定到達温度

耗箇所では6点中4点が2000℃以上（2300～2700℃）であった。このことから、局部摩擦箇所では摩擦面から0.2～0.3mm深さでも黒鉛化が進行していたことがわかった。

4. アーク放電実験

本章では、アーク放電による熱がすり板炭素基材の黒鉛化に及ぼす影響を明らかにするために行った実験について述べる。

4.1 実験方法

硬銅トロリ線を陽極、銅含浸型メタライズドカーボンすり板を陰極とし、それらを接触させた状態で通電したのち、すり板を鉛直下方に10mm/sで移動させることでアーク放電を発生させた。アーク発生後に電極間をサイリスタで短絡し消弧させることでアーク継続時間を制御した。実走行時のアーク継続時間は長くとも100msオーダーであることを考慮し、アーク継続時間は0.2ms～500msとした。実験後、アーク痕の表面と表面から0.2～0.3mm深さの断面のラマンスペクトルを測定した。

4.2 実験結果と考察

アーク痕の表面と表面から0.2～0.3mm深さの断面の推定到達温度を図12に示す。表面ではアーク継続時間が0.2msの場合にも推定到達温度は2500℃を超えており、このような短時間でも黒鉛化が進行することが明らかとなった。すり板内部ではアーク継続時間が0.2ms～10msの場合、表面下0.2～0.3mm位置の推定到達温度はいずれも1200℃（製造時の炭素基材焼成温度）以下で、炭素基材の構造変化は認められなかったが、アーク継続時間が50ms以上の場合には推定到達温度は2000℃を超えており黒鉛化の進行が認められた。

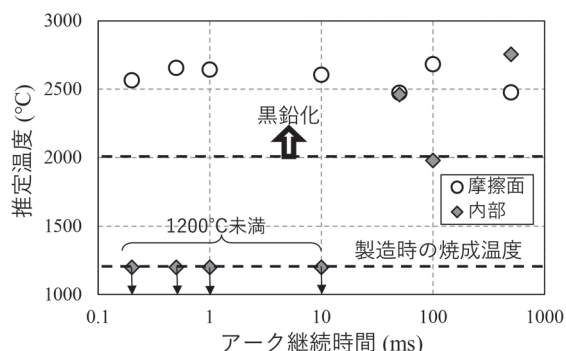


図12 アーク痕の推定到達温度

5. 通電摩擦実験

①すり板に含浸された銅の溶出が摩耗に及ぼす影響の把握、②すり板炭素基材の黒鉛化促進因子の特定、③炭素基材の黒鉛化がすり板の摩耗に及ぼす影響の把握の3点を目的に通電摩擦実験を行った。

5.1 実験方法

実験には鉄道総研の高速用集電材摩耗試験機を用いた。本試験機はトロリ線を模擬した純銅製リング（材質：JIS C1020P-1/2H、摩擦面幅：5mm）にすり板試験片（寸法：長さ25mm×幅60mm×厚さ9mm）を押し付け、通電しながらしゅう動させる装置である。トロリ線のジグザグ偏位は押付装置を左右に揺動させることで模擬している。

実験中の測定項目は通電電流、すり板と模擬トロリ線間の電位差、押付力、摩擦力である。すり板とトロリ線の間の電位差が10Vを超えた場合にアーク放電が発生したと判定し、アーク放電の影響を定量化するため、アーク放電時の通電電流とアーク発生時間の積の総和としてアーク電気量 Q (C) を算出した。

5.2 銅溶出が摩耗に及ぼす影響と黒鉛化促進因子

アーク放電による銅含浸型メタライズドカーボンすり板の摩耗増加の理由として、これまで銅溶出に伴う炭素基材の酸化消耗が挙げられていたが⁶⁾、3.3節に記したとおりアーク発生時には銅溶出と黒鉛化の双方が生じている。ここでは黒鉛化の影響を除外し、銅溶出がすり板の摩耗に及ぼす影響を調べるため、表面から銅を溶出させた試験片を用いて通電摩擦実験を行い、銅溶出がない通常の試験片の結果と比較した。試験片の表面近傍の断面組織を図13に示す。併せて、アーク放電以外にジュール熱によってすり板炭素基材の黒鉛化が生じるかを確認するため、通電電流300Aと500Aの銅溶出試験片について、実験後にすり板摩擦面上の9点のラマンスペクトルを測定した。

5.2.1 実験条件

実験条件を表2に示す。通電に伴うジュール熱によっ

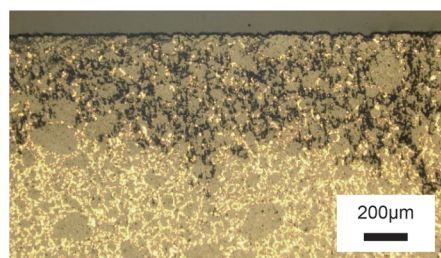


図13 銅溶出試験片の材料組織写真

てすり板炭素基材の黒鉛化が生じるかを確認するため、最大通電電流は実車両の最大集電電流（すり板1列あたり）に相当する500Aとした。なお、模擬トロリ線表面粗さの条件については5.3節で後述する。

5.2.2 実験結果と考察

図14に平均通電電流に対するすり板比摩耗量（単位押付力、単位しゅう動距離あたりの摩耗体積）のグラフを示す。表面からの銅溶出を模擬した試験片の比摩耗量が増大する傾向は認められなかった。実験中に発生したアーク放電の影響を考慮するため、横軸をしゅう動距離あたりのアーク電気量としたグラフを図15に示す。いずれのすり板もアーク電気量の増加とともに比摩耗量が増加する傾向にあり、銅溶出による比摩耗量増加は認められなかった。この結果と、実すり板の正常摩耗箇所でも銅の溶出は生じていることを併せて考えると、銅が溶出しただけではすり板の局部摩耗は発生しない可能性が

表 2 実験条件（銅溶出が摩耗に及ぼす影響）

項目	条件
速度	100 km/h
電流	DC100, 300, 500 A
押付力	54 N
しゅう動距離	25 km
すり板	1200℃ 焼成 通常品、銅溶出品
模擬トロリ線表面粗さ	小※

※表面粗さ：0.05~0.15μm (Ra),0.1~1.0μm (RzJIS)

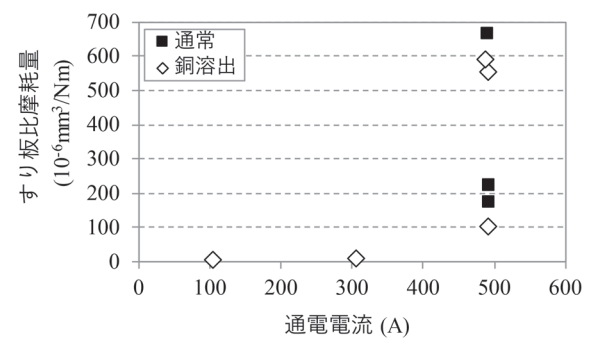


図 14 実験結果（通電電流とすり板比摩耗量）

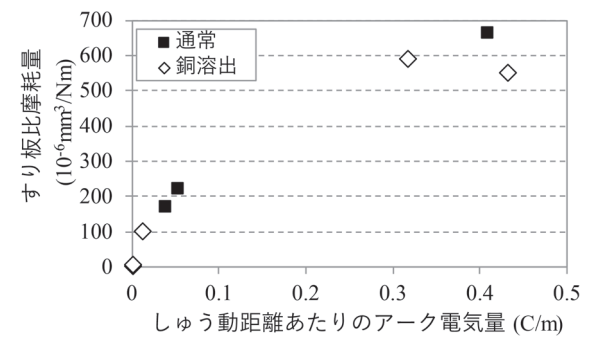


図 15 実験結果（アーク電気量とすり板比摩耗）

考えられる。

ラマンスペクトルから算出したすり板試験片表面の熱履歴を図16に示す。アーク離線率（アーク放電が発生した時間割合）が0または0.1%であった2試番では、いずれの通電電流でも推定到達温度が黒鉛化温度である2000℃を超える点はなく、炭素基材の黒鉛化は認められなかった。一方、アーク離線率が2.5%であった試番ではアークが発生しやすい試験片端部で推定到達温度が2700℃を超えていた。実車でさらなる大電流が流れた場合にアーク放電の発生無しに黒鉛化が生じる可能性は否定できないが、アーク放電が黒鉛化を促進する主要な因子であることが確認できた。

5.3 押付力とトロリ線表面粗さが黒鉛化箇所の摩耗に及ぼす影響

5.3.1 実験条件

ここでは黒鉛化箇所の摩耗に及ぼす押付力とトロリ線表面粗さの影響について調べるため、3.3のラマン分光分析で標準試料とした焼成温度が異なるすり板材を供試した。実験条件を表3に示す。

押付力とトロリ線摩擦面の表面粗さが摩耗に及ぼす影響を把握するため、条件1：一般的なパンタグラフの押付力54Nでトロリ線摩擦面の表面粗さが小さい場合、条件2：押付力54Nでトロリ線摩擦面の表面粗さが大きい場合（実環境におけるアーク放電で荒損した箇所を模擬）、条件3：押付力98Nでトロリ線摩擦面の表面粗さが小さい場合の計3条件で実験を行った。なお、銅含

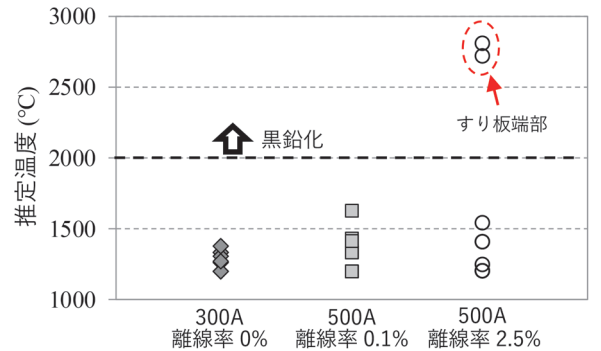


図 16 すり板摩擦面の推定温度履歴

表 3 実験条件（黒鉛化が摩耗に及ぼす影響）

項目	条件 1	条件 2	条件 3
速度	100km/h		
電流	0～DC500A		
押付力	54N	54N	98N
しゅう動距離	25km		
すり板	1200, 1600, 2100(or 2200), 2800℃ 焼成品		
模擬トロリ線 表面粗さ	小*1	大*2	小*1

*1 表面粗さ：0.05~0.15μm (Ra),0.1~1.0μm (RzJIS)

*2 表面粗さ：1.5~2.5μm (Ra),5~15μm (RzJIS)

浸型メタライズドカーボンすり板が使用されている線区の実トリ線摩擦面の表面粗さは、離線アーク等が発生していない一般区間でRa（算術平均粗さ）が約0.1～0.6 μm 、Rz_{JIS}（10点平均粗さ）が約2 μm 、離線時のアーク放電によって荒損した箇所ではRaが約2～18 μm 、Rz_{JIS}が約8～30 μm であった。

5.3.2 実験結果と考察

(1) 条件1（押付力54N，トリ線摩擦面表面粗さ小）

実験結果を図17に示す。この条件ではアーク放電が発生しなかったため、すり板の比摩耗量は通電電流に対してプロットした。いずれの通電電流においても、2100℃焼成材、2800℃焼成材の比摩耗量が1200℃焼成材、1600℃焼成材よりも大きくなる傾向は認められず、通常の押付力でトリ線の摩擦面の表面粗さが小さければ、黒鉛化が進行したすり板であっても摩耗率が増加することはなかった。

(2) 条件2（押付力54N，トリ線摩擦面表面粗さ大）

実験結果を図18に示す。本条件ではアーク放電が発生したため、すり板の比摩耗量はアーク電気量に対してプロットした。実車のアーク電気量が 10^{-3}C/m のオーダーであることを考慮し、図18でアーク電気量が0～0.01C/mの領域で結果を比較すると、1200℃焼成材と1600℃焼成材の平均値（ $40 \times 10^{-6}\text{mm}^3/\text{Nm}$ ）と比べ、

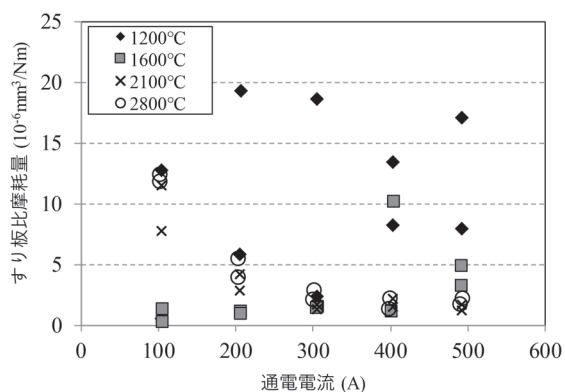


図17 実験結果（条件1：押付力54N，表面粗さ小）

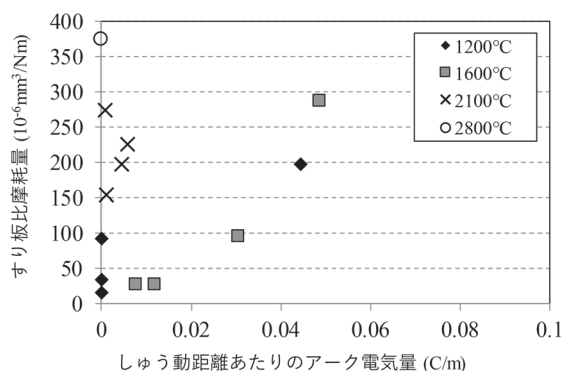


図18 実験結果（条件2：押付力54N，表面粗さ大）

2100℃焼成材では平均で5倍程度、2800℃焼成材では9倍程度比摩耗量が大きかった。

(3) 条件3（押付力98N，トリ線摩擦面表面粗さ小）

実験結果を図19に示す。条件2と同様、アーク電気量が0～0.01C/mの領域で結果を比較すると1200℃焼成材と1600℃焼成材の平均値（ $54 \times 10^{-6}\text{mm}^3/\text{Nm}$ ）と比べ2200℃焼成材の比摩耗量は20倍程度大きかった。2800℃焼成材は100A通電条件で著しく摩耗し、実験を中断したためグラフにプロットしていないが、実験中断時の比摩耗量は $4232 \times 10^{-6}\text{mm}^3/\text{Nm}$ で1200℃焼成材と1600℃焼成材の平均値の約80倍であった。なお、実車両でパンタグラフとトリ線の接触力を測定した結果、98N以上の接触力は20%程度の頻度で生じていた例が報告されており¹³⁾、本条件で想定した高接触面圧状況は実環境でも生じうると考える。

5.3.3 まとめ

以上の結果より、銅含浸型メタライズドカーボンすり板の炭素基材の黒鉛化が進行し、かつ摩擦面が荒損したトリ線と接する場合、または押付力が通常よりも高い場合に、すり板の摩耗率が大幅に増加する可能性が考えられる。摩耗率の大幅な増加原因として切削作用によるアプレシブ摩耗が考えられる。アプレシブ摩耗はすべり合う固体表面間において、一方の面が硬くて粗い場合に柔らかい方の材料が切削的に摩耗する現象である¹⁴⁾。図20に示すように模擬トリ線とすり板炭素基材の硬さを比較すると、黒鉛化した場合には模擬トリ線と基材の硬さの大小関係が逆転しており、これによりアプレシブ摩耗が生じていた可能性が考えられる。なお、他の炭素材でも黒鉛化度が高くなるにつれ被削性が増加することは報告されている¹⁵⁾。

6. 局部摩耗の発生機構と対策

6.1 発生機構

以上の結果から、銅含浸型メタライズドカーボンすり板の局部摩耗は次のような機構で発生する可能性が考えられる。

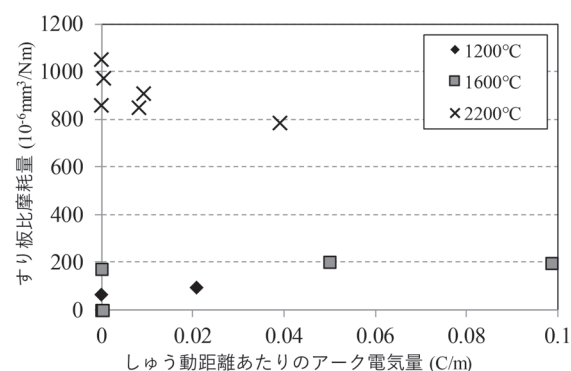


図19 実験結果（条件3：押付力98N，表面粗さ小）

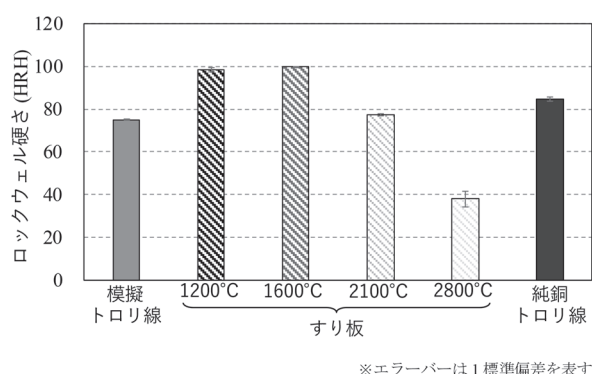


図 20 模擬トロリ線とすり板の硬さ比較

- (1) 車両走行時の離線に伴うアーク放電によってすり板炭素基材の黒鉛化が進行し、局所的に硬さが低下した部分が生じる。
- (2) 黒鉛化箇所がトロリ線摩擦面の表面粗さが大きな箇所に接触する場合や、押付力が高い場合、切削作用により摩耗率が大幅に増加し、局部摩耗が発生する。

6.2 対策

銅含浸型メタライズドカーボンすり板の局部摩耗はアーク放電の発生に起因すると推定されることから、その抑制には離線アークを低減することが基本的な対策といえる。アーク放電は離線時に限って発生するわけではなく、トロリ線摩擦面に生じた酸化被膜によってトロリ線とすり板の電氣的接触が障害されアーク放電が発生する事象¹⁶⁾も報告されており、この場合、酸化被膜を除去することによりすり板局部摩耗の発生を抑制できた。また、6.1節で述べたように局部摩耗はすり板炭素基材が黒鉛化した箇所で発生すると考えられるが、黒鉛化した箇所は光沢を有し、目視でも確認できることから、そうした黒光部が生じたすり板の早期交換が局部摩耗の発生頻度低減に効果的であることがこれまでに保守の現場で確かめられている。

7. おわりに

銅含浸型メタライズドカーボンすり板の局部摩耗発生機構を明らかにするため、局部摩耗の発生状況調査、局部摩耗すり板の観察、通電摩擦実験を行った。その結果、以下の知見が得られた。

- (1) すり板の局部摩耗は舟体中央部もしくはトロリ線偏位の端部で発生しやすい。
- (2) 局部摩耗箇所ではすり板の炭素基材が黒鉛化している。
- (3) すり板炭素基材の黒鉛化はごく短い時間のアーク放電でも進行し、アーク放電の継続時間が長くなるにつれ黒鉛化箇所はすり板内部に拡大する。
- (4) 黒鉛化したすり板は硬度がトロリ線より低く、トロ

リ線摩擦面の表面粗さが大きい場合や、押付力が高い場合には黒鉛化していないすり板と比べ摩耗率が5倍～20倍程度に増加する。

なお本稿は「電気学会論文誌D」第141号に掲載された論文¹⁷⁾の内容を一部修正したものである。

文 献

- 1) 佐藤文夫, 尾野崎達夫, 天海清: 日光線におけるビデオ撮影によるパンタグラフのスリ板溶損・段付摩耗防止対策について, 車両と機械, Vol.2, No.4, pp.14-18, 1988
- 2) 白田隆之, 池田充: トロリ線の振動測定によるすり板段付摩耗の検出, 鉄道総研報告, Vol.25, No.4, pp.35-40, 2011
- 3) 横井一雄, 横井一雄, 岩瀬勝, 日高冬比古, 寺岡利雄, 熊谷正博, 福原邦夫, 前田正巳: 寒冷地用すり板, 鉄道技術研究所速報, 1973
- 4) LIU Guo-liang: Analysis of pantograph carbon contact strip abnormal wear on Guangzhou Metro Line 2 train, Electric Locomotives & Mass Transit Vehicles, No.2, 2008.
- 5) 大熊茂, 森本大観, 小林英治, 橋本一郎, 真野辰哉, 土屋広志, 久保俊一: 主すり板, 補助すり板境界部分での段付摩耗対策, J-Rail2004 (第11回鉄道技術連合シンポジウム), pp.113-114, 2004
- 6) S. Kubo, K. Kato: "Effect of arc discharge on wear rate of Cu-impregnated carbon strip in unlubricated sliding against Cu trolley under electric current", Wear, Vol.216, Issue 2, pp.172-178, 1998.
- 7) 林屋均, 萬代毅, 中島等, 出野市郎: 直流電気鉄道における定常アークがパンタグラフ材料に与える影響, 電気学会論文誌B, Vol.127, No.6, pp.718-724, 2007
- 8) Y. Kubota, T. Hayasaka, T. Miyauchi: "Effect of Arc Discharge on the Wear Profile of Cu Impregnated Carbon Based Pantograph Contact Strip", ICEC 2014 (The 27th International Conference on Electrical Contacts), 2014.
- 9) 久保田喜雄: 離線アークエネルギー分布とパンタグラフすり板摩耗形状の関係, J-Rail2016 (第23回鉄道技術連合シンポジウム), 2016
- 10) 炭素材料学会編: 新・炭素材料入門, リアライズ社, p.199, 1996
- 11) 白田隆之, 池田充: パンタグラフ解析モデルの改良と追従性能向上手法の提案, 鉄道総研報告, Vol.19, No.7, pp.35-40, 2005
- 12) F. Tuinstra, J.L. Koenig: "Raman spectrum of graphite", J. Chem. Phys. 53, 1126, 1970.
- 13) 白田隆之, 池田充: パンタグラフ接触力データの電車線保守への活用, 鉄道総研報告, Vol.31, No.2, p.27, 2017
- 14) 日本トライボロジー学会編: トライボロジー辞典, 養賢堂, 1995

- 15) 柳瀬徹：炭素材料の黒鉛化度と被削性，炭素，Vol.1964，No.39，pp.15-25，1964
- 16) 出羽真生，湯藤淳一，國重亮太，酒井陽兵，田中弘毅，山口友則，早坂高雅，久保田喜雄，臼木理倫：トロリ線異常損耗の発生原因の推定と保全手法の検討，J-Rail2015（第

- 22 回鉄道技術連合シンポジウム）講演論文集，2015
- 17) 久保田喜雄，早坂高雅，古賀進一郎，野崎秀彦：銅含浸型メタライズドカーボンすり板の局部摩耗発生機構，電気学会論文誌 D，Vol.141，No.5，pp.395-404，2021

車輪板部のせん断ひずみを活用した 車輪・レール接触位置測定法の数値解析による妥当性検証

本堂 貴敏* 國行 翔哉* 山下 拓希** 杉山 博之**

Numerical Investigations on Validity of Method for Measuring Wheel-Rail Lateral Contact Position
with Instrumented Wheelset Using Shear Strains Induced on Wheel Web

Takatoshi HONDO Shoya KUNIYUKI Hiroki YAMASHITA Hiroyuki SUGIYAMA

Instrumented wheelsets are widely used in the railway industry to measure wheel-rail interaction forces, which are crucial factors in assessing running safety. Information on the lateral contact position between wheel and rail is also an important factor in assessing wheel-rail contact conditions, such as the friction coefficient at the contact point. In the previous studies, the authors proposed a method for measuring the lateral contact position using an instrumented wheelset using shear strains on the wheel web and a signal processing procedure based on a frequency decomposition of the strain signal. In general, it is difficult to verify the measurement accuracy of the contact position under actual operating conditions of railway vehicles, since it is difficult to acquire comparative data of the contact position. In this paper, a numerical tool is developed to emulate the strain signals observed at the instrumented wheelset. This tool consists of a wheel deformation analysis based on finite element analysis and a vehicle dynamics simulation based on multibody dynamics. In addition, the proposed signal processing procedure is verified using the numerical tool.

キーワード：PQ 測定，走行安全性，車輪・レール間相互作用，有限要素法，車両運動解析

1. はじめに

鉄道における輪重・横圧測定（PQ 測定）は，車両の走行安全性評価や曲線通過性能評価において重要な役割を果たしている。輪重（P）とは，車輪がレールから受ける上下方向の力であり，横圧（Q）とは，同じく左右方向の力である。横圧を輪重で除した値 Q/P は脱線係数と呼ばれ，走行安全性評価の指標として用いられる。車両が実軌道を走行している際の輪重・横圧を連続的に測定する方法のひとつとして，車輪に複数のひずみゲージを貼付してロードセル化した「PQ 輪軸」を用いた測定（図 1）が国内外で広く実施されている¹⁾。従来の PQ 測定では，輪重・横圧等の接触力のみを測定することが一般的であったが，接触力に加えて接触位置を測定することができれば，フランジ乗り上がりに対する余裕度のより直接的な評価など，様々な応用が期待できる。

一方著者らは，横圧作用時に曲げ変形と同時に生じるせん断変形に着目した横圧の測定法を近年提案した²⁾。さらに，現行の曲げ変形に伴うひずみを活用した横圧測定ブリッジ回路と，車輪板部のせん断ひずみを活用した横圧測定ブリッジ回路とを併用し，これらのブリッジ回路から得られるひずみ信号の周波数特性の違いから接触

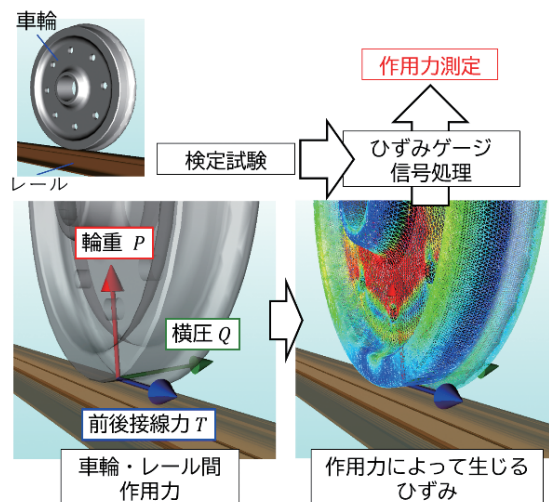


図 1 PQ 輪軸による車輪・レール間作用力の測定概要

位置情報を抽出する測定処理手法を提案した³⁾。PQ 輪軸を用いた接触位置測定法の先行研究はいくつかある^{4) 5) 6)}が，提案した手法は，PQ 輪軸のひずみゲージ貼付作業が従来法に比べて容易であること，および処理に使用する信号の組合せによって，信号伝送のチャンネル数を削減することができる等のメリットを有する。

先行研究³⁾では，提案した測定処理手法の妥当性を，一輪軸転走試験を通じて検証した。一輪軸転走試験等の定置試験では，走行試験と比較すると様々な輪軸の状態

* 鉄道力学研究部 車両力学研究室

** アイオワ大学

を詳細に測定することが可能であり、接触位置測定法の実験的な妥当性検証ツールとして非常に有用である。その一方で、実際の車両の走行時に想定される、軌道変位に起因する接触力の変動が生じた際の妥当性を一輪軸転走試験で検証することは困難である。特に、提案した接触位置測定法では、車輪1回転分のひずみデータを周波数分解することで接触位置情報を抽出するため、接触力に急激な変動が生じた場合には精度が低下することが懸念される。このような状況は実車両による走行試験を実施することで再現可能であるものの、走行試験による検証では、比較対象となる接触位置データを取得することは著しく困難であるため、実走行条件における妥当性の検証が課題として残されていた。そこで本研究では、一輪軸転走試験と実車走行試験を補完するための、実走行時のPQ輪軸出力信号を模擬する数値解析手法を構築し、これを活用して、提案測定処理手法の実走行模擬状態における妥当性を検証した。

2. 実走行時のPQ輪軸出力信号を模擬する数値解析手法

2.1 手法の概要

有限要素法（FEM）による車輪変形解析とマルチボディダイナミクス（MBD）による車両運動解析を活用したPQ輪軸測定信号の模擬ツールを構築する。解析の考え方は図2に示す通りであり、MBDで計算した輪重・横圧・前後接線力・左右接触位置の時系列データを、逐次FEMの境界条件として入力することで、車輪変形の時系列を計算する。なお、ここで計算される車輪変形は、あくまである特定の時刻における境界条件の下で静解析を実施した結果を時間順に並べたものであり、車輪の動特性を考慮したものではない。

2.2 FEMモデルへの荷重条件の設定

FEMモデルへ作用力と接触位置の時系列データを入力する機能の考え方を図3に示す。実現象としては、図3(a)に示すように、車輪が回転することで車輪に固定した座標系で観測される周方向の接触位置が変化する。

一方、重力によるひずみを考慮しなければ、図3(b)に示すように、境界条件としての作用力と接触位置を、回転座標変換しながら周方向に移動させることと、図3(a)の状況は等価である。本稿では、図3(b)に示す方法で、FEMへの作用力と接触位置の時系列データ入力機能を実装した。すなわち、作用力と接触位置の時系列データを基に、絶対座標系に固定された車輪モデルへの力学的境界条件の時系列を生成し、FEMへ入力した。

2.3 ひずみゲージ貼付位置・方向設定とひずみ量評価

ひずみゲージの貼付位置および貼付方向は、基準座標系における位置ベクトル $\mathbf{p}$ と、方向を示す単位ベクトル $\mathbf{d}$ によって定義する。具体的には、回転変換後の座標系の z 軸方向にひずみゲージが感度を持つと想定する。まず、ベクトル $\mathbf{d}$ および任意の座標系の z 軸方向単位ベクトル $\mathbf{e}_z = [0 \ 0 \ 1]^T$ を用いて、回転軸を表わす単位ベクトル $\mathbf{n}$ および回転角度 θ を次式のように計算する。

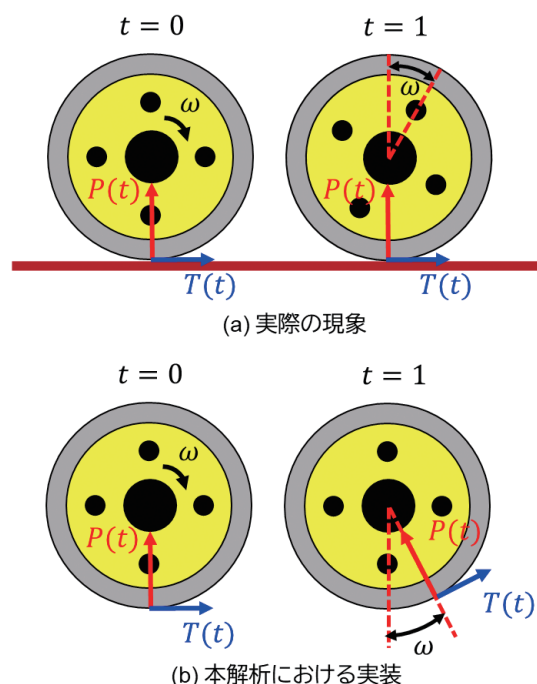


図3 FEMモデルへの作用力と接触位置の入力方法

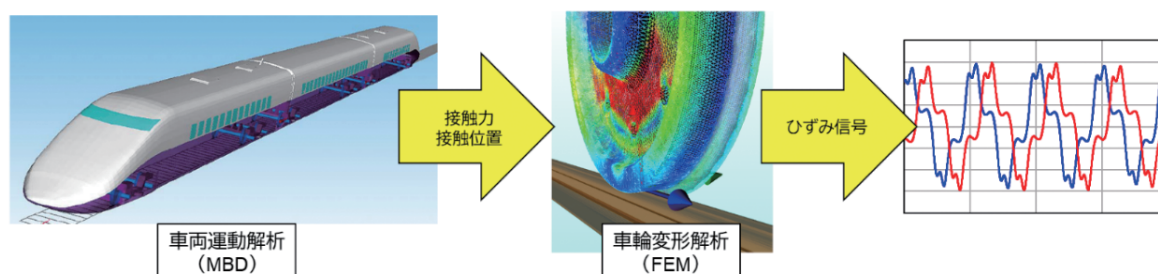


図2 PQ輪軸出力信号を模擬する数値解析の考え方

$$\mathbf{n} = \frac{\mathbf{e}_z \times \mathbf{d}}{|\mathbf{e}_z \times \mathbf{d}|}$$

$$\theta = \cos^{-1}(\mathbf{e}_z^T \mathbf{d})$$
(1)

これらをロドリゲスの回転公式に代入することで、座標変換行列を構成する。この回転変換行列 ($\mathbf{R}$ とする) と FEM 解析結果を用いて、ひずみゲージ貼付方向のひずみ量を評価する。まず、位置 $\mathbf{p}$ におけるひずみテンソル $\epsilon(\mathbf{p})$ を、先行研究⁷⁾と同様に、近傍ノードのひずみテンソルを2次関数で補間することで計算する。さらに、計算したひずみテンソルを、ひずみゲージ貼付方向を z 軸とする座標系での表現 $\epsilon_g(\mathbf{p})$ に変換する。

$$\epsilon_g(\mathbf{p}) = \mathbf{R}\epsilon(\mathbf{p})\mathbf{R}^T$$
(2)

変換後のひずみテンソル $\epsilon_g(\mathbf{p})$ のうち z 軸方向の垂直ひずみ成分を、ひずみゲージで測定されるひずみとみなす。

2.4 ルックアップテーブルによる高速化

前節で導入した FEM 解析を一般的なデスクトップパソコンで実行した場合、1 条件 (静解析 1 回) あたり 40 秒から 50 秒程度の計算時間を要した。これは、実走行時の作用力データを逐次入力して、出力信号の時系列波形を計算するには不向きである。そこで本研究では、車輪踏面上の2次元の接触位置と力の感度の関係をルックアップテーブル (LUT) 化し、時系列の測定模擬信号の解析にはこの LUT を活用することで計算速度の向上を図った。具体的には、車輪の左右方向に 5mm 間隔、円周方向に $2\pi/540\text{rad}$ 間隔で載荷点を設定し、各載荷点に大きさ 40kN の輪重、横圧、前後接線力をそれぞれ個別に載荷した。さらに各載荷点、載荷方向に載荷した時の単位荷重あたりのひずみ量 (感度) をテーブル化した。実際の解析では、車両運動解析で計算された載荷点に対応する感度を LUT の線形補間により求め、さらに車両運動解析で計算された力をかけることで、ひずみ量を算出した。

3. 接触位置測定処理アルゴリズムの妥当性評価

3.1 軌道変位のない単一円曲線

まず、軌道変位のない単一円曲線を通過する場合の妥当性について評価する。表 1 に示す 3 種の円曲線を通過する場合について車両運動解析を行った。主な解析条件は以下の通りである。

- ・車両モデルは、鉄道総研が所有するボルスタレス台車を装備した通勤車両相当の試験車両の車両諸元を基に、1 両モデルとして構築した。
- ・車輪形状は修正円弧路面、レール形状は JIS50kgN レー

ルとした。

- ・車両運動解析ソフトとして、鉄道総研が開発した車両運動解析プログラムである Vehicle Dynamics Simulator (VDS)⁸⁾を使用した。
- ・データのサンプリング周期は 1msec とし、接触位置測定処理結果についても、1msec 刻みで出力した。
- ・曲線外軌側 (進行方向右側) 車輪において接触位置測定処理を仮想的に行った。接触位置測定処理方法は、曲げ・せん断ひずみ方式のブリッジ回路を併用して、ブリッジ出力波形の 1 次、3 次、5 次 (車輪 1 回転の 1 倍、3 倍、5 倍) それぞれの周波数成分から接触位置を計算する手法を採用した³⁾。なお、本処理における接触位置の座標系は図 4 に示すように定義した。
- ・全ての曲線条件について、円曲線長は 300m、車輪・レール間の摩擦係数は 0.3 とした。

表 1 に示す各軌道条件における、先頭軸の曲線外軌側接触位置の解析結果 (青線) および測定処理結果 (緑線) を図 5 に示す。なお、これらの図に示す接触位置測定処理結果は、全てカットオフ周波数 2Hz のローパスフィルタを通したものである。また、これらの図には、接触位置測定処理結果とともに、車両運動解析結果との誤差 (赤線) もプロットしている。図に示す通り、車両運動解析結果と測定処理結果で同様の傾向を示しており、先行研究で開発した接触位置測定処理アルゴリズムの妥当性が確認された。

定量的に見ると、まず緩和曲線部で変動的な誤差が大きくなる傾向にあり、これは特に 3 次、5 次の周波数成分を用いた結果において顕著である。先行研究³⁾で提案した接触位置測定処理アルゴリズムは、車輪 1 回転分の波形の平均的な状態から接触位置情報を演算することから、車輪 1 回転の中で信号が大きく変化するような状

表 1 軌道条件の設定：軌道変位のない単一円曲線 (全て左曲線)

曲線半径	走行速度	スラック	カント	緩和曲線長
160m	45km/h	5mm	105mm	42m
400m	70km/h	0mm	103mm	50m
700m	90km/h	0mm	97mm	61m

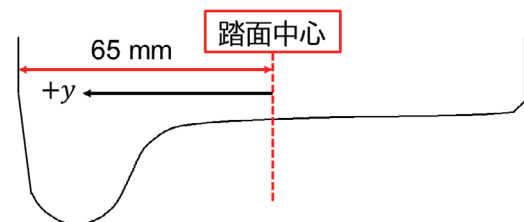


図 4 左右接触位置の座標系定義

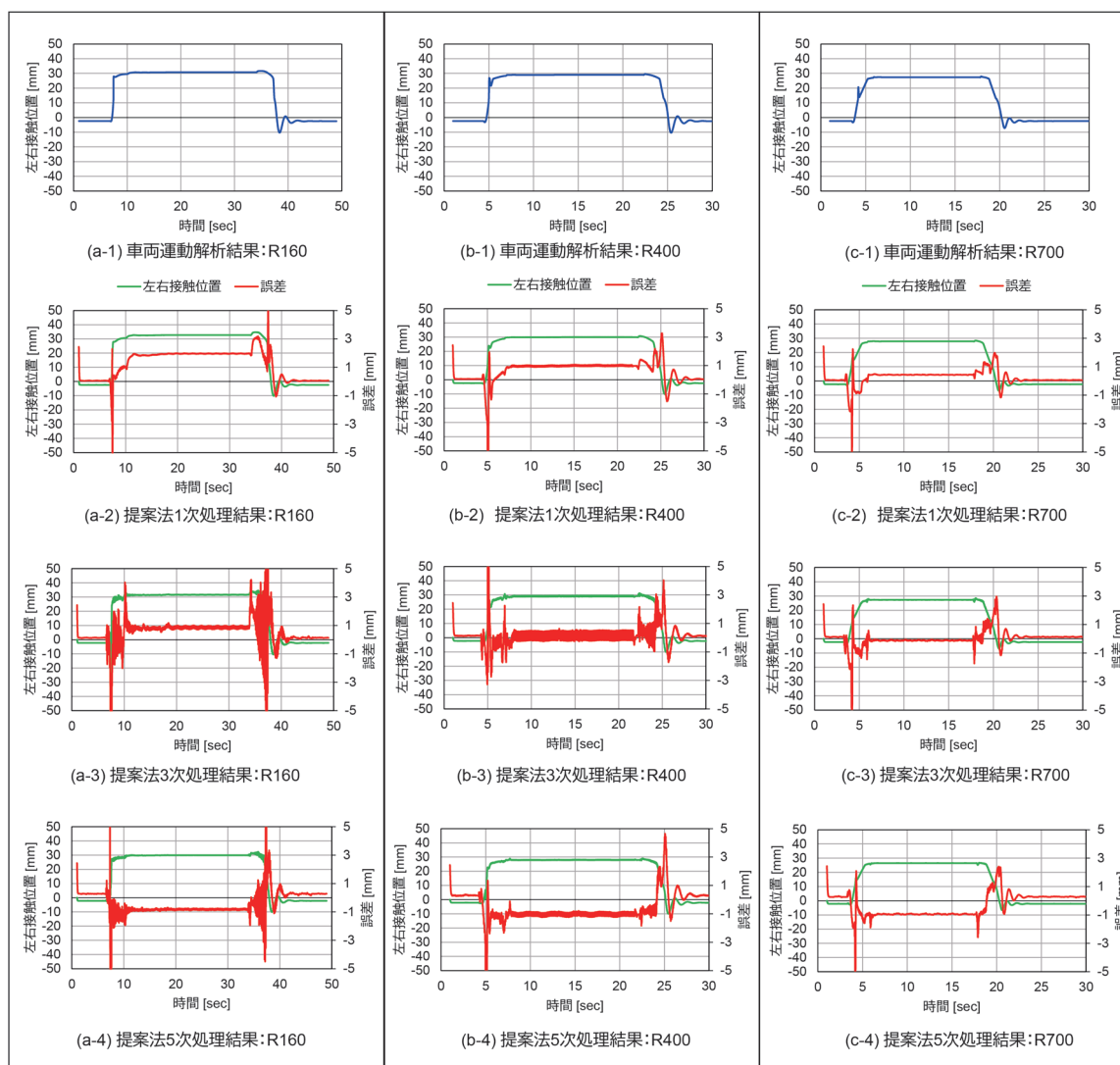


図5 車輪・レール接触位置解析結果および測定処理結果：軌道変位のない単一円曲線

況では、精度が低下するものと考えられる。

一方、円曲線部においては、緩和曲線部のような変動的な誤差はさほど見られないものの、定常的な誤差が生じていることが分かる。具体的には、曲線半径 160m の 1 次で +2mm 程度、3 次で +1mm 程度、5 次で -1mm 程度の定常的な誤差が生じている。この誤差は、曲線半径が大きく、接触点がより踏面中心側に位置する条件ほど小さくなる傾向にあり、例えば曲線半径 700m の場合には、+2mm 程度であった 1 次の定常誤差が 0.5mm 程度まで減少している。一方、5 次の結果については、曲線半径の違いによる定常誤差の差は顕著ではなく、およそ一定の定常誤差が生じている。この誤差は、接触位置測定処理アルゴリズムにおいて考慮していない、PQ 輪軸の感度特性の非線形性によるものと考えられる。実際、本稿の FEM モデルにおいて、左右方向接触位置 y が 35mm の位置においては、曲げとせん断の横圧感度は、それぞれ想定感度の 1.023 倍、1.015 倍であり、輪

重交差感度（輪重が作用した際に横圧測定ブリッジに生じる出力）は、それぞれ 1.000 倍、1.009 倍であった。これらの倍率を計算された接触位置に合わせて下方修正し、一律で感度を補正して曲線半径 160m の場合について再解析した結果を図 6 に示す。図に示すように、少なくとも 1 次の結果については、定常誤差の絶対値が 0.5mm 未満に低減した。ただし、3 次、5 次の結果については、補正係数の差異による誤差の変化が 1 次と比較すると小さく、感度変化の傾向が次数によって異なる可能性や、別の要因により誤差が生じている可能性が考えられる。すなわち、接触位置の測定精度を向上させる上では、1 次の周波数成分を用いる場合には、載荷点における車輪半径の変化に起因する非線形な感度・交差感度変化を考慮することが重要であることが示唆された。

3.2 軌道変位を考慮した所内試験線

続いて、軌道変位を考慮した検証を実施した。主な解

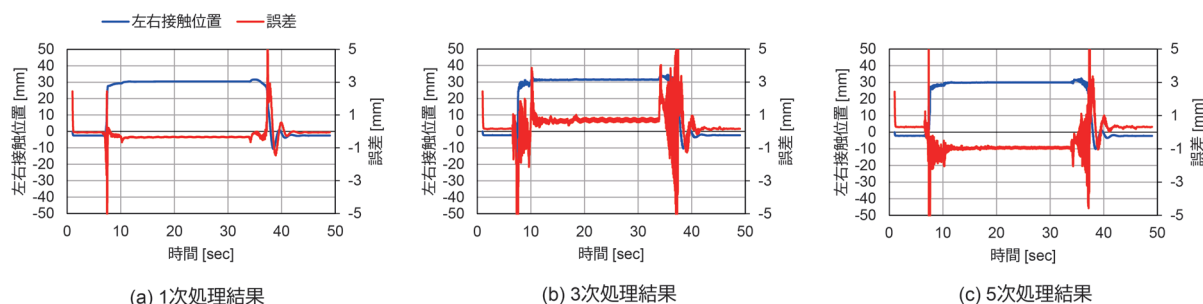


図6 感度補正後の再処理結果（曲線半径 160m）

析条件は以下の通りである。

- ・鉄道総研の所内試験線をモデル化した。また、軌道モデルには軌道変位の検測結果を反映させた（図7）。
- ・車両運動解析ソフトとして Simpack（ver. 2019.1）を使用した。
- ・車両モデルは、鉄道総研が所有するボルスタレス台車を装備した通勤車両相当の試験車両の車両諸元を基に、1両モデルとして構築した。
- ・車輪形状は修正円弧踏面、レール形状は JIS50kgN レールとした。
- ・走行速度は 10、30、50km/h の3段階とした。

各速度・回数に対する、先頭軸の接触位置測定処理結果の時系列を図8に示す。なお、これらの結果は全てカットオフ周波数 2Hz のローパスフィルタを通したものである。

時系列をみると、全ての条件において、車両運動解析で得られた接触位置と、接触位置測定処理アルゴリズムによって計算された接触位置が同様の傾向であることが分かる。ただし、接触位置測定処理に使用する周波数成分が高次になるほど、処理結果の高周波変動が大きくなる傾向にあった。一方、1次の周波数成分を用いた処理結果については、円曲線中でのオフセット誤差は見られるものの、変動的な誤差は比較的小さかった。

4. まとめ

本研究では、先行研究で開発した車輪・レール間の接触位置測定手法の妥当性を評価するために、実走行時の PQ 輪軸出力信号を計算上で模擬するツールを構築し、さらにこれを活用した接触位置測定処理手法の妥当性評価を実施した。得られた結果は以下の通りである。

- ・「軌道変位のない単一円曲線」における評価では、接触位置測定処理手法によって概ね妥当な接触位置情報が得られることを確認した。ただし、円曲線部では、接触位置に定常的な誤差が見られる傾向にあり、この誤差には PQ 輪軸の感度特性の非線形性が関与している可能性が示唆された。また、この誤差の大きさは、

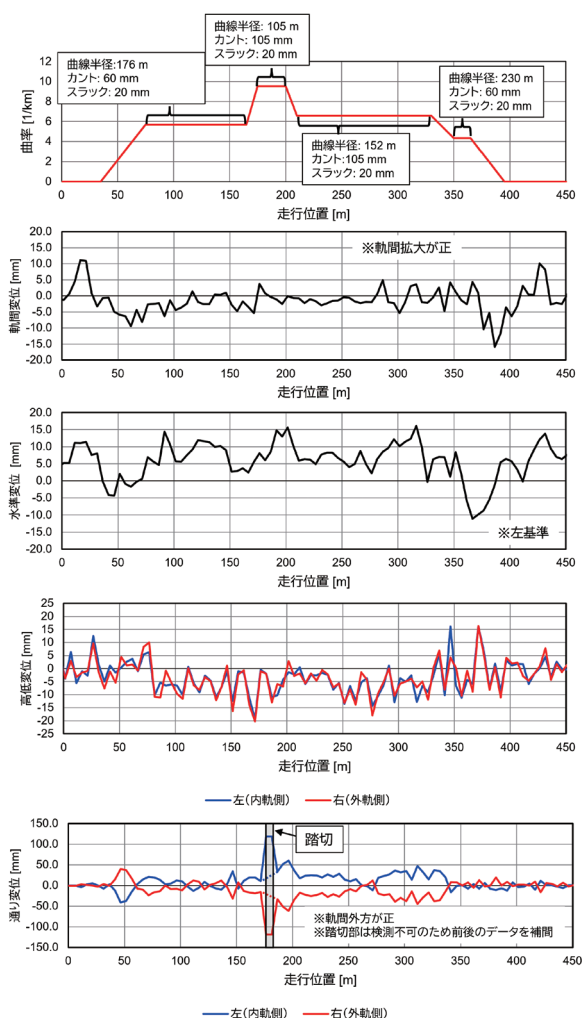


図7 鉄道総研の所内試験線モデル：基本線形と軌道変位

接触位置測定処理手法において使用する周波数成分によって異なり、1次（車輪1回転の1倍）の周波数成分を用いた場合において最も大きかった。

- ・「軌道変位を考慮した構内試験線」における評価では、「軌道変位のない単一円曲線」と同様に、接触位置測定処理手法によって概ね妥当な接触位置情報が得られることを確認した。ただし、3次（車輪1回転の3倍）、5次（同5倍）の周波数成分を用いた場合にお

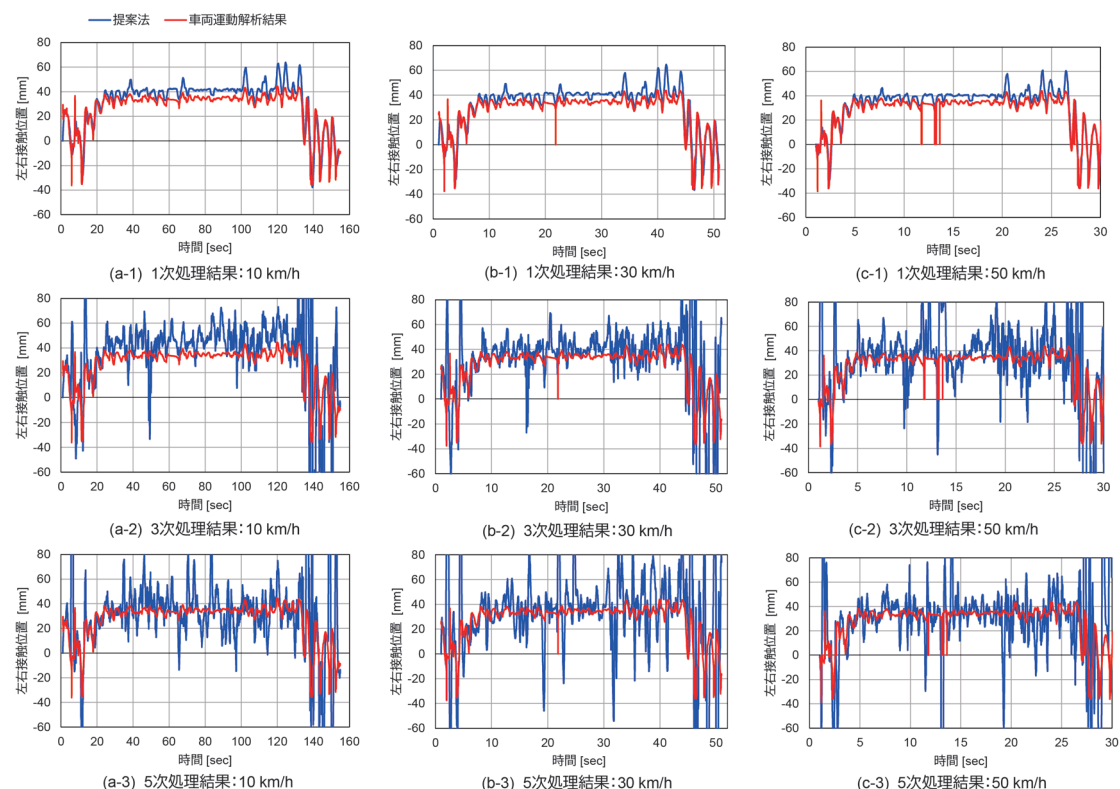


図8 車輪・レール接触位置解析結果および測定処理結果：軌道変位を考慮した所内試験線

いて、接触位置の高周波の誤差が大きくなることが明らかとなった。1次の周波数成分を用いた場合には円曲線部での定常的な誤差が生じるものの、高周波誤差は顕著ではなかった。

- ・以上をまとめると、1次の周波数成分は軌道変位等に伴う接触力変動の影響を受けにくく、3次、5次の周波数成分は感度の非線形特性の影響を受けにくいことが示唆され、実用にあたっては、状況に応じて適切な次数を選択することが重要であると考えられる。

今後は、接触位置測定の信頼性向上とともに、実用化に向けた測定処理システムの開発に取り組む予定である。

文献

- 1) Bracciali, A., et al. "Review of Instrumented Wheelset Technology and Applications," in Proceedings of the Second International Conference on Railway Technology: Research, Development and Maintenance, No.167, 2014.
- 2) 本堂貴敏, 國行翔哉, 田中隆之, 鈴木貢, 土井久代: 車輪板部のせん断ひずみを活用した鉄道車両の横圧測定法 (輪軸回転状態での車輪曲げによる横圧測定法との比較検証), 日本機械学会論文集, Vol.87, No.903, p.21-00253, 2021
- 3) 本堂貴敏, 國行翔哉, 土井久代: 曲げ・せん断ひずみを活用したPQ輪軸における周波数解析に基づく接触位置情報

抽出処理手法, 日本機械学会論文集, Vol.88, No.915, p.22-00128, 2022

- 4) Kanehara, H. and Fujioka, T. "Measuring Rail/Wheel Contact Points of Running Railway Vehicles," Wear, Vol. 253, pp. 275-283, 2002.
- 5) Bižžić, B., Petrovic, D., Tomić, M. and Djinović, Z. "Development of Method for Experimental Determination of Wheel-rail Contact forces and Contact Point Position by Using Instrumented Wheelset," Measurement Science and Technology, Vol.28, DOI: 10.1088/1361-6501/aa666f, 2017.
- 6) 小澤諒太, 福島知樹, 谷本益久, 荻野智久, 北島誠, 松見隆紀, 小村吉史, 栗本由紀, 佐藤安弘, 大野寛之: 車輪板部のひずみ量解析を用いた車輪とレールの接触位置の特定手法, 交通・物流部門大会講演論文集, p.3211, 2018
- 7) Hondo, T., et al., "Numerical and Experimental Investigations on Cross-sensitivity Characteristics of Instrumented Wheelset Associated with Longitudinal Force and Lateral Contact Position," Journal of Computational and Nonlinear Dynamics, Vol.17, No.5, pp.051011-1-051011-9, 2021.
- 8) 宮本岳史, 石田弘明, 松尾雅樹: 地震時の鉄道車両の挙動解析 (上下, 左右に振動する軌道上の車両運動シミュレーション), 日本機械学会論文集C編, Vol.64, No.626, pp.3928-3935, 1998

加振試験データを用いた パンタグラフのしゅう動摩擦に対する安定性評価手法

小林 樹幸* 天野 佑基* 山下 義隆*

Stability Analysis of Pantograph Under Sliding Condition Based on Excitation Test

Shigeyuki KOBAYASHI Yuki AMANO Yoshitaka YAMASHITA

When railway vehicles run at low speeds, unstable vibrations may occur on the pantograph due to the high coefficient of friction. In order to reduce the maintenance cost of the contact strips, there is a need for a method to analyze the stability of the pantograph taking the friction coefficient into account. Stability analysis can be performed by constructing an analytical model of the pantograph, but building such a model requires high costs. Therefore, this study proposes a method to analyze the stability using the measurement of the frequency response function (FRF) of the pantograph when the vehicle is stationary. Since this method predicts the FRF in the sliding state, the construction of an analytical model is not required. In this method, the FRF is measured by exciting the contact strips, and the FRF in the sliding state is estimated by assuming a friction coefficient. Modal characteristics are identified using the estimated FRF, and stability analysis is performed using positive or negative damping ratios. The validity of the results of this analysis was verified by comparing them with the results of the low-speed sliding tests of the pantograph.

キーワード：パンタグラフ，電車線，摩擦係数，不安定振動，安定性評価，加振試験

1. はじめに

鉄道車両の集電装置であるパンタグラフは、その最上部に取り付けられたすり板がトロリ線と接触することで車両へ電気を導く役割を担う。列車の走行中はすり板とトロリ線がしゅう動接触するため、すり板には耐摩耗性が求められ、金属すり板には潤滑成分を含ませることで潤滑性が付与されている¹⁾。一方で、トロリ線とすり板の試験片を用いた定置試験から、しゅう動速度が低くなるにつれて摩擦係数が増大する傾向が確認されている²⁾。このことに加えて、すり板のしゅう動面が摩耗やアーク放電による溶損等に起因して荒れた状態になると摩擦係数が増加して、駅構内等で低速走行する際に、パンタグラフに離線が生じるような大きな振動（以下、不安定振動）が稀に発生することが知られている³⁾。不安定振動については、トロリ線の摩耗量増加に対する影響が指摘されているため⁴⁾、その対策が望まれる。

これまでに著者らは不安定振動の現象解明を行うため、すり板のピッチングと上下方向振動の連成を表現する2自由度系の簡易モデルの作成および解析的検討⁵⁾や、舟体と枠組の弾性変形を考慮可能なパンタグラフのFMBD（柔軟マルチボディダイナミクス）モデルを用いた解析的検討⁶⁾を行ってきた。これらのモデルに基づく

解析的検討では、任意の摩擦係数に対して不安定振動の発生の有無を評価できるだけではなく、不安定振動を低減するための構造変更の提示が可能など、多くの利点を有する。しかし、モデルに基づいて不安定振動を高精度に予測するためには、実機パンタグラフの加振試験データから、モデルパラメータである質量・剛性・減衰定数をそれぞれ同定する必要がある、多大な労力を必要とする。一方、実機パンタグラフの安定性評価を定置試験に基づいて行うためには、例えば鉄道総研の高速パンタグラフ試験装置⁷⁾を用いた低速でのしゅう動試験を実施する方法が挙げられる。しかし、このようなしゅう動試験では、すり板とトロリ線の摩擦係数を制御することが困難なため、任意の摩擦係数に対する安定性評価を行うことができない。

このように、これまでに提案された安定性評価手法はいずれも利点と課題がある。そこで本報告では、任意の摩擦係数に対して安定性評価を効率的に行う手法として、従来は多大な労力を要していた質量・剛性・減衰定数の同定に代わり、同定が容易なモード減衰比を用いた安定性評価手法を提案する。さらに、提案手法による評価結果とパンタグラフの低速しゅう動試験の結果を比較することで、手法の妥当性を検証する。これにより、鉄道事業者やパンタグラフメーカー等が、しゅう動摩擦に対するパンタグラフの安定性評価をより実用的に行うことが可能となる。

* 鉄道力学研究部 集電力学研究室

2. しゅう動摩擦に起因する不安定振動の概要

提案手法について説明する前に、本章では不安定振動の概要について述べる。2.1 節ではパンタグラフの不安定振動の現象を説明する。2.2 節では、高速パンタグラフ試験装置を用いた低速でのしゅう動試験で、不安定振動が発生する際の摩擦係数を調査した結果について述べる。

2.1 パンタグラフの不安定振動

本研究の対象とする不安定振動を、図1に示すようにパンタグラフすり板のピッチング方向の自由度に着目した上で、パンタグラフの概念図に基づいて説明する。摩擦力に起因した回転モーメントがすり板に作用すると、すり板にピッチング方向の振動が励起される。このピッチング振動とすり板の上下振動が連成することで不安定振動が発生する⁵⁾。力学モデルに基づいて安定性を評価する場合は、系の複素固有値解析を行うことで得られた固有値の実部の符号に基づいて行うことができる。固有値の実部はモード減衰率の負値に相当するため、これが正の場合はエネルギーが散逸せずに増加することを表す。3章で述べる提案法では、系のモード減衰比に基づいて不安定振動発生の有無を判断する。

2.2 低速しゅう動試験による現象の再現

実機パンタグラフに不安定振動が発生する条件を示すとともに、4章で述べる提案手法による評価結果の比較対象を得るために、不安定振動の再現試験を摩擦係数を測定しながら行った。本試験は高速パンタグラフ試験装置を用いて行い、図2に示すように底面外周部に実トロリ線を取り付けた回転円盤を回転させることによって、回転円盤下方のすり板とトロリ線をしゅう動させた。本試験で用いたトロリ線はGT110、すり板は鉄系焼結合金すり板（帝国カーボン工業製、T3-2）である。なお、本装置の上方から俯瞰した際に時計周りに回転する円盤に対して、図2のようにパンタグラフの中間ヒンジがパンタグラフとトロリ線の接触点よりも反時計回り側に位置するように設置する条件をなびき条件、時計回り側に位置するように設置する条件を反なびき条件と称する。

摩擦係数の測定は、図3に示すように舟体と舟支えの間に、列車の進行方向及び鉛直方向の直交2軸に測定感度を有するロードセル（東洋測器製、定格250N、型式2D-250N-250N。以下、二分力計）を取り付けて、すり板に作用する接触力と摩擦力を測定することで行った。なお、舟体と舟支えの間で測定した接触力と摩擦力はすり板と舟体の慣性力を含むため、慣性力が支配的になるような高い周波数範囲では測定精度が低いが、1Hz程度までの準静的な現象については十分な精度で測定することができる⁸⁾。

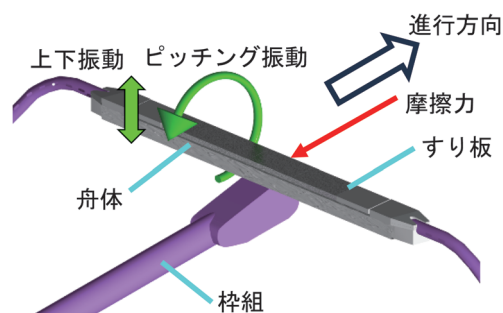


図1 パンタグラフの概念図

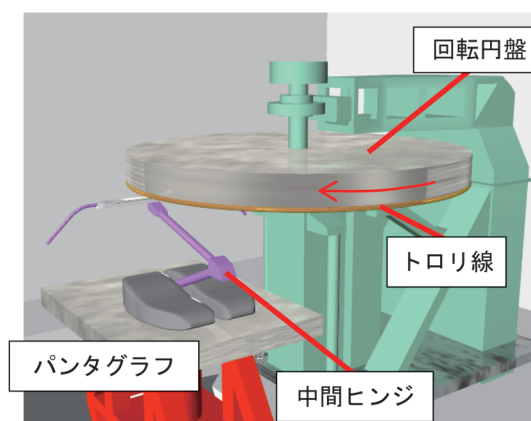


図2 高速パンタグラフ試験装置の概念図

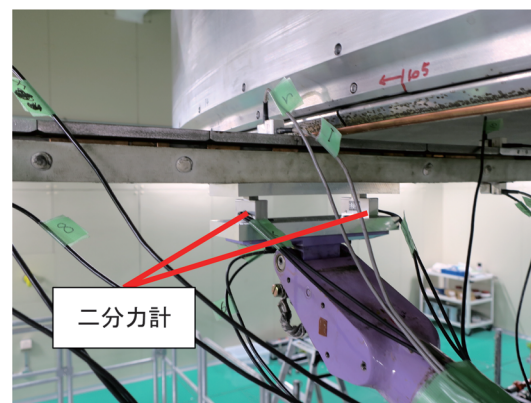


図3 二分力計を用いた摩擦係数測定

はじめに、なびき条件において円盤を周速度5km/hで回転させて、パンタグラフとトロリ線のしゅう動試験（以下、低速試験）を10回実施した。ただし、各試験条件における初期条件を同一とすることを目的として、各試験を実施する前に周速度300km/hで1分間のしゅう動を行った（以下、ならし運転）。低速試験を行った結果、なびき条件では不安定振動は発生しなかった。また、摩擦係数の最大値は、10回の測定での平均値が1.1で標準偏差が0.12であった。

次に、反なびき条件において低速試験を7回実施したところ、すべての試験において不安定振動が発生した。

なお、反なびき条件ではならし運転の開始直後に不安定振動が発生して周速度をそれ以上増加させることができなかったため、ならし運転を実施しなかった。反なびき条件では、不安定振動が発生する直前における摩擦係数の値は7回の測定での平均値が0.79で標準偏差が0.17であった。

3. 加振試験データに基づく安定性評価手法

本章では、パンタグラフモデルの質量・剛性・減衰定数の同定が不要な手法として、加振試験データから得られる周波数応答関数（Frequency Response Function。以下、FRF）を用いた安定性評価手法を提案する。

3.1 概要

本研究で提案する安定性評価手法では、はじめに架線との接触点等におけるパンタグラフのFRFを加振試験データから取得し、架線との接触位置と摩擦係数を設定することで、架線・パンタグラフのしゅう動接触状態（以下、全系）におけるFRFを推定する。つぎに、推定されたFRFに基づいてモード特性同定を行うことで全系のモード減衰比を同定し、モード減衰比の正負に基づいて全系の安定性評価を行う。

3.2 しゅう動接触時におけるFRFの推定方法

全系は図4に示すようにすり板の上面に接触ばね・減衰要素から成る接触要素が取り付けられた系とし、y方向に摩擦力が作用する状態を想定する。この全系の点iに関する入出力関係を表すFRFを推定し、この推定結果に基づいて安定性評価を行う。

図4に示すように点iおよび点jの変位と力のつり合いについて考える。すり板上面の点iにおけるz方向変位 Z_i 、接触要素との接触点である点jにおけるz方向変位 Z_j 、y方向変位 Y_j は、FRFと力を用いて次のように表される。

$$Z_i = G_{zi}F_{zi} + G_{zizj}F_{zj} + G_{ziyj}F_{yj} \quad (1)$$

$$Z_j = G_{zjzi}F_{zi} + G_{zj}F_{zj} + G_{zjyj}F_{yj} \quad (2)$$

$$Y_j = G_{yjzi}F_{zi} + G_{yjjz}F_{zj} + G_{yjyi}F_{yi} \quad (3)$$

ここで F_{zi} は点iに作用するz方向の力、 G_{zi} は点iにおけるz方向の自己FRF、 G_{zizj} は点iのz方向入力・点jのz方向応答に関する相互FRFを表す。なお、マックスウェルの相反定理が成立する場合は、入力点と応答点を入れ替えても両者の間の入出力関係は等しくなるため $G_{zizj} = G_{zjzi}$ が成立する⁹⁾。

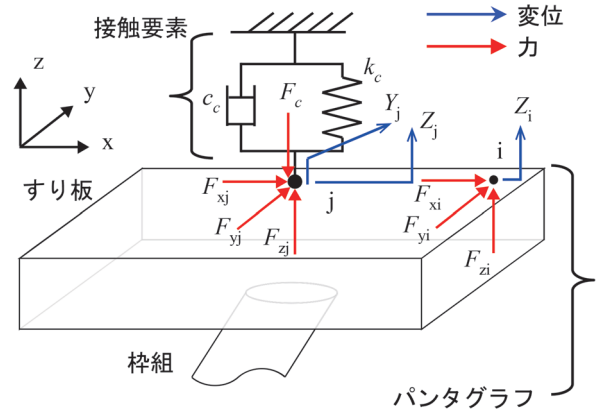


図4 パンタグラフと接触要素から成る全系

全系において点jに作用する接触力 F_c および摩擦力 F_{yj} は次式で表される。

$$F_c = -F_{zj} = (k_c + j\omega c_c)(G_{zjzi}F_{zi} + G_{zj}F_{zj} + G_{zjyj}F_{yj}) \quad (4)$$

$$F_{yj} = -\mu(k_c + j\omega c_c)(G_{zjzi}F_{zi} + G_{zj}F_{zj} + G_{zjyj}F_{yj}) \quad (5)$$

式(1)～(5)をまとめて行列表記すると次式となる。

$$\begin{bmatrix} \mathbf{I} & \mathbf{A} \\ \mathbf{0} & \mathbf{B} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} Z_i \\ Z_j \\ Y_j \\ F_{zj} \\ F_{yj} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} G_{zi} \\ G_{zjzi} \\ G_{yjjz} \\ -(k_c + j\omega c_c)G_{zjzi} \\ -\mu(k_c + j\omega c_c)G_{zjzi} \end{Bmatrix} F_{zi} \quad (6)$$

$$\mathbf{A} \equiv \begin{bmatrix} -G_{zizj} & -G_{ziyj} \\ -G_{zj} & -G_{zjyj} \\ -G_{yjjz} & -G_{yjyi} \end{bmatrix} \quad (7)$$

$$\mathbf{B} \equiv \begin{bmatrix} 1 + (k_c + j\omega c_c)G_{zj} & (k_c + j\omega c_c)G_{zjyj} \\ \mu(k_c + j\omega c_c)G_{zj} & \mu(k_c + j\omega c_c)G_{zjyj} + 1 \end{bmatrix} \quad (8)$$

ここで ω は角振動、 j は虚数単位を表す。式(6)を左辺のベクトルについて解くことで全系のFRFを推定することができる。この方法で全系のFRFを推定するためには、式(6)の係数行列 $\mathbf{A}$ 、 $\mathbf{B}$ および右辺のベクトルに示すようにパンタグラフの各種FRFが必要となる。実機パンタグラフへ本手法を適用する際は、各種FRFを加振試験によって測定して式(6)から全系のFRFを推定する。

3.3 FRF に基づく安定性評価手法

次章では、実機パンタグラフを用いた加振試験を行い、全系の点*i*における*z*方向のFRFである $\hat{G}_{zi}$ を推定する。ここで、 $\hat{\cdot}$ は全系のFRFであることを表す。推定したFRFに基づいてモード特性同定を行い、同定されたモード減衰比の符号に基づいて全系の安定性評価を行う。すなわち、モード減衰比が全て正の場合は安定、一つでも負の場合は不安定と判断する。

4. 加振試験に基づく提案手法の検証

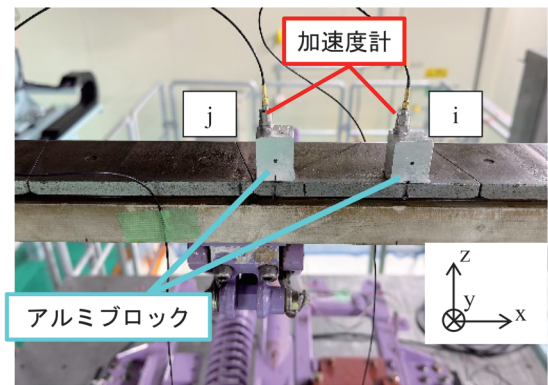
4.1 試験方法

全系のFRFの推定に必要な実機パンタグラフの各種FRFを測定するために、パンタグラフのインパルス加振試験を行った。パンタグラフを定盤上に設置し、静押上力を54Nとした上で、すり板を架線と接触させずに突放状態におけるインパルス加振を行った。加振および加速度計測を行うために、図5に示すようにすり板上面の2箇所 آلミブロック（幅20mm×奥行き20mm×高さ30mm）を接着剤で固定し、このアルミブロック上に加速度計を接着するとともに、アルミブロックの上面および前面をインパルスハンマ（小野測器製、GK-3100）で加振した。アルミブロックを用いて加振および加速度計測を行った理由は、式(6)に示すようにすり板上面での実施が困難な*y*方向の加振および加速度計測が必要なためである。また、測定するFRFの種類に応じて加速度計の設置位置をアルミブロックの上面（図5(a)）または前面（図5(b)）とした。アルミブロックの設置位置は、架線との接触点である点*j*はすり板のまくらぎ方向中心かつレール方向端部とし、FRFの推定対象箇所である点*i*は点*j*から*x*方向に100mm離れた位置とした。本試験の多くの試番ではマックスウェルの相反定理を用いることで、必要に応じて加速度計の取り付け点を加振点として扱い、インパルスハンマによる加振位置を加速度計測点として扱うことで、様々な並進自由度に関するFRFを取得した。

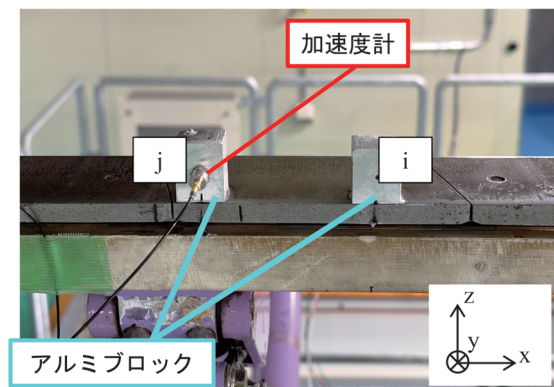
4.2 安定性評価結果

本報告では、接触要素を $k_c=10^7\text{N/m}$ と $c_c=10^3\text{Ns/m}$ として推定したFRFに対して、モード特性同定手法を適用することでモード特性を同定した。モード特性同定手法には、一般粘性減衰系を仮定した周波数領域の同定手法である偏分反復法¹⁰⁾を用いた。FRFの理論値 $G(\omega)$ は式(9)で表される。

$$G(\omega) = \sum_{i=1}^n \left\{ \frac{U_r + jV_r}{j(\omega - \omega_{dr}) + \sigma_r} + \frac{U_r - jV_r}{j(\omega + \omega_{dr}) + \sigma_r} \right\} \quad (9)$$



(a) 加速度計セットアップ1 (*z*方向FRFを測定)



(b) 加速度計セットアップ2 (*y*方向FRFを測定)

図5 アルミブロックをすり板上面に取り付けることによる加振および加速度測定

ただし、上式は力を入力として変位を出力とするコンプライアンスの理論式を表し、非線形項の ω_{dr} は減衰固有角振動数、 σ_r はモード減衰率、線形項の U_r と V_r はそれぞれ固有ベクトルの実部と虚部であり、これらのパラメータを同定した。偏分反復法では、モード特性の初期値を与え、FRFを初期値のモード特性のまわりでテーラー展開することによって非線形項を線形化し、モード特性の変更量を求める。本報告では非線形項のうち ω_{dr} の初期値は、FRFのパワーとFRF実部のパワーの比を表すMode Indicator Function¹¹⁾を用いて決定し、 σ_r の初期値はモード減衰比を1%と仮定して求めた。線形項の初期値は、非線形項の初期値を用いて最小二乗法により求めた。偏分反復法では、これらの初期値に基づいて線形項を最小二乗法で同定し、非線形項をFRFの測定値と、式(9)で表される理論値 $G(\omega)$ との誤差が最小となるように繰り返し計算を行うことで同定する。以降は、FRFの測定値と理論値との誤差が最小となるようにモード特性を同定することを曲線適合と称する。なお、文献6では不安定振動が発生する周波数は約15Hzであることが示されていることから、本報告では20Hzまでの周波数範囲を対象として曲線適合を行った。

推定された FRF と、曲線適合結果との比較を摩擦係数 1 の場合について図 6 に示し、同定された固有振動数と対応するモード減衰比のうち、不安定振動の発生が確認された固有モードに関する値を表 1 にまとめる。表 1 より、なびき条件では摩擦係数が 1 であっても系が安定であるのに対して、反なびき条件では摩擦係数が 0.89 以上では不安定振動が発生し、その周波数は約 10.6Hz であることがわかる。図 6 に示す曲線適合結果では、適合精度が低い周波数も存在するが、不安定振動が発生する 10.6Hz 付近では比較的良好に曲線適合を行えているため、それ以外の周波数範囲の適合精度は安定性評価結果には影響を与えないものと考ええる。

2.2 節で述べたように、実機パンタグラフの低速しゅう動試験において、反なびき条件で不安定振動が発生する直前における摩擦係数は平均で 0.79 であったが、ばらつきが大きく、実際にはこれよりも小さい 0.6 でも不安定振動の発生を確認している。本手法による安定性評価結果は、低速しゅう動試験結果との間に摩擦係数の平均値で 0.1 程度の誤差が生じるものの、測定のばらつきを考慮すれば、概ね妥当であると考えられる。一方、本手法ではすり板上面にアルミブロックを取付けて加振と加速度測定を行っており、モーメント入力による影響等が誤差要因として挙げられることから、今後は加振および測定方法の改善により精度向上を図る予定である。

5. まとめ

パンタグラフの加振試験データである FRF を用いてしゅう動状態における FRF を推定し、これに基づいて同定されたモード減衰比の符号を用いてしゅう動摩擦に対するパンタグラフの安定性評価方法を提案した。本手法に基づいて実機パンタグラフの安定性評価を行い、反なびき条件では摩擦係数が 0.89 以上で不安定振動が発生することがわかった。また、なびき条件では摩擦係数が 1.0 であっても不安定振動が発生しないことがわかった。これらの結果は、高速パンタグラフ試験装置を用いた不安定振動の再現試験結果と概ね一致することから手法の妥当性を示した。今後は、すり板上面の加振方法や加速度測定方法を改善することでさらなる精度向上を図る予定である。

文 献

- 1) 日本鉄道車両機械技術協会監修：鉄道電気車両主回路シリーズ 4 集電装置，日本鉄道機械技術協会，2013
- 2) 根本公紀，久保田喜雄：銅合金トロリ線と鉄系焼結合金すり板の摩擦・摩耗に及ぼすしゅう動速度の影響，第 26 回鉄道技術連合シンポジウム（J-RAIL2019）講演論文集，

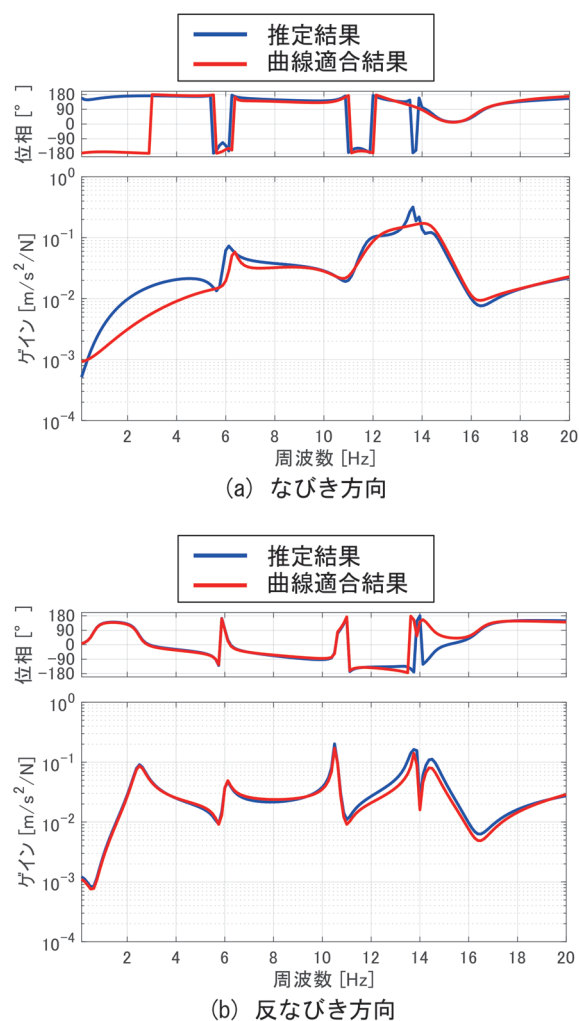


図 6 FRF 推定結果と曲線適合結果との比較（摩擦係数 $m=1$ ）

表 1 各摩擦係数に対するモード特性同定結果

	摩擦係数 [-]	固有振動数 [Hz]	モード減衰比 [%]
なびき	0.80	12.07	48.69
	0.90	12.54	36.17
	1.00	11.80	49.00
反なびき	0.80	10.65	0.25
	0.85	10.62	0.09
	0.88	10.61	0.01
	0.89	10.60	-0.005
	0.90	10.60	-0.03
	0.95	10.57	-0.13
	1.00	10.55	-0.27

講演番号 S7-4-2, 2019

- 3) 坂本真彦，加来洋成，鈴木優太：ED76 形式パンタグラフのピッチング対策，日本鉄道車両機械技術協会，R&m，

- Vol.20, No.5, pp.55-59, 2012
- 4) 有本弘, 岩瀬勝: 電車線の集電 [Ⅲ], 電気鉄道, Vol.28, No.3, pp.35-38, 1974
- 5) 天野佑基, 小林樹幸: パンタグラフの不安定振動に対するしゅう動摩擦の影響の解析的検討, 鉄道総研報告, Vol.36, No.7, pp.7-16, 2022
- 6) 天野佑基, 小林樹幸: しゅう動摩擦が作用するパンタグラフのFMBDを用いたモデリングと安定性解析, D&D2022 講演論文集, 講演番号 123, 2022
- 7) 小山達弥: 高速パンタグラフ試験装置の開発, 鉄道総研報告, Vol.35, No.9, pp.5-10, 2021
- 8) 小林樹幸, 天野佑基: 高速パンタグラフ試験装置を用いた架線・パンタグラフ間の摩擦係数測定, J-RAIL2023 講演論文集, No.S7-2-5, 2023
- 9) 日本機械学会編, 機械工学事典: <https://www.jsme.or.jp/jsme-medwiki/07:1007359> (参照日: 2024 年 9 月 25 日)
- 10) 長松昭男: モード解析, 培風館, pp.124-126, 1990
- 11) M. Rades, "Performance of various mode indicator functions", Shock and Vibration 17, pp.473-482, 2010.

狭隘箇所に応用可能な軽量埋設型枠を用いた 剛壁面補強土擁壁（RRR 工法）の施工法

倉上 由貴* 中島 進** 小浪 岳治*** 山下 喜央#

A Method for Constructing Geosynthetics-Reinforced Soil Retaining Wall with Rigid Face Using Lightweight Buried Formwork Applicable to Narrow Spaces

Yuki KURAKAMI Susumu NAKAJIMA Takeharu KONAMI Yoshio YAMASHITA

We proposed a method for constructing geosynthetics-reinforced soil retaining wall with rear face applicable to narrow spaces. We developed “components that can follow the settlement of embankment”, to prevent settlement of embankment from affecting the deformation of the formwork when embankment and formwork are connected. In the proposed method, using the developed components together with lightweight buried formwork, the formwork and reinforcing embankment can be constructed simultaneously from the rear side, without the need for scaffolding. A test construction was carried out to confirm the feasibility of the proposed method. As a result, the developed components in a 2.4 m-high retaining wall were shown to function properly against the settlement of embankment. Considering the sliding amount of the developed components, the applicable height for this method is assumed to be up to approximately 4.0 m.

キーワード：盛土補強土擁壁，ジオテキスタイル，沈下許容部材，試験施工，軽量埋設型枠

1. はじめに

鉄道の現場で普及している剛壁面補強土擁壁（RRR 工法）（以下、「補強土擁壁」と称す）は、剛な一体壁面工を適切に構築することが重要であり、補強盛土を構築した後に、前面に足場を設置して壁面工を構築する。連続立体交差事業や複線化事業等の工事では、営業線や民家・道路等に近接した狭隘箇所での施工が多く、このような場合には、足場を設置するための施工スペースが十分に確保できず、補強土擁壁の壁面施工が困難であった。

そこで、本研究では足場を不要とするため、壁面を背面側（盛土側）から構築する施工法を開発した。本稿では、2 章に現行の壁面構築法の課題と提案する背面施工法の概要を述べ、3 章に試験施工による提案法の施工の実現性の確認と載荷試験による列車荷重に対する安定性について論じる。4 章には本工法の適用高さについて述べる。

2. 現行の壁面構築法と背面施工法の提案

2.1 現行の壁面構築法の課題

現行の補強土擁壁の施工手順¹⁾は、図 1 に示すように、①基礎工を施工した後に、②補強材を巻き込んだ仮抑え材（土のう・溶接金網）を設置し、その仮抑え材と補強材の抑え効果により補強盛土を構築する（図 1(a)）。盛土の沈下が収束した後に、③擁壁の前面に足場工を設置して、④壁面を構築する段階施工（図 1(b)）であり、壁面は盛土の沈下の影響を受けない。なお、足場工は型枠の設置のみならず脱型作業のためにも必要となる。壁面工の構造を図 2 に示す。型枠は、型枠のセパレータを L 形鋼に溶接固定し、盛土側の外型枠固定用金具（以下、「固定用金具」と称す）を L 形鋼に溶接固定することで、L 形鋼を介して盛土側から支持されている。

足場を用いない背面施工では、補強盛土構築後に型枠を設置する現行の施工手順を適用できない。型枠を背面側から施工することで足場を用いずに施工できるが、こ

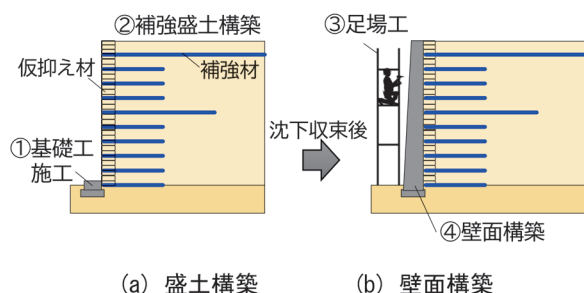


図 1 現行の剛壁面補強土擁壁の施工手順

* 構造物技術研究部 基礎・土構造研究室（現 鉄道力学研究部）
 ** 構造物技術研究部 基礎・土構造研究室
 *** 岡三リビック株式会社
 # 株式会社エンバイン

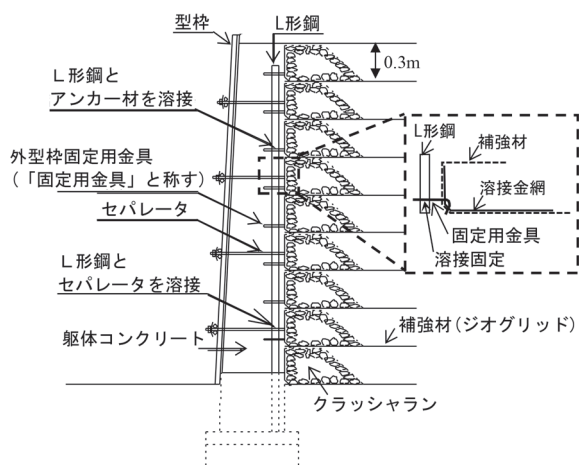


図2 現行の壁面工の構造¹⁾

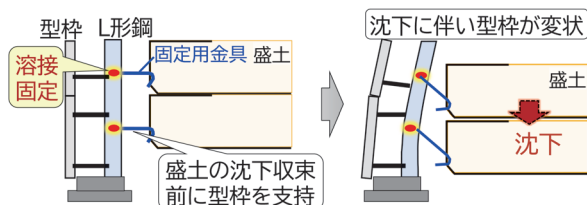


図3 現行の固定方法における同時施工の課題

の際に補強盛土と型枠を同時に構築する必要がある。現行の固定方法の場合、何も対策せずに補強盛土と型枠を同時に施工すると、図3に示すように盛土の沈下に伴いL形鋼を介して型枠が変状する課題がある。

型枠は合板型枠のほか、コンクリート工の工期短縮や省力化施工を目的に脱型が不要なRRR-B工法用プレキャストコンクリートパネルがある。RRR-B工法用プレキャストコンクリートパネルの標準仕様は、幅2,000mm、高さ1,008mm、厚さ125mmで重量584kg/枚であり、施工には大型クレーンが必要となる。RRR-B工法用プレキャストコンクリートパネルは型枠として使用すると同時に、躯体の一部として使用できる特徴がある¹⁾。

2.2 背面施工法について

軽量埋設型枠と開発した沈下許容部材を用いて、背面側から壁面を設置し、型枠と盛土を同時に施工することで足場を不要とした背面施工法を提案した。

2.2.1 軽量埋設型枠を用いた背面施工

営業線や道路・民家に近接した狭隘箇所での工事では、施工空間に制約があり必要施工スペースが確保できない、大型重機の搬入が困難などの課題がある。上述したRRR-B工法用プレキャストコンクリートパネルは、施工時には大型クレーンが必要となり、さらに設置時には足場工が必要となる。

そこで、背面施工で用いる型枠として、軽量埋設型枠²⁾を用いることを検討した。軽量埋設型枠は、脱型が不要

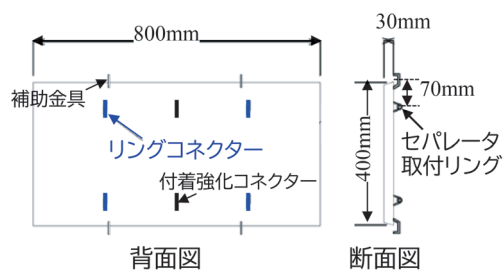


図4 小型な軽量埋設型枠

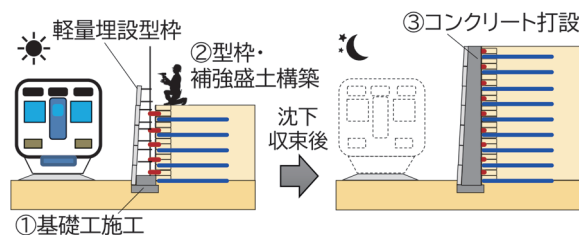


図5 軽量埋設型枠を用いた背面施工の手順

なコンクリート製の残存型枠であり、コンクリートの配合設計は粗骨材最大寸法15mm、設計基準強度36N/mm²としている。軽量埋設型枠の標準仕様は、図4に示す通りであり、幅800mm、高さ400mm、厚さ30mmで重量20kg/枚と軽量であり、小型バックホウでの吊上げた状態で背面側からの設置が可能である。軽量埋設型枠の背面には、セパレータ連結用のリングコネクターのほか、供用時における軽量埋設型枠の脱落防止のための付着強化コネクターが取り付けられている。なお、取り付け付着強化コネクターが、十分な引抜き耐力（付着力）を有していることを確認している。

図5に軽量埋設型枠を用いた背面施工の手順を示す。

①基礎工を施工した後に、②補強盛土の施工と同時に軽量埋設型枠を立ち上げ、補強盛土と型枠の構築が完了し、補強盛土の沈下が収束後に、③コンクリートを打設し、補強材と壁面の定着を図ることとした。

2.2.2 沈下許容部材の開発

背面施工では、補強盛土と型枠を同時に構築する必要があるため、これらの同時施工を可能にする解決策を検討した。施工時に型枠に作用する荷重として、風荷重やコンクリート打設時の側圧が型枠の水平方向に作用する。補強盛土と型枠を同時に施工した場合には、上述した水平方向の荷重に加えて、図3に示した補強盛土構築時に発生する沈下・はらみ出しによる影響も生じる。なお、施工時の補強盛土の沈下は盛土の施工とともに増加するが、はらみ出しについては、転圧する当該層以降は収束する傾向にある。詳細は文献3に詳しい。

つまり、盛土の変形に追従するためには、水平方向は盛土1段構築後に拘束することで、はらみ出しが型枠に大きな影響を及ぼすことは回避できるが、鉛直方向は盛

土の沈下に対して追従するためにスライド可能な機構を設ける必要がある。これらの影響を考慮して、図6に示すように、L形鋼に対して水平方向には固定しつつ、鉛直方向にはスライド可能な構造を持つ沈下許容部材を開発した。沈下許容部材は、L形鋼に側面から簡易に設置でき、通常使用される固定用金具と溶接により接続する。沈下許容部材を設置することで、施工時に型枠に作用する風荷重やコンクリート打設時の側圧には沈下許容部材が抵抗することで壁面の変位を抑えつつ、沈下許容部材がL形鋼に沿ってスライドすることで盛土の沈下に追従可能となり、型枠と盛土を同時に施工できる。なお、沈下許容部材は、盛土1段構築後に固定用金具の先端部に設置し、水平方向は固定することとする。

沈下許容部材は、引張り強さ 540N/mm^2 以上 (JIS G 3532 普通鉄線 SWM-P と同等以上) のセパ用鉄線で、線形は 6.9mm である。形状は、図6に示すように、沈下許容部材の先端部がねじり加工されたフック状で、L形鋼に沿うように折り曲げられている。曲げ加工部はL形鋼の辺長の半分の 25mm としている。このような形状にすることによって、コンクリート打設時の側圧等の水平方向の荷重に対しては抵抗し、L形鋼の鉛直方向にはスライドする機構としている。

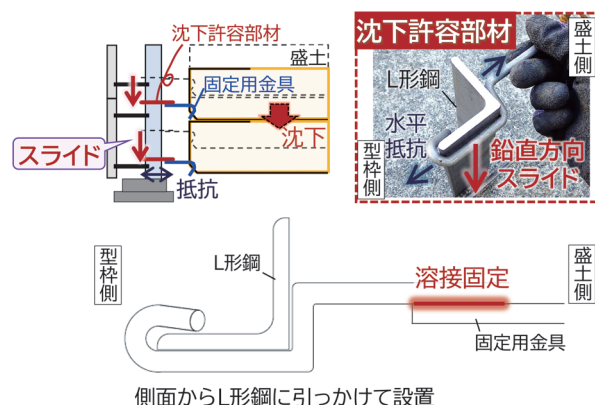


図6 同時施工を可能にする沈下許容部材

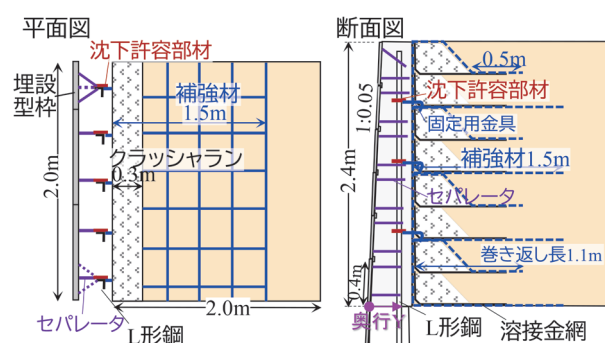


図7 試験体の概要図

3. 試験施工

試験施工により、軽量埋設型枠と沈下許容部材を使用した背面施工法の施工の実現性を確認した。その後、構築した試験体を用いて載荷試験を実施し、試験体の列車荷重に対する安定性を把握した。

3.1 試験施工の概要

試験施工で構築する試験体の概要図を図7に示す。試験体の寸法は、高さ 2.4m 、幅 2.0m 、奥行 2.0m とし、軽量埋設型枠は千鳥配置とした。

盛土材はクラッシュラン (C-40) を $D_c=90\%$ (E-c 法) を確保できるように、締固め層厚は 0.15m で締固めた。補強土擁壁 (RRR 工法) の補強材の鉛直方向の配置間隔は 0.3m 毎が原則であるが、本試験施工では、壁面の構築方法に関する検討のほか、補強材の鉛直方向の配置間隔が補強土擁壁の安定性に与える影響に関する検討も兼ねていたため³⁾、試験的に鉛直方向の配置間隔は通常の倍となる 0.6m に広げ、敷設長は最低敷設長の 1.5m とした。なお、補強材の鉛直方向の配置間隔を 0.6m に広げた場合でも 0.3m 毎の配置間隔と概ね同等の施工時安定性が確保可能である³⁾。詳細は文献3を参照されたい。溶接金網2段に対して補強材を1層敷設する配置となることから、巻き返し部の補強材は、溶接金網2段分をまとめて盛土部に巻き返して施工することで、上下

段の金網が一体となる構造とした。沈下許容部材を設置した固定用金具は、補強材配置と同じ層 (0.6m 毎) に配置した。つまり、本来、固定用金具は各溶接金網に設置するため高さ方向に 0.3m 毎に配置されるが、本試験施工では 0.6m 毎と通常の半分の量である。

施工手順と試験施工の様子を図8に示す。施工手順は、最初の基礎工施工時にL形鋼を建込み (図8中①)、その後、軽量埋設型枠を設置し、L形鋼にセパレータを溶接固定した (図8中②)。補強盛土を1段構築した後に、沈下許容部材をL形鋼に設置し、固定用金具と沈下許容部材を溶接固定した (図8中③、図6)。軽量埋設型枠・補強盛土の構築が完了した後に、軽量埋設型枠内のコンクリートの打設を行った (図8中④)。

計測項目は、補強盛土構築時には各段の軽量埋設型枠の奥行方向の変位、補強盛土のはらみ出し・沈下量、セパレータおよび固定用金具の部材応力とした。軽量埋設型枠は光波測距儀を用いた測量により、補強盛土のはらみ出し量・沈下の溶接金網 (高さ 0.3m 毎) にターゲットを設置し測量により計測した。セパレータおよび固定用金具にひずみゲージを設置し、部材応力を計測した。

コンクリート打設時には、各段の軽量埋設型枠の中央列に変位計を設置し、経時的に奥行方向の変位を計測した。コンクリート打設時に型枠に作用する側圧を把握す

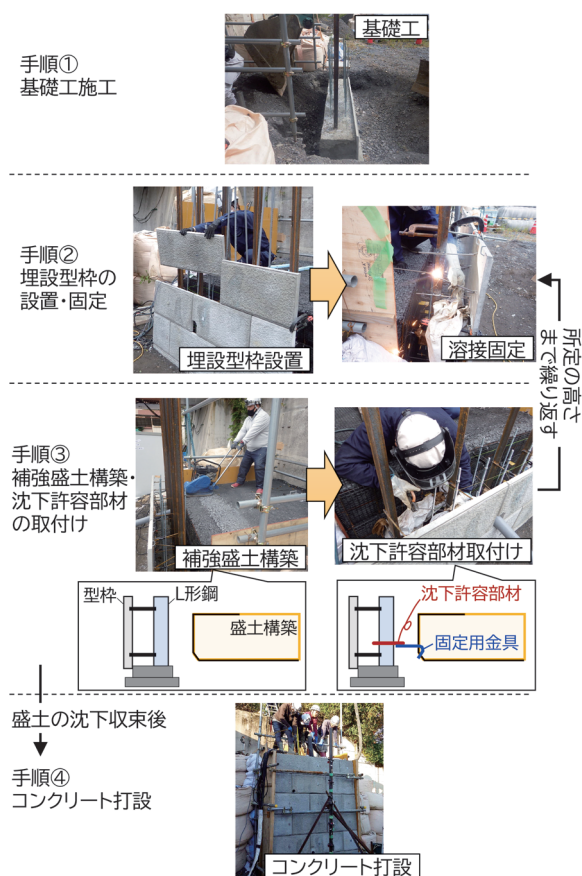


図8 施工手順と試験施工の様子

るため、各段の軽量埋設型枠に土圧計を設置した。

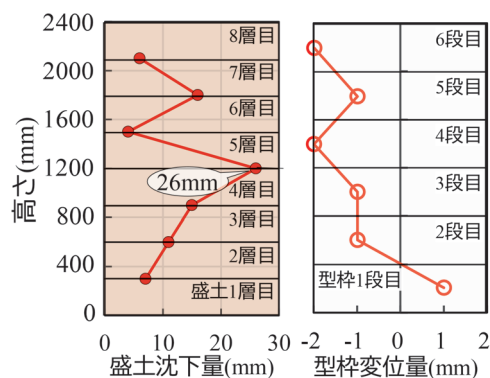
3.2 試験施工の結果

3.2.1 壁面構築時の変形

盛土構築時の転圧で生じる盛土の沈下に対して沈下許容部材が機能するか確認するため、図9には盛土の沈下量と盛土構築時に生じた型枠の変位量を示す。図9(a)の盛土沈下量は、各盛土層の転圧後の境界面にターゲットを設置し、盛土完成後にターゲットを測量することで沈下量を求めた。また、図9(b)の型枠変位量は各段の型枠で中央部を計測しており、型枠設置時を初期とした盛土構築後の型枠の奥行方向の変位量を示す。前面側の変位を負、背面側の変位を正とした。

盛土の沈下に対して沈下許容部材が機能していない場合、図3に示すように盛土の沈下に伴い型枠が奥行方向に変位することが想定される。図9より、盛土の沈下が最大で26mm生じていたにもかかわらず、型枠の変形量を2mm以下に抑えられたことから、盛土の沈下に対して沈下許容部材が機能していたといえる。以上より、沈下許容部材を用いることで補強盛土と軽量埋設型枠の同時施工が可能なが確認された。

補強盛土完成時の軽量埋設型枠の奥行方向の設置精度を図10に示す。ここでの型枠設置精度は、壁面が1：



(a) 盛土の沈下量 (b) 型枠の変位量

図9 沈下許容部材の効果確認

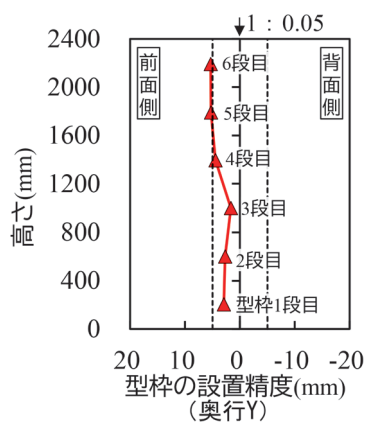


図10 型枠の設置精度

0.05の勾配となるように設計しているため、この勾配を基準とし、そこからのずれ量として整理した。前面側を正、背面側を負とした。

型枠に対する鉄道構造物としての明確な基準は定められていないが、目安として設計位置に対する $\pm 5\text{mm}$ の精度を黒破線で示した。5mm程度の変動に抑えられており、一定の精度で軽量埋設型枠を設置できていることを確認した。参考までに、国土交通省が示す擁壁工の管理基準値⁴⁾は、高さ H に対して $\pm 0.03H$ (72mm)かつ $\pm 300\text{mm}$ 以内であるので、この基準値に対しては問題ないことが分かる。また、鉄道構造物を対象とした擁壁の仕上がり寸法は実務では $\pm 20\text{mm}$ 程度であり、この一例の値と比較しても問題がないことを確認した。

3.2.2 コンクリート打設時

コンクリートの配合設計は、普通ポルトランドセメント、粗骨材20mmを用いて、呼び強度 21N/mm^2 、最大水セメント比60%、スランプ21cmのコンクリートを打設速度 2.4m/h を目安として打設した。なお、コンクリート打設時の外気温は 19°C であった。

図11にコンクリート打設中の軽量埋設型枠の変位の時刻歴を示す。軽量埋設型枠の変位は、打設直前を初期値とした変位増分をプロットしており、軽量埋設型枠が

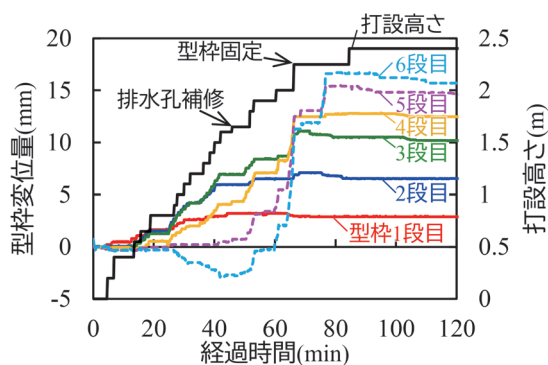


図 11 コンクリート打設時の型枠の変位の時刻歴

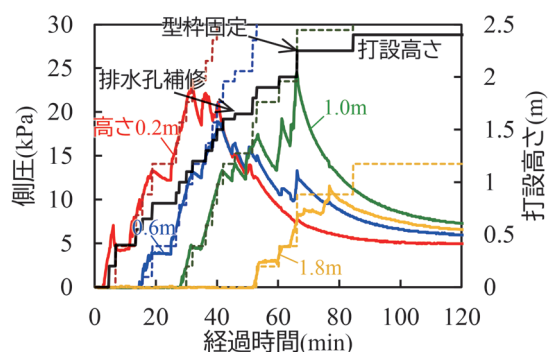


図 12 コンクリート打設時の側圧の時刻歴

外側にはらみ出る方向を正としている。打設高さ 1.65m の時点で配置高さ 1.8m の水抜き孔と型枠の間に隙間が生じたため、打設を一時中断し（3 分程度）、モルタルパテを用いて埋めることで補修した。打設高さ 2～2.25m の段階で、5 段目、6 段目の軽量埋設型枠の変位が急激に増加したため、打設を一時中断し（8 分程度）、軽量埋設型枠が外側に変位しないように応急的に拘束した。

軽量埋設型枠の最大変位量（はらみ出し量）は 17.3mm であり、これは擁壁の仕上がり寸法の一例である $\pm 20\text{mm}$ を満たしてはいるものの、現行仕様と同様に 0.3m 毎に沈下許容部材と固定用金具を配置することでより拘束力が高まり、型枠の変位を抑制できると考えられる。なお、現行仕様では 0.3m 毎に固定用金具を配置することで施工中に補修等をせず、安全に施工できることがこれまでの施工実績から十分に確認されている。以上より、本試験施工では、補強材配置に合わせて沈下許容部材と固定用金具を 0.6m 毎に配置したが、コンクリート打設時における型枠変位を軽減するために、沈下許容部材と固定用金具は現行仕様と同様の 0.3m 毎の配置とする必要性が確認された。

図 12 にコンクリート打設中に軽量埋設型枠に作用した側圧の時刻歴を示す。図中には、各土圧計の設置高さに対応した液压相当（ 23.5kN/m^3 、側圧係数 1.0）の側圧設計値を併せて破線で示している。側圧が最も大きくなると想定される最下段の高さ 0.2m に設置した土圧計

の値に着目すると、打設高さ 1.2m 程度に達した時点で最大値を計測し、この時の側圧の増加傾向は破線で示した液压と同等の側圧が作用していることが分かる。また、0.6、1.0m に設置した土圧計から、液压相当の側圧が作用するのは打設高さが 1.5m 程度までであり、その後は打設を進めても側圧の増加は見られなかった。この結果から、コンクリート標準示方書⁵⁾に示されている側圧分布を参考に、打設高さ 1.5m までは液压が作用し、それ以深では側圧が一定になる分布を想定して、各部材は設計を行うことが可能と考えられる。本試験においてセバレータと固定用金具で計測された最大値は、それぞれ 78N/mm^2 、 86N/mm^2 で、引張り強さ 540N/mm^2 よりも十分に小さな値であった。

3.3 載荷試験

3.1 節で述べたように、本試験体は補強材の鉛直方向の配置間隔が補強土擁壁の安定性に及ぼす影響についても検討していたため、構築後の試験体を用いて載荷試験を実施し、列車荷重に対する安定性を確認している。

軽量埋設型枠はあくまでも型枠であり構造体として考慮していないものの、軽量埋設型枠は供用時にも残置される。そのため、上述の載荷試験を通して、供用中に型枠の脱落や型枠に局所的なクラック等が発生しないか確認した。

3.3.1 載荷試験の概要

試験概要を図 13 に示す。列車荷重による繰返し荷重を再現可能な起振機（最大起振力 80kN 、振動数 1～30Hz）を用いて、列車荷重を模擬した動的な載荷試験を実施した。本施工法では、起振機の載荷機構上コンクリート版が必要となるため、試験体の直上にスラブ軌道に用いるコンクリート版（幅 $1.8\text{m} \times$ 奥行 1.8m ）を設置した。

試験条件は、有道床軌道で EA-17 の列車荷重に相当する起振力 40kN とし、載荷回数 40 万回まで実施した。載荷周波数は、事前に実施した共振試験により共振周波数近傍ではないことを確認したうえで、8Hz とした。

接触式変位計により、コンクリート版ならびに地盤の沈下量と擁壁の水平方向のはらみ出し量を計測した。

3.3.2 載荷試験の結果

図 14 に載荷試験の結果を示す。ここでは、代表値として、最大の変位量を示した図 12 に示す計測位置の沈下量とはらみ出し量を整理した。なお、沈下量はコンクリート版の鉛直変位であり沈下する方向を正とし、はらみ出し量は壁面の水平変位でありはらみ出る方向を正としている。

沈下量は、載荷回数の増加に伴い収束する傾向を示し、一般盛土と類似している。繰返し回数 40 万回で 3.8mm 程度の沈下量が生じたが、これは有道床軌道の整備基準

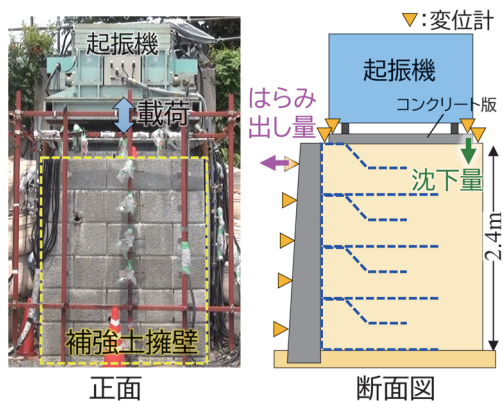


図 13 荷重試験の概要

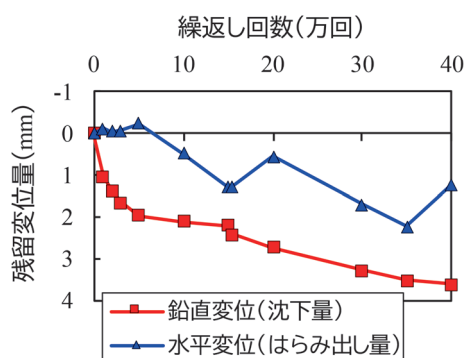


図 14 繰返し荷重回数と変位量の関係

値および頻度と比較すると微小な値である。水平変位の推移をみると、はらみ出し量は2mm程度であった。以上より、補強材の鉛直方向の配置間隔を0.6mに広げた場合でも、列車支持性能に及ぼす影響は微小であることを確認した。また、荷重試験において、軽量埋設型枠の脱落や壁面にも局所的なクラック等は確認されなかった。

4. 盛土の沈下量と沈下許容部材の適用高さ

4.1 沈下許容部材のスライド量

沈下許容部材を用いることで補強盛土と型枠を同時に施工できるが、沈下許容部材は、あくまでも盛土体の沈下・圧縮に対して適用可能な部材であり、支持地盤の圧密沈下に対応した部材ではないことなどを留意されたい。

沈下許容部材はL形鋼に沿って鉛直方向にスライドすることで、盛土の沈下に追随する機構であるが、L形鋼には型枠のセパレータが溶接固定されている。図15には、セパレータと沈下許容部材の位置関係の一例を示す。セパレータ連結用のリングコネクタは型枠端部から70mm内側に取り付けられている(図4)が、位置関係によっては、沈下許容部材とセパレータが干渉する場合も考えられる。セパレータは多少の角度を持たせた状態でも溶接固定が可能であるため、セパレータは沈下許

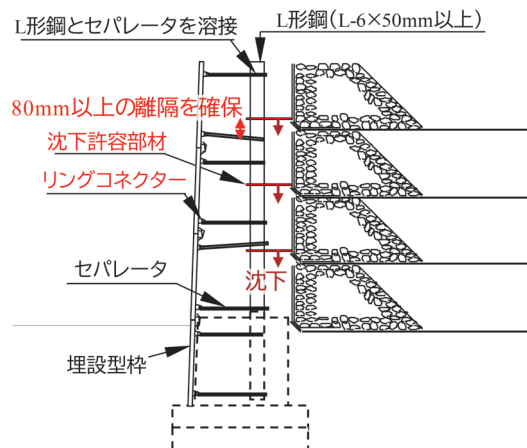


図 15 セパレータと沈下許容部材の位置関係

容部材との隔離を80mm以上確保することは可能と考えられる。セパレータと沈下許容部材との隔離を80mm以上確保するように確保した場合には、施工誤差や溶接部の脚長を考慮すると、沈下許容部材のスライド量は70mm程度になると考えられる。

4.2 盛土の層間圧縮率と盛土の沈下量

図16には、試験施工で確認された平均的な層間の圧縮率と上載盛土荷重の関係を示す。試験施工では、礫質土としてクラッシャラン(C-40)のほか、砂質土として稲城砂($D_c=90\%$ (E-c法)、締固め層厚0.3m³⁾)を用いて構築した。参考に高速道路事例(以下、「道路事例」と称す)の結果も示す^{6) 7)}。砂質土と礫質土で多少のバラツキがあるものの上載盛土荷重の増加に従って圧縮率は増加傾向を示し、道路事例でも同様の傾向を示している。上載盛土荷重が増加すると層間圧縮率は、道路事例よりも本試験施工の結果の方が大きくなる。これは、締固め層厚の違いなどに起因するものと考えられる。道路事例では締固め層厚0.6mであるのに対して、試験施工では締固め度 $D_c=90\%$ を確保するために、砂質土で締固め層厚0.3m、礫質土で締固め層厚0.15mとした。また、一般的に礫質土よりも砂質土の方が圧縮しやすいが、本試験施工で砂質土と礫質土で類似した傾向を示したのは、この締固め層厚の違いによるものが一因として考えられる。

図17は、盛土の高さと各層の盛土の沈下量の関係を示す。図中の盛土高さ2.4mの結果は、試験施工の沈下量は、測量で計測された残留沈下量を示し、計算値の沈下量は図16の結果(礫質土)を用いて、盛土の沈下量を算出したものである。試験施工の結果では高さ1.2mと1.5mの点でバラツキがみられたものの計算値と同様の挙動を示し、沈下量は中腹部で最大となった。これは、沈下許容部材を取り付けた当該層の沈下に加えて下層の圧縮沈下の影響を受けるためであり、道路事例でも類似

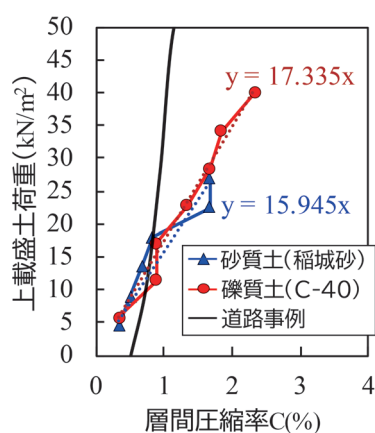


図 16 盛土の圧縮率

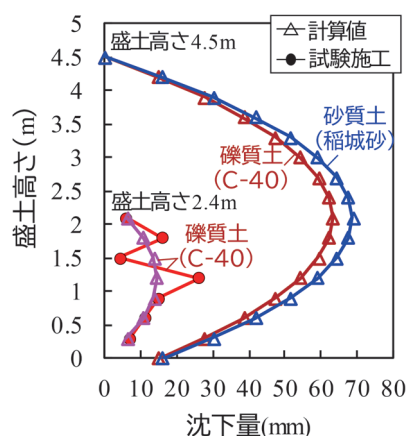


図 17 盛土高さと同層の沈下量の関係

の関係が得られている。

4.3 沈下許容部材の適用高さ

沈下許容部材のスライド量を 70mm に設定した場合は、盛土の沈下量を 70mm まで許容できる。図 16 の結果を用いて盛土の沈下量を算出すると、盛土の沈下量の最大値が 70mm となるのは、砂質土・礫質土ともに擁壁高さ 4.5m 程度である（図 17）。しかしながら、計算値と試験値でバラツキがあることも考慮すると、現時点では、擁壁高さ 4.0m 程度（盛土沈下量 53mm 程度）を適用高さとして設定している。

また、補強土擁壁の施工実態を確認すると高さ 5m 未満の施工割合が 45% 程度占めており⁸⁾、比較的多くの現場で適用できると考える。

5. まとめ

本研究では、足場を不要とするため、背面側から壁面を構築する施工法を開発し、施工の実現性の検証とその適用高さについて整理をした。以下に得られた知見を示す。

- (1) 狭隘箇所適用可能な補強土擁壁の背面施工法を提案した。開発した沈下許容部材と脱型不要な軽量埋設型枠を併用することで、背面側から型枠と補強盛土を同時に施工でき、足場が不要となる。
- (2) 試験施工により、提案法の施工の実現性を確認した。高さ 2.4m の擁壁においては盛土の沈下に対して沈下許容部材が機能していたことが実証された。
- (3) 沈下許容部材のスライド量を考慮すると、本工法の適用高さは 4.0m 程度までと考えている。

また、沈下許容部材と軽量埋設型枠を併用した背面施工法に関して、部材の規格や施工手順、施工時の留意点については、2024 年 10 月に発刊が予定されている RRR 工法の設計・施工マニュアル⁹⁾ならびに材料マニュアル¹⁰⁾、積算マニュアル¹¹⁾の改訂版に記載している。

文 献

- 1) RRR 工法協会：RRR-B 工法（剛壁面盛土補強土擁壁工法）設計・施工マニュアル 令和元年 6 月，2019
- 2) 小浪岳治，山下喜央，杉浦充明：残置型枠を用いたコンクリート擁壁の施工技術，令和 4 年度土木学会全国大会第 77 回年次学術講演会，VI-724，2022
- 3) 倉上由貴，高木翔太，中島進，小浪岳治，山下喜央：補強土擁壁における補強材の配置間隔及び壁体構築方法が施工時安定性に及ぼす影響，ジオシンセティックス論文集，Vol.38，pp.122-129，2023
- 4) 国土交通省：土木工事施工管理基準及び規格値（案）令和 5 年 3 月，2023
- 5) 土木学会：コンクリート標準示方書【施工編】，2017
- 6) 阿部秀徳，姫野浩志，森下裕史，川崎廣貴：礫質土を用いた高盛土の圧縮沈下挙動，土木学会第 57 回年次学術講演会，Ⅲ-815，2002
- 7) 谷藤義弘，川島正人，山内智：高速道路における厚層締め盛土の圧縮沈下挙動～盛土開始から供用後 5 年までの経年変化～，土木学会北海道支部論文報告集，第 66 号，2009
- 8) RRR 工法協会：RRR 工法協会だより，Vol.48，2021
- 9) RRR 工法協会：RRR-B 工法（剛壁面盛土補強土擁壁工法）設計・施工マニュアル 令和 6 年 10 月，2024
- 10) RRR 工法協会：RRR 工法による補強盛土工法 材料マニュアル 令和 6 年 11 月，2024
- 11) RRR 工法協会：RRR-B 工法（剛壁面盛土補強土擁壁工法）標準積算マニュアル 令和 6 年 11 月，2024

数値解析による車上計測された軌道変位に 橋りょう支承あおりが及ぼす影響評価

服部 紘司* 松岡 弘大** 田中 博文***

Evaluation of the Effect of Loose Bearing of Bridge on Onboard Measured Track Geometry Using Numerical Analysis

Koji HATTORI Kodai MATSUOKA Hirofumi TANAKA

The occurrence of a bearing loosed with a gap in steel bridges is visually detected in situ, which is quite labor intensive. This study investigated the effect of a loose bearing on track geometry using a developed numerical calculation method as a basic investigation of detecting a loose bearing using the track geometry. A non-linear spring representing the loose bearing has been introduced into the existing calculation tool identifying the loaded track geometry considering the structural deformation. The result of the above simulation clarified that the displacement of the loose bearing appears on the track geometry as a local fluctuation with a half wavelength of about 5 m, regardless of the amount of loose.

キーワード：車上計測，橋りょう，支承あおり，軌道変位，軌道検測車

1. はじめに

鋼鉄道橋の維持管理では、支承のあおり¹⁾（以下、支承あおり）の検知が重要な検査項目の一つとなっている。支承あおりとは、沓座モルタルの損傷や沓の沈下、腐食や摩耗により、ソールプレートと下沓の間や、下沓と沓座の間に発生した隙間が、列車通過時につぶれてあおられる現象のことをいう。支承あおりにより、支承部や周辺部材の応力増大、これに伴う疲労亀裂発生、ボルト緩みの発生などが懸念される²⁾。このため、支承あおりの発生有無や状態を適切に検知・監視し、必要に応じて措置を行う必要がある³⁾。

支承あおりは桁下からの目視検査により検知されているが、多大な時間と費用を要する⁴⁾。また、支承あおりの有無は列車通過時の支承の動きから判断されるため、列車本数の少ない線区では待機時間が多く、検査に時間を要する。このようにコストのかかる支承あおりの目視検査を省力化するため、これまで桁下へ設置したセンサを利用した検知手法の開発などが行われてきた^{5) 6)}。一方、鋼鉄道橋は在来線において標準桁として多く建設された時代もあったため、現在でも膨大な数が存在する⁷⁾。このため、桁下への機器設置には依然として膨大な費用と手間を要する。

他方、走行する車両上のセンサにより車上計測されたデータから通過した橋りょうの性能を評価する研究が近年進展している⁸⁾。過去の研究ではレールの凹凸やゆが

みなどの静的軌道変位の除去と構造物変形成分の抽出が課題とされてきたが、車上計測された複数データに基づく松岡らの理論⁹⁾によりその一部が解決された。それにより車上計測された軌道変位から橋りょう共振状態や桁たわみの推定手法が開発され、実務で活用されている^{10) ~14)}。これらの手法は主に高速鉄道が対象であったが、近年では在来線を対象とした車上計測データの活用も検討が進みつつある。服部ら^{15) 16)}は多くの在来線で軌道検測に用いられる2台車方式の軌道検測車（以下、2台車検測車）で得られる2つの軌道変位を用いた桁たわみ推定法構築のため、橋りょう変形から動的軌道変位を算出する桁たわみ-軌道変位変換プログラムを開発した。また、これにより2台車検測車による桁たわみ推定で課題であった隣接橋りょうの影響を評価した。

上述の軌道変位を用いた桁たわみ推定法を改良し、車上計測された軌道変位から通過した橋りょうの支承あおりを検知できれば、桁下からの検査を大幅に省力化できる。ただし、軌道変位などの車上計測データによる支承あおりの検知は、これまでほとんど検討されておらず、そもそも支承あおりが軌道変位に及ぼす影響も解明されていない¹⁷⁾。このため、支承あおり挙動と軌道変位への影響および特徴を明らかにし、その特徴を利用して支承あおりの検知手法を構築していく必要がある。

以上を踏まえ、本研究では2台車検測車で得られる軌道変位から支承あおりを検知する手法構築のための基礎的検討として、まず、支承あおりを表す非線形ばねを考慮できるよう既存の桁たわみ-軌道変位変換プログラムを拡張する。つぎに、拡張した変換プログラムにより支間長12.3mの鋼鉄道橋を対象とした数値解析を行い、車

* 鉄道力学研究部 構造力学研究室

** 情報通信技術研究部 情報解析研究室

*** 軌道技術研究部 軌道管理研究室

両通過時の支承あおり挙動と軌道変位に及ぼす影響を明らかにする。具体的には、支承のばね変位、得られる軌道変位およびその波長の特性を分析する。なお、本稿は文献 18 を基に一部内容を削除し再構成したものである。

2. 検討方法

2.1 既存の解析方法

軌道変位から構造物の変形を計算できる、既存の桁たわみ-軌道変位変換プログラム¹⁵⁾について説明する。

図 1 に桁たわみ-軌道変位変換プログラムの計算フローを、図 2 に 2 台車検測車による軌道変位計測について示す。本プログラムは、図 2 に示す 2 台車検測車で計測される 2 つの軌道変位、すなわち 124 軸で計測される偏心矢軌道変位（以下、124 偏心矢軌道変位）と 134 軸で計測される偏心矢軌道変位（以下、134 偏心矢軌道変位）とが異なる荷重条件で計測されていることに着目し、その差分から桁たわみを推定するために構築した¹⁵⁾。

本プログラムは、2 次元有限要素法 (2DFEM) による構造解析モジュールと、軌道保守分野で用いられる軌道保守管理データベースシステム LABOCS¹⁹⁾ による信号処理モジュールの 2 つから構成され、数値解析ソフトウェアである MATLAB により全体制御を行う。構造解析モジュールでは、通常の FEM と同様に、ばねや梁などの 2D 要素により構造物をモデル化し、2 台車検測車と同じ軸配置と軸重を有する荷重列が走行した際の構造物の応答を計算する。なお、本構造解析モジュールは構造物の動的応答の影響は小さいと仮定し、荷重列の位置を少しずつ移動させて静的解析を繰り返すことで模擬的に車両通過時の構造物の応答を算出している。また、上記の動的および静的は Dynamic と Static の意味であり、後述する動的軌道変位および静的軌道変位で用いられる動的 (Loaded) と静的 (Unloaded) とは異なることに留意されたい。結果として 2 台車検測車で得られる 4 つの車軸位置レール変位から、動的軌道変位である 124 および 134 偏心矢軌道変位を計算する。124 および 134 偏心矢軌道変位は位相差が存在するため、これらをフィルタ処理により位相差のない 10m 弦正矢 (124) 軌道変位および 10m 弦正矢 (134) 軌道変位に変換する。図 3 に偏心矢から 10m 弦正矢軌道変位への変換フィルタの特性を示す。なお、今回は計算の対象としないが、桁たわみと 1 次関数の関係にある動的軌道変位を算出するために 10m 弦正矢 (124) 軌道変位と 10m 弦正矢 (134) 軌道変位の差分を計算して動的軌道変位差分を出力する機能を有する。一方、予備解析の結果、支承あおり挙動は車軸通過ごとの違いが小さいため、動的軌道変位差分への影響もわずかであった。このため、本論文では 10m 弦正矢軌道変位に着目した検討を進める。この場

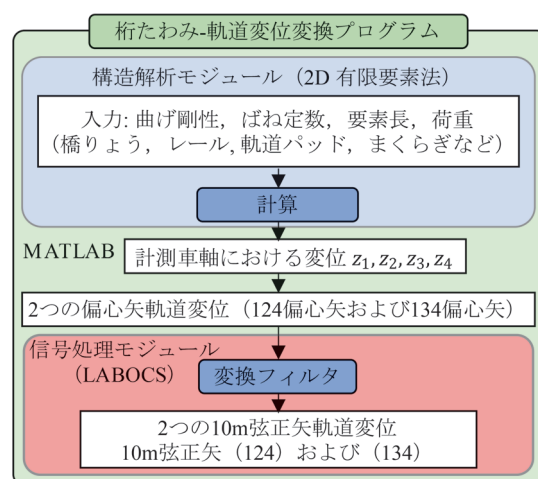


図 1 桁たわみ-軌道変位変換プログラムの計算フロー

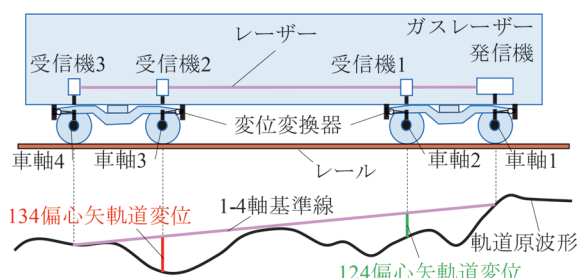


図 2 2 台車検測車による軌道変位計測

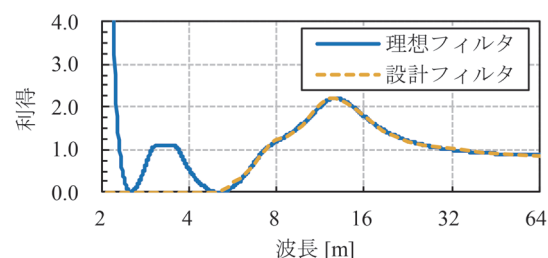


図 3 偏心矢軌道変位から 10m 弦正矢軌道変位への変換フィルタの特性

合、動的軌道変位差分では差分により除去される静的軌道変位を、10m 弦正矢軌道変位から別途除去する必要があるが、この点は 4 章にて詳述する。

2.2 変換プログラムの拡張：支承あおりの考慮

既存の桁たわみ-軌道変位変換プログラムの構造解析モジュールに非線形ばねを導入し、支承あおりを表現できるよう拡張する。本論文では、あおりが発生している支承部の隙間のことを総称して浮きと呼びモデル化する。浮きがある場合は支承部の剛性が低い、荷重により浮きがつぶれると、浮きのない支承と同じ剛性に戻ると考えられる。そのため、1 つの折れ点を持つバイリニアの非線形ばねでモデル化する。今後開発を予定する逆

解析での計算量を抑えるため、上記非線形ばねを含む剛性方程式の解法として、収束計算を要さない以下の手法を用いた。また、以下では鉛直方向の荷重・変位を考える。

まず、1次剛性 k_1 および2次剛性 k_2 を有するバイリニア非線形ばねのうち1次剛性 k_1 のみを考慮した剛性行列 K_1 を作成し、剛性方程式から式(1)により外力ベクトル F が作用した際の全節点の仮の変位量 x^* を算出する。

$$x^* = K_1^{-1}F \quad (1)$$

x^* のうちの非線形ばねの両端節点の相対変位から、非線形ばねの仮の変位（非線形ばねが1次剛性 k_1 で線形だった場合の変位） δ^* が得られる。非線形ばねの折れ点変位を δ_1 とし、非線形ばねの仮の変位 δ^* との比 r を式(2)と定義する。

$$r = \frac{\delta^*}{\delta_1} \quad (2)$$

なお、 $r < 1$ の場合、非線形ばねは2次剛性領域に達せず、式(1)で得られた変位量 x^* が解となる。以降では $r \geq 1$ の場合における計算方法を示す。

ここまでの計算は線形系であるため、非線形ばねが折れ点に達するのに必要な外力ベクトル F_1 は、変位の比 r により式(3)として計算できる。

$$F_1 = \frac{F}{r} \quad (3)$$

この外力ベクトル F_1 が作用したとき、非線形ばねはちょうど折れ点に達する変位を有する。このときの全節点の変位ベクトル x_1 は式(4)から求める。

$$x_1 = K_1^{-1}F_1 \quad (4)$$

$r \geq 1$ であるため荷重 F_1 は F の一部である。このため、外力ベクトル F から F_1 を除いた残りの荷重 F_2 に対応した変形を追加で算出する。荷重 F_2 は式(5)となる。

$$F_2 = F - F_1 = F - \frac{F}{r} = \frac{r-1}{r}F \quad (5)$$

非線形ばねの変位は F_1 载荷時点で折れ点変位 δ_1 となっているため、 F_2 が作用した際には非線形ばねの2次剛性のみが有効となる。このため、剛性行列 K_1 における1次剛性 k_1 を2次剛性 k_2 に変更した剛性行列 K_2 を用いて非線形ばねが δ_1 に達したのちの全節点の変位量 x_2 を

$$x_2 = K_2^{-1}F_2 \quad (6)$$

として計算できる。これを x_1 に加えることで、最終的な全節点の変位量 x' が式(7)により計算できる。

$$x' = x_1 + x_2 = K_1^{-1}\frac{F}{r} + K_2^{-1}\frac{r-1}{r}F \quad (7)$$

図4に、モデル化するバイリニアの非線形ばねの荷重変位関係を示す。ここで、図中の P 、 P_1 は荷重列がそれぞれ F 、 F_1 の時にばねに作用する荷重、 δ はばねの2次剛性を考慮した上での最終的なばねの変位量を表す。

2.3 解析対象

支承あおりが軌道変位に及ぼす影響を分析するうえで、支間長や曲げ剛性をパラメータとした解析も考えられるが、本研究ではすでに検知手法を適用したい実橋りょう区間を想定しているため、当該箇所⁷⁾を対象としたモデルによる検討を行うこととした。

図5に本研究で対象とした橋りょう区間のFEMモデルを示す。橋長13.1m、支間長12.3mの単純桁（鋼橋）

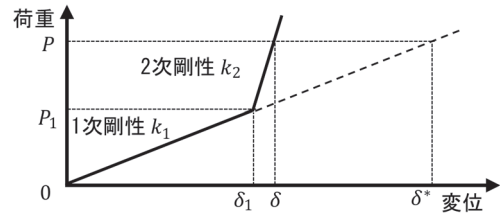


図4 モデル化するバイリニアのばねの荷重 - 変位関係

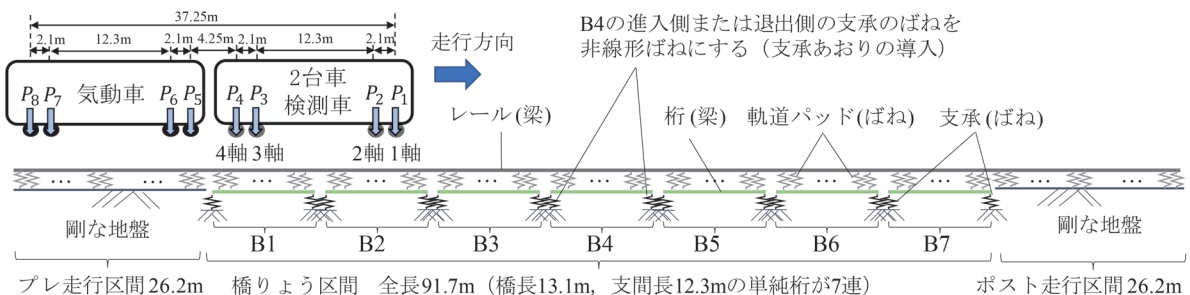


図5 本研究で解析対象とした橋りょう区間のFEMモデル

が連続する実在区間を想定し、そのうち7連の橋りょうをモデル化した。橋りょうを左から順にB1, B2, …, B7と呼ぶ。支承あおりを表す非線形ばねは中央のB4の列車進入側または退出側に配置した。軌道検測車は、当該区間を走行する2両編成列車を想定し、走行方向に対して1両目を2台車検測車、2両目を軌道検測車に付随する気動車としている。レール、橋りょうは片側のみをモデル化しており、荷重列は軌道検測車の静的な輪重を1レール分に換算した値を用いた。橋りょうとレールは梁要素、軌道パッドと橋りょう支承はばね要素によりモデル化した。FEMは鉛直成分のみのモデル化としたため、支承部の水平方向変位はモデル化していない。

表1に用いた橋りょうおよびレールの諸元を示す。桁とレール諸元は図面から、軌道パッドの剛性は材料試験結果²⁰⁾から設定した。

最左の橋りょうB1の左端から約25mの地点を先頭車軸の初期位置とし、図中右に0.1mずつ移動させ、最後尾荷重が最右の橋りょうB7を退出するまで、準静的な計算を繰り返した。各荷重位置における橋りょうの変位および車軸位置レール変位が記録され、124および134偏心矢軌道変位を算出した。さらに2つの偏心矢軌道変位から変換フィルタにより、10m弦正矢(124)軌道変位および10m弦正矢(134)軌道変位を算出した。

2.4 解析ケース

当該区間における支承あおり挙動と軌道変位に及ぼす影響を把握するため、中央の橋りょうB4を対象に、折れ点変位で表される支承の浮き量および進入側・退出側を変えて解析を行った。具体的には「浮きなし」に加えて、進入側もしくは退出側でそれぞれ浮き量1mm, 2mm, 5mmとした計7ケースで解析を実施した。図6に、支承あおりを表す非線形ばねの荷重変位関係を示す。2次剛性は浮きのない支承の剛性と同じように 1.0×10^{11} (N/m)とした。1次剛性の実態は不明な点が多い

表1 解析に用いた橋りょうおよびレールの諸元

レールの曲げ剛性	6.47×10^6 (N・m ²)
軌道パットの剛性	4.00×10^7 (N/m)
桁の曲げ剛性	1.41×10^9 (N・m ²)
通常の支承の剛性	1.00×10^{11} (N/m)

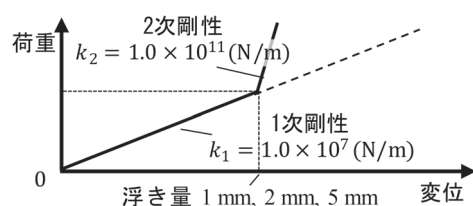


図6 解析で用いた非線形ばねの荷重変位関係

ため、通常の支承の支持剛性よりも剛性が十分小さくなるよう 1.0×10^7 (N/m)と設定した。浮き量について、鉄道構造物等維持管理標準¹⁾によれば走行安全性に支障する場合にAA判定となるが、具体的な浮き量の記載はない。支承変位に対する走行安全性に関しては鉄道構造物等設計標準・同解説の橋りょう編²¹⁾において軌道面の鉛直目違いとして整理されており、在来線における複数連条件での桁端目違いの設計限界値は4mmとなっている。なお、支承浮き量がそのまま桁端目違い量になるわけではない点に留意されたい。以上を踏まえ、桁端目違いの設計限界値を超え、確実に検知すべき量として浮き5mmを設定し、現実的な値として設計限界値の半分および1/4に相当する2mmおよび1mmを設定した。

3. 数値解析での検討結果

3.1 支承部のばね変位

図7に、B4進入側支承浮き1mm, 2mm, 5mmおよび浮きなしにおけるB4進入側支承部のばね変位を示す。浮きなしの場合は列車通過に伴い0.1mm以下のわずかなばね変位のみが生じる一方、浮きがある場合では列車通過時に計3回の下向き変位のピークが生じる。これら3回の変位ピークは、1両目(2台車検測車)前台車、1両目(2台車検測車)後台車と2両目(気動車)前台車、2両目(気動車)後台車が、それぞれ支承あおり箇所を通過した場合に対応する。浮き1mmおよび2mmの場合、支承のばね変位が設定した浮き量に達した後、ほぼ一定で推移する。なお、浮き5mmの場合には1回目のピークではばね変位が4mm未満で、浮きが残存する状態となる。また、2回目のピークでは1両目(2台車検測車)後台車と2両目(気動車)前台車が同時に橋りょうB4上に位置することでばね変位が浮き5mmに達し、2次剛性に移行した状態となる。

次に、ばね変位の傾きに注目する。支承の浮きがつぶれる方向にばね変位が増加する図7中①では傾きは -1.0×10^{-3} であるが、浮きが生じる方向にばね変位が減少する図7中②の場合は傾きは 4.0×10^{-4} となり、傾きの絶対値が異なる。本ケースの支承あおりは橋りょう

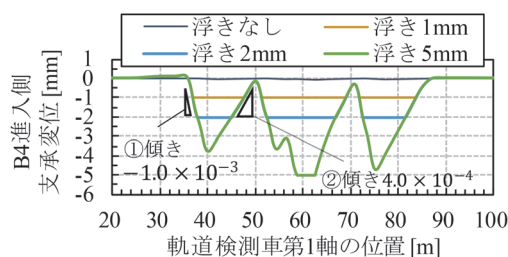


図7 B4進入側支承浮き1mm, 2mm, 5mmおよび浮きなしにおけるB4進入側支承変位

進入側であり、隣接橋りょう退出側から当該橋りょう進入側へ乗り移る際に支承への作用荷重が急増するため、ばね変位増加時の傾き絶対値が大きいと考えられる。

図8に、浮き2mmの解析結果のうち先頭車軸が支承あおり箇所を通過する際のレール、橋りょうおよび支承あおり部の変位分布を示す。先頭車軸が当該橋りょう進入直後に支承のばね変位が急増することを確認できる。支承のばね変位減少時（例えば図7中②）は、橋りょうの進入側から退出側への荷重移動に伴う進入側支承の荷重分担率の低下により生じるため、増加時に比べ傾きが小さい。浮き5mmでのピーク減少時の車軸移動距離が概ね支間長に対応する点も上記の考察を裏付けている。以上を踏まえると、列車通過時の支承あおり挙動としてばね変位が増加する（浮きがつぶれる）場合とばね変位が減少（浮きが生じる）場合とで異なる構造要素が関連することが想定される。ばね変位の増加は橋りょう間の乗り移りにより生じるため、橋りょう間のレールによる荷重分担が重要な役割を担うと考えられる。図8でも支承あおり箇所のレールで局所的に大きい変形が生じている。一方、ばね変位の減少は橋りょう内の支承の荷重分担によるため、主に橋りょう支間長と車軸配置に依存すると考えられる。

図9に、退出側に支承あおりを有する場合の当該支承のばね変位を示す。退出側に支承あおりが存在するため、支承のばね変位増加時（図中③）と減少時（図中④）の

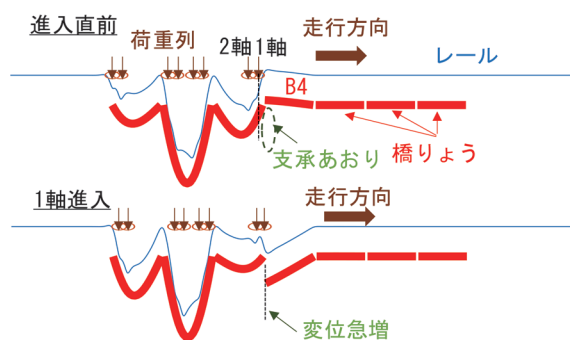


図8 橋りょう乗り移り時における支承あおり挙動 (B4 進入側支承浮き2mm)

傾きの大きさは図7の進入側のケースとおおむね逆になる。なお、浮き5mmの場合、2回目の下向き変位のピークにおける1軸位置70m以降で図6に比べて多少大きい変位が生じている。これは2両目の気動車が同時に载荷した影響である。

なお本論文では支承を進入側・退出側で区別しているが、仮に2両編成の軌道検測車の前後が反転して走行すると、本解析は静的なため進入側・退出側が反転した支承ばね変位が得られる。すなわち、現象を支配するのは進入側か退出側か否かではなく車両の軸配置と輪重の大きさである。本論文では便宜上進入側・退出側の表現を用い、2両編成の軌道検測車のうち2台車検測車を先頭車両とした場合の解析例であることに注意されたい。

3.2 軌道変位

図10に、B4進入側支承あおりにおける10m弦正矢(124)軌道変位を、図11に、10m弦正矢(134)軌道変位をそれぞれ示す。浮きがない場合の10m弦正矢(124)軌道変位は桁たわみ形状に対応し、支承部で極大、支間中央付近で極小、波長がおおむね支間長と等しい波形となる。支承あおりがある場合、あおり箇所周辺に軌道変の変動が生じる。具体的には、支承あおり箇所の上向きピーク位置が列車進入側に移動し、極大値も増加する。また、浮き量の増加に伴いB4支間中央での下向きピーク位置も進入側に推移し、こちらもピーク値が増加する。

図11に示す10m弦正矢(134)軌道変位は、支承あ

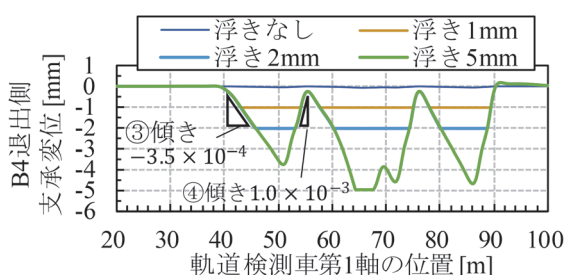


図9 B4退出側支承浮き1mm, 2mm, 5mmおよび浮きなしにおけるB4退出側支承変位

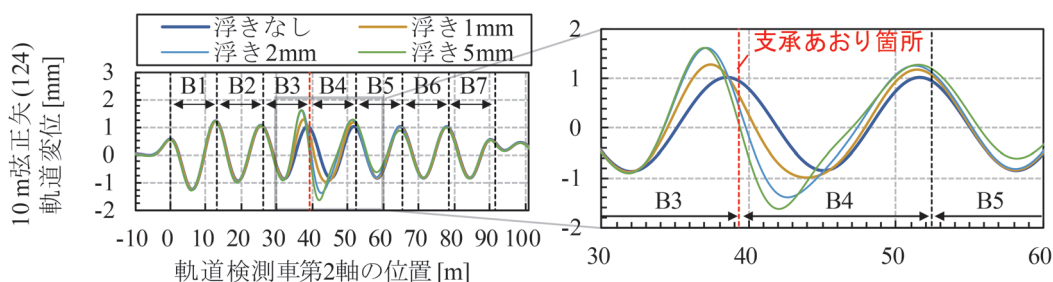


図10 B4進入側支承浮き1mm, 2mm, 5mmおよび浮きなしにおける10m弦正矢(124)軌道変位

おり箇所周辺に生じるピーク位置の変動が浮き量の増加とともに進入側に推移する傾向は10m弦正矢(124)軌道変位と同じであるが、ピーク値は10m弦正矢(124)軌道変位と異なり大きく変化しない。これは10m弦正矢(134)軌道変位では第1軸と4軸に対する3軸位置の変位を算出するが、3軸が支承あり通過時には2軸がまだ橋りょう上に位置するため、1軸と4軸に対する3軸位置での支承ありによる変化が小さいためと考えられる。

図12に、支承ありをB4退出側に導入した場合の10m弦正矢(124)軌道変位を示す。進入側の場合と同様に支承あり箇所周辺にピーク位置およびピーク値の変動が生じる。浮き量の増加に伴い、支承あり箇所の上向きピークが、進入側の場合とは逆に退出側に移動する。極大値は浮き1mmでは変化しないが、浮き2mmおよび5mmの場合は増加する。概ね進入側の場合と同じ傾向が走行方向に対し逆向きに生じる。

以上の結果を整理すると、支承ありの浮き量により多少傾向が異なるものの、支承あり箇所で得られる10m弦正矢軌道変位では桁たわみに対応する軌道変位に加え、支承あり箇所の位相ずれおよび振幅の変動が重畳する。この変動は、支承あり箇所の浮き量により位相ずれ量および振幅の増加量が異なる。具体的には、対象とした範囲では浮き1mmの場合に位相が2m程度ずれるのみであるが、浮き2mmおよび5mmでは位相ずれに加え振幅が0.4mm程度増大する。このため、軌道変位のこの特徴から支承ありを検知できる可能性がある。

3.3 支承ありと軌道変位の波長に関する分析

今回の数値解析では支承ありによる影響のほか、桁たわみの成分が含まれた状態の軌道変位を評価した。既往研究^{13) 15)}から桁たわみに起因する成分については動的軌道変位差分から評価が可能であるため、軌道変位のうち桁たわみに起因する成分を別途推定し、動的軌道変位から引くことができれば、支承ありの成分のみを高精度に抽出することができると考えられる。そのため、桁たわみの成分を除去した支承ありの影響のみについてさらなる分析を行う。

図13に、支承あり箇所における10m弦正矢軌道変位の解析結果から、支承ありなしの解析結果を差し引くことで算出した軌道変位の支承あり成分を示す。いずれの場合も支承あり箇所での変動成分が抽出され、その半波長(1ピーク分の距離)は浮きの程度に依らず概ね5m程度となっている。この要因として、10m弦正矢軌道変位のフィルタ特性とレールの荷重分散効果の2つが考えられる。まず、フィルタ特性に関して、今回指標とする10m弦正矢軌道変位は、図3に示すように半波長5m付近で利得が大きく、半波長2.5m以下で利得が0となる性質を持つ。そのため、支承ありによる支承箇所でのレール変位の急変が生じたとしても、10m弦正矢軌道変位として評価することで、利得のない半波長2.5m以下の短波長成分は除去され、半波長5m付近の成分が抽出されたと考えられる。このような10m弦正矢軌道変位のフィルタ特性に加え、レールの荷重分散効果も半波長5m程度の成分に影響を与えている可能性が考えられる。これは、レールにより列車の集中荷重が

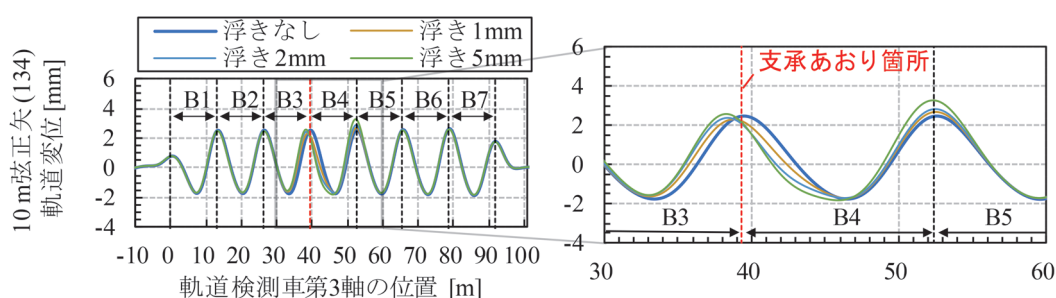


図11 B4 進入側支承浮き1mm, 2mm, 5mm および浮きなしにおける10m弦正矢(134)軌道変位

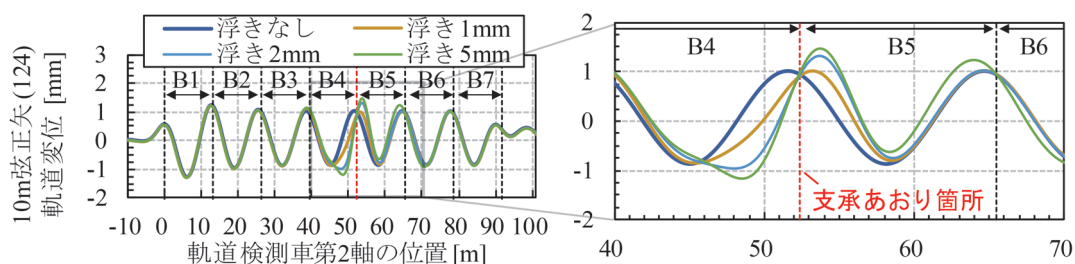
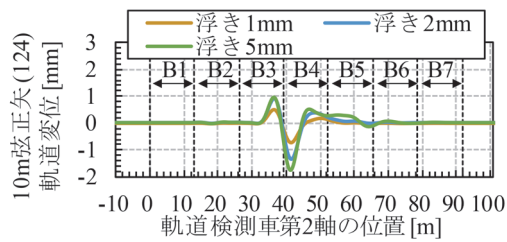
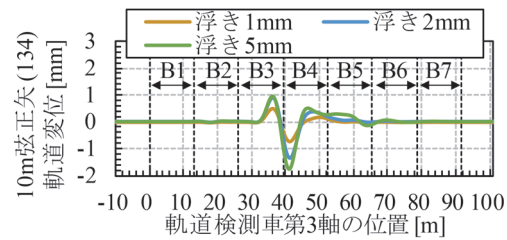


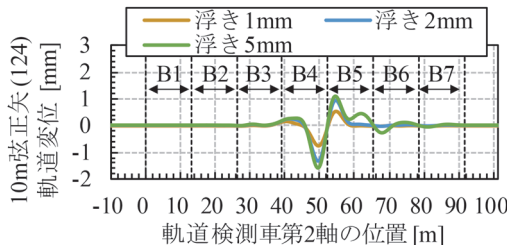
図12 B4 退出側支承浮き1mm, 2mm, 5mm および浮きなしにおける10m弦正矢(124)軌道変位



(a) B4 進入側支承浮き：10m 弦正矢(124)軌道変位



(b) B4 進入側支承浮き：10m 弦正矢(134)軌道変位



(c) B4 退出側支承浮き：10m 弦正矢(124)軌道変位

図 13 桁たわみ成分を除いて算出した 10m 弦正矢軌道変位の支承あおり成分

分散することで、支承ばねの変位変化が緩やかになり、測定される軌道変位が不連続でないなめらかな波形となったと推測される。

4. まとめ

本研究で得られた成果を以下に整理する。

- ・既存の動的軌道変位の算出プログラム（桁たわみー軌道変位変換プログラム）に支承あおりを表すバイリニアの非線形ばねを導入し、支承あおり箇所の動的軌道変位を計算できるよう拡張した。
- ・支間長 12.3m の橋りょう 7 連の区間を対象とし、上記プログラムにより支承あおり時の 10m 弦正矢軌道変位を計算した結果、支承あおりは当該および隣接橋りょうの桁端部に半波長 5m 程度の変動として生じることを明らかにした。
- ・今回対象とした橋りょうでは、支承あおり箇所に生じる 10m 弦正矢軌道変位での変動波長は、支承浮き量に依らず、半波長 5m 程度の変動であるが、これはフィルタ特性とレールの荷重分散が要因となっていると考えられる。

なお、今回の解析では実際の適用対象を想定した特定の支間長の橋りょうのみ対象としているため、今後得られた知見の一般化を進める必要がある。また、今回の解析では静的軌道変位を考慮していないが、実際の動的軌道変位には今回の解析で検討した構造物の変形成分に加え、静的軌道変位が重畳する¹³⁾。静的軌道変位は支承あおりを検知するうえでは誤差となるため、これを除去する必要がある。例えば、軌道検測車とは別に静的軌道変位を計測し、これを動的軌道変位から差し引くことで動的軌道変位のうち、構造物の変形成分のみを抽出できる。

今後、提案した手法を実路線で計測された軌道変位に適用し、支承あおりを検知するとともに桁下での支承あおり量の計測結果との比較による検証を予定している。

文 献

- 1) 国土交通省鉄道局監修，鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等維持管理標準・同解説（構造物編 鋼・合成構造物）－平成 29 年付属資料改訂版－，丸善出版，2017
- 2) 吉田善紀，小林裕介，小野秀一，宇田陽亮，勝山真規：支承のあおりを生じた溶接桁端補剛材の疲労き裂発生因子，土木学会年次学術講演会講演概要集，I-535，pp.1069-1070，2015
- 3) 川田真也，塚原高志，窪田利幸，松田芳範：JR 東日本における鉄道橋支承部の変状対策，インフラメンテナンス実践研究論文集，Vol.1，No.1，pp.445-451，2022
- 4) 矢野貴洋，岩本啓貴，宇野匡和，立花拓也，松岡弘大：鉄道土木系設備の保守効率化のための実態調査と課題，鉄道工学シンポジウム論文集，Vol.28，No.1，pp.124-127，2024
- 5) 石澤俊希，滝澤彰宏，今井勉：鋼鉄道橋における支点部アオリモニタリング装置の開発，第 30 回鉄道技術連合シンポジウム（J-Rail2023）講演概要集，pp.132-133，2023
- 6) 森井広樹，栗林健一，小西俊之：振動発電を用いた鋼橋アオリ検知装置の開発，JR EAST Technical Review，No.55，pp.31-32，2016
- 7) 櫛谷拓馬，松岡弘大，梶原和博，成田顕次，渡辺勉，田中博文，森健矢：多点加振による I 形断面鋼鉄道橋の高次部材振動モードの同定と列車走行時の動的挙動，土木学会論文集 A1（構造・地震工学），Vol.78，No.2，pp.269-286，2022
- 8) Nagayama, T., Reksowardojo, A.P., Su, D. and Mizutani, T.: Bridge natural frequency estimation by extracting the common vibration component from the responses of two vehicles, *Engineering Structures*, Vol.150, pp.821-829, 2017.
- 9) Matsuoka K. and Tanaka H.: Drive-by deflection estimation method for simple support bridges based on track irregularities measured on a traveling train, *Mechanical*

- Systems and Signal Processing*, Vol.182, No.109549, 2023.
- 10) Matsuoka, K., Tokunaga, M. and Kaito, K.: Bayesian estimation of instantaneous frequency reduction on cracked concrete railway bridges under high-speed train passage, *Mechanical Systems and Signal Processing*, Vol.161, No.107944, 2021.
 - 11) 松岡弘大, 川崎恭平, 田中博文, 常本瑞樹: 高速鉄道車両の車体上下加速度を利用した車上からの共振橋梁の検知手法, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), Vol.77, No.1, pp.146-164, 2021
 - 12) Matsuoka, K., Tanaka, H., Kawasaki, K., Somaschini, C. and Collina, A.: Drive-by methodology to identify resonant bridges using track irregularity measured by high-speed trains, *Mechanical Systems and Signal Processing*, Vol. 158, No.107667, 2021.
 - 13) 松岡弘大, 田中博文: 車上計測された軌道変位に基づく鉄道橋の準静的な桁たわみ推定法, 土木学会論文集, Vol.79, No.15, 22-15051, 2023
 - 14) 松岡弘大, 常本瑞樹, 川崎恭平, 田中博文: 車上計測された軌道変位を利用した高速鉄道橋りょう上の電車線路設備の要注意箇所抽出, AI・データサイエンス論文集, Vol.4, Issue 3, pp.125-134, 2023
 - 15) 服部紘司, 松岡弘大, 田中博文: 軌道変位に基づく桁たわみ推定のための桁たわみ-軌道変位変換プログラムの構築, 土木学会論文集, Vol.80, No.15, 23-15047, 2024
 - 16) 服部紘司, 松岡弘大, 田中博文, 軌道変位に基づく桁たわみ推定における隣接橋りょうの影響, 第30回鉄道技術連合シンポジウム (J-Rail2023) 講演概要集, pp.134-137, 2023
 - 17) 秋山啓太, 秋山保行, 神谷弘志: 鋼橋支点部のアオリが軌道変位に与える影響の検討, 第75回土木学会年次学術講演会講演概要集, VI -328, 2020
 - 18) 服部紘司, 松岡弘大, 田中博文: 車上計測された軌道変位に基づく橋りょう支承あり検知に向けた数値解析的検討, 鉄道工学シンポジウム論文集, Vol.28, No.1, pp.84-91, 2024
 - 19) Yoshimura, A., Yoshida, Y. and Kamiyama, M.: Development of database system for railway track maintenance management, Micro LABOCS for Windows and its features, *Quarterly Report of RTRI*, Vol.38, No.2, pp.102-106, 1997.
 - 20) Matsuoka, K., Kajihara, K. and Tanaka, H.: Identification of Vibration Modes and Wave Propagation of Operational Rails by Multipoint Hammering and Reciprocity Theorem, *Materials*, Vol.15, No.3, pp.811, 2022.
 - 21) 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) 第Ⅱ編 橋りょう, 丸善出版, 2023

線形領域における地盤の固有周期が応答変位法に用いる慣性力と地盤変位の組合せに及ぼす影響

田中 仁規* 坂井 公俊*

Effect of Natural Period of Ground in Linear Region on Combination of Inertia Force and Ground Deformation in Seismic Deformation Method

Niki TANAKA Kimitoshi SAKAI

Inertia force and ground deformation are used to calculate the seismic response values of pile foundation structures using the seismic deformation method. In this paper, a study was carried out towards a highly accurate estimation of the combination of inertia force and ground deformation. Specifically, linear dynamic analyses were conducted on various types of grounds and structures, and the combination coefficients for the ratio of the period of grounds to the period of structures were calculated. As a result, it is clarified that the correction coefficient ν gradually decreases as the natural period of the ground T_g increases. Considering this tendency, we proposed a simple estimation method for the combination coefficients. In addition, it was confirmed that the proposed method expressed the results of dynamic analysis more appropriately than the conventional method. The proposed method makes the combination coefficients more accurate and the seismic response values of structures more reasonable.

キーワード：耐震設計，応答変位法，慣性力，地盤変位

1. はじめに

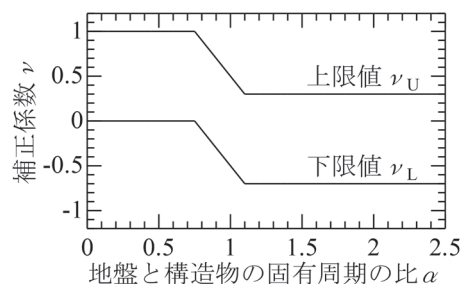
深く根入れされた杭基礎などの基礎構造物は、地震時に上部工からの慣性力だけでなく、地盤変位の影響を受ける^{例え1) 2)}。例えば1964年新潟地震では、地盤変位により杭が損傷したことで、建物が最大1.3m沈下した事例が報告されている³⁾。1995年兵庫県南部地震では、建設中の構造物において上部構造物が未構築の状態で杭基礎が地層境界部で被災した事例が報告⁴⁾されている等、耐震設計においても慣性力と地盤変位の両者の影響を適切に考慮する必要がある。

この時に、地盤と構造物を一体にモデル化した動的解析法を用いることで、慣性力と地盤変位の両者の影響を自動的に考慮することができる。その一方で、実務設計においては構造物のみをモデル化した静的解析法が用いられることが多いが、静的解析法において慣性力と地盤変位の両者の影響を考慮するためには工夫が必要であり、鉄道構造物の耐震設計では古くから応答変位法⁵⁾が用いられている。

応答変位法によって地震応答値を算定する際に、慣性力と地盤変位は必ずしも同時に最大とならないため、合理的な地震応答値の算定、耐震設計を実施するためには作用の組合せ係数を適切に設定することが重要である。これを実現するための検討^{例え6) 7)}がこれまで実施され

ており、鉄道構造物の設計においても、応答変位法に用いる慣性力と地盤変位を組み合わせるための補正係数（以下、補正係数 ν ）が考慮されている⁸⁾。鉄道構造物で用いる補正係数 ν を図1に示す。図1を見ると、補正係数 ν は地盤と構造物の固有周期の比 α によって定まることが分かる。この補正係数 ν を定めた際の解析モデル⁶⁾は、自由地盤と杭-構造物の2つの系で構成するとともに、地盤は固有周期 $T_g=0.5$ 秒の1地盤に固定した上で、構造物の固有周期 T_s を0.3~2.0秒まで変化させた解析によっている。よって、この補正係数 ν は限られた実験、解析に基づいて設定されたものであることや、地盤や構造物の条件に関わらず、両者の周期比 α のみをパラメータとしている等、改良する余地が多く残されている。

そこで本稿では、補正係数 ν の高精度化を目的とした基礎的な検討⁹⁾の報告を行う。具体的には、多数の地盤、



※ α = 構造物の固有周期 T_s / 地盤の固有周期 T_g

図1 慣性力と地盤変位を組み合わせるための補正係数⁸⁾

* 鉄道地震工学研究センター 地震応答制御研究室

構造物条件を網羅的に組み合わせた線形動的解析を実施するとともに、この結果を整理・分析することで、表層地盤の固有周期 T_g の変化に伴って補正係数 ν が連続的に変化する傾向があることを示す。最終的に、図 1 に示す従来からの補正係数の簡易算定式に固有周期 T_g をパラメータとして追加した補正係数算定式を提案するとともに、提案手法を用いることで、補正係数の推定精度が向上することを確認する。

2. 検討の方法及び解析の条件

本検討では、多様な地盤と構造物を組み合わせる網羅的な線形動的解析を実施する。この結果を整理することで、地盤・構造物が線形領域での補正係数 ν の改良の可能性について考察する。本章では、対象とした地盤・構造物の解析条件、動的解析結果の処理方法について整理する。

2.1 地盤応答解析の条件

地盤応答解析では自由地盤の時間領域の動的解析法を実施した。対象地盤は、多数の固有周期 T_g を有する線形地盤（50 種）とした。この 50 地盤は、全国の地盤ボーリングデータから「地表面地震動の分類」という観点でクラスタリングによって抽出されたもの¹⁰⁾ である。なお地層構成や各層の地盤条件の設定方法等は文献 10 を参照されたい。この 50 地盤の分類は、鉄道標準⁸⁾ に従って固有周期 T_g のみをパラメータとして 6 種類（G2 地盤～G7 地盤）に区分した。動的解析時の減衰定数は、地盤のせん断弾性波速度、土質分類をパラメータとして周波数依存性を考慮した Q 値の提案式¹¹⁾ に可能な限り一致するようなレーリー減衰を地盤毎に設定した。入力地震動は、鉄道構造物の耐震設計で一般的に用いられる標準 L2 地震動スペクトル Π ⁸⁾ とした。

2.2 構造物の応答解析の条件

前節で得られた地表面地震動（50 波形）を入力とした構造物の応答解析を実施することで、構造物天端の応答波形を算定する。この時の構造物は等価な 1 自由度モデルで表現することとし、固有周期 T_s は最終的な結果を地盤と構造物の固有周期比 α で整理することを念頭に、地盤毎に周期比 α が同一になるように設定した。具体的には、各地盤の固有周期 T_g に対して、地盤と構造物の固有周期の比 α が 0.1～2.0 まで 0.1 刻みで 20 タイプの固有周期 T_s を有する構造物を設定した。また構造物の損傷の影響は考慮せず全て線形弾性体で設定し、動的解析時の減衰定数は 0.05 とした。

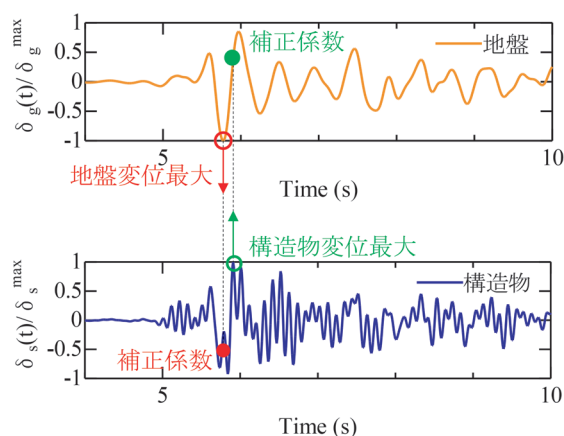


図 2 正規化した時刻歴応答波形の例
($T_g=0.41s$, $T_s=0.10s$, $\alpha=0.25$ の場合)

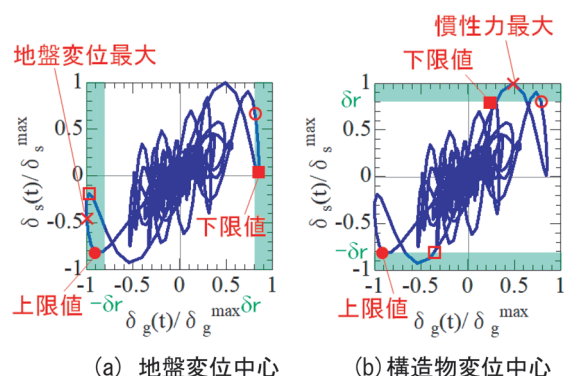


図 3 地盤変位－構造物変位関係の例
($T_g=0.41s$, $T_s=0.10s$, $\alpha=0.25$ の場合)

2.3 解析結果の整理方法

地盤応答解析、構造物の応答解析から、地表面と構造物天端の時刻歴応答 $\delta_g(t)$, $\delta_s(t)$ が得られる。このうち、地表面位置の変位は解析モデル下端（工学的基盤上面）からの相対変位である。これらの時刻歴応答をそれぞれの最大値 $\delta_g^{\max}$, $\delta_s^{\max}$ で正規化した例を図 2 に示す。地盤変位が最大になる時の構造物変位（図 2 の赤色 ● 印）と、構造物変位が最大になる時の地盤変位（図 2 の緑色 ● 印）をそれぞれ抽出し、これが各ケースでの補正係数 ν となる。

ここで、横軸に地盤の正規化応答変位、縦軸に構造物の正規化応答変位で表示した結果を図 3 に示す。図 3 (a), (b) は同一の図であるが、着目する変位が異なる。図 3 を見ると、当然のように $\delta_g(t)/\delta_g^{\max} = 1.0$, $\delta_s(t)/\delta_s^{\max} = 1.0$ となる瞬間は、それぞれ縦軸および横軸の値が +1.0 あるいは -1.0 となる線と点で接している（今回のケースでは、地盤変位最大時の $\nu=0.41$ （図 3 (a) の × 印）、慣性力最大時の $\nu=0.49$ （図 3 (b) の × 印））。ただし、それ以外にも地盤変位、慣性力の組み合わせがともに大きくなるタイミングが存在しており、構造物の設

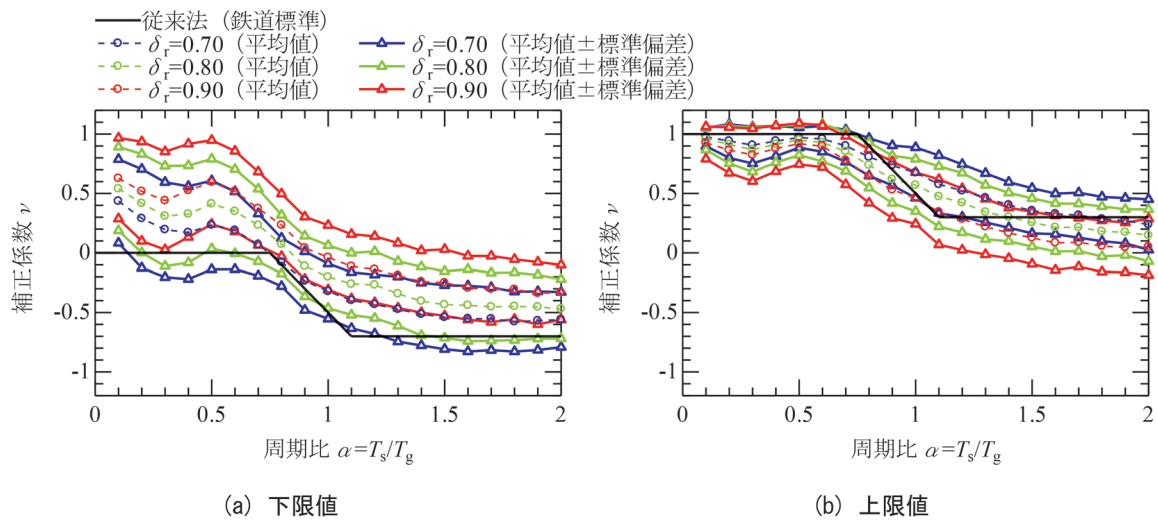


図4 δ_r による補正係数の比較

計を考えた場合には、この瞬間に応答値が厳しくなる可能性も考えられる。そこで、従来の検討⁶⁾と同様に解析結果をある程度の幅を持って解釈することが望ましいが、本検討では膨大なケースの整理を行う必要があるため、従来のように目視による判定を行う事は困難である。

そこで、正規化した応答波形に対してパラメータ δ_r を設定し、 $\delta_r \leq \delta_g(t)/\delta_g^{\max}$ 、 $\delta_s(t)/\delta_s^{\max} \leq 1.0$ の範囲での最大値、最小値を自動的に抽出し、これを上限値、下限値として整理することを試みる。図3には $\delta_r = 0.80$ とした場合の着目範囲も緑色で塗って示しているが、それぞれの図において着目範囲内の最大値、最小値を抽出する。例えば図3(a)では、地盤変位が $\delta_r \leq \delta_g(t)/\delta_g^{\max} \leq 1.0$ の範囲において構造物変位が+1に最も近い値(図3(a)の○印)と、地盤変位が $-1.0 \leq \delta_g(t)/\delta_g^{\max} \leq -\delta_r$ の範囲において構造物変位が-1に最も近い点(図3(a)の●印)を比較した結果、後者の方が ± 1 に近いいため、これを上限値として抽出する。同様に、地盤変位が $\delta_r \leq \delta_g(t)/\delta_g^{\max} \leq 1.0$ の範囲において構造物変位が-1に最も近い点(図3(a)の■印)と、地盤変位が $-1.0 \leq \delta_g(t)/\delta_g^{\max} \leq -\delta_r$ の範囲において構造物変位が+1に最も近い点(図3(a)の□印)を比較した結果、前者の方が ± 1 に近いいため、これを下限値として抽出した。構造物変位中心の時も図3(b)に対して同様に上限値、下限値を抽出する。この方法を採用することで、従来の検討⁶⁾のように解析結果に対してある程度の幅を持った評価が可能であるとともに、膨大な解析ケースに対しても自動で補正係数 ν の抽出が可能となる。このパラメータ δ_r の設定には任意性が残されるが、本検討では以下の手順で決定することとした。まず δ_r として複数の値を設定し、いくつかのケースで上限値、下限値を自動で抽出する。次にこの結果を従来の補正係数⁸⁾と比較し、従来と同等の結果が抽出されるかを確認した。その結果

を図4に示す。鉄道標準と各ケースの平均値 $\pm$ 標準偏差の値を比較すると、下限値は $\delta_r = 0.80$ 、上限値は $\delta_r = 0.90$ のときに従来法と調和的な傾向になることを確認した。上限値、下限値の全体的なバランスを鑑みて、以降は全て $\delta_r = 0.90$ の条件で自動抽出を行った補正係数 ν について議論を行う。

3. 補正係数 ν の算定結果

3.1 全体的な傾向

前章の手順に従って、全解析ケース(50地盤 $\times$ 20構造物 = 1,000ケース)に対して補正係数 ν を算定した。これを従来法と同様に地盤の固有周期 T_g と構造物の固有周期 T_s の比率 α によって整理した結果を図5にまとめて示す。これを見ると、同一の周期比 α であっても解析条件によって補正係数 ν にはばらつきが見られるが、全体的な傾向としては周期比 α の増大に伴って補正係数 ν は徐々に小さくなっていることが分かる。これは上限値、下限値によらず共通して見られる傾向である。

続いて、各周期比 α の平均的な傾向(図5の黒丸)を従来法⁸⁾による補正係数(図5の破線)と比較すると、まず図5(a)に示した上限値では、本検討による動的解析結果は従来法による補正係数 ν と良好に一致している。その一方で図5(b)に示した下限値では、動的解析による結果よりも従来法による補正係数 ν の方がより小さな値となっており、地盤と構造物が逆位相で振動する傾向をより強調した作用の組み合わせ係数を設定していることが分かる。ただし、大きなばらつきを有する全解析結果の下限値で見ると、従来法による補正係数 ν の傾向と概ね一致している。

以上のように、全体的な傾向としては、従来法による結果は網羅的な解析結果と類似しているため、従来法は

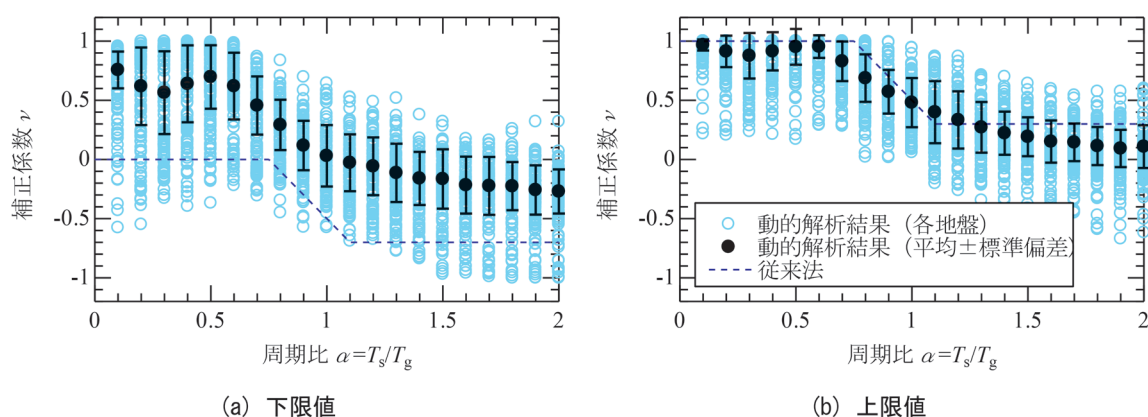


図5 補正係数の上限値及び下限値（全結果）

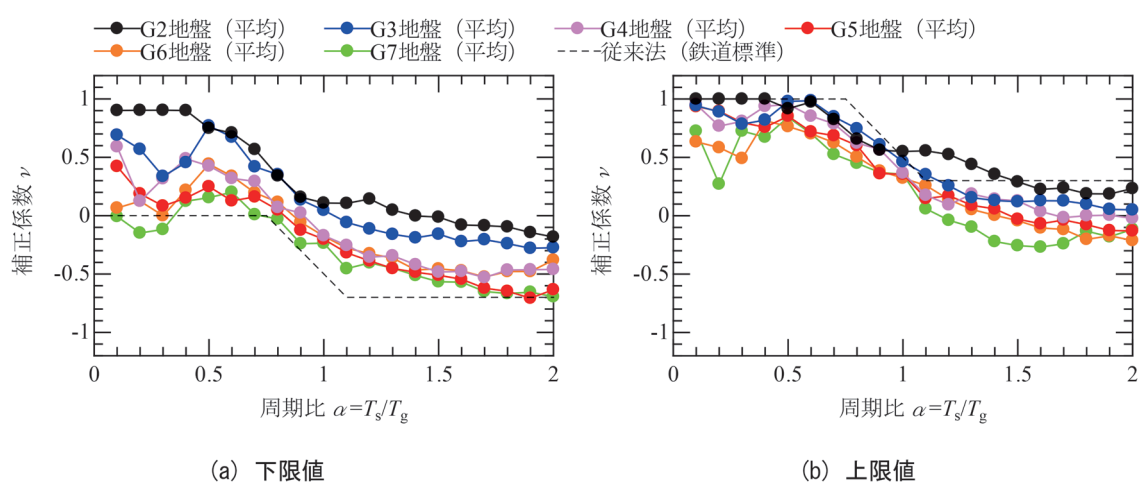


図6 地盤種別の変化に伴う補正係数の変化

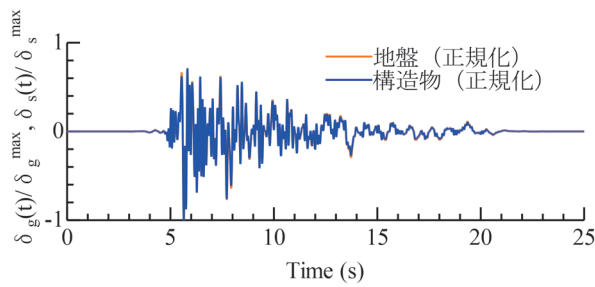
一定の信頼性を持っていると言える。その一方で解析結果には大きなばらつきが存在するとともに、下限値については平均的な傾向と多少の乖離も見られる。そのため、これらの要因を把握するとともに、それを適切に考慮することで、補正係数 ν の高精度化、合理化が可能となる。

3.2 地盤の固有周期 T_g の変化に伴う補正係数の変化の傾向

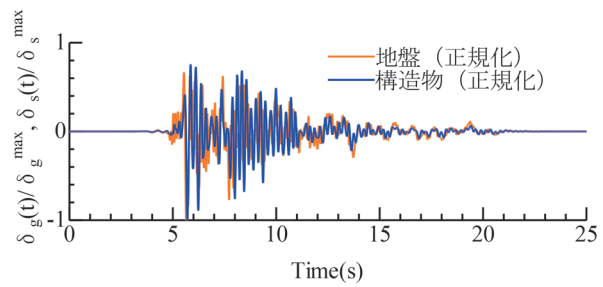
前節で整理した解析的な補正係数 ν を、地盤種別ごとに分類し、地盤種別毎に周期比 α によって平均を算定した結果を図6に示す。これを見ると、G2地盤やG3地盤などの固有周期 T_g が短い地盤ほど、上限値、下限値ともに補正係数が大きい傾向がある。それに対してG6地盤やG7地盤などの固有周期 T_g が長い地盤は、上限値、下限値ともに値が小さい。この要因に関して、代表的な解析結果を用いて簡単に考察する。図7には地盤の固有周期が短い条件（ $T_g=0.12\text{s}$ （G2地盤））での結果を、図8には地盤の固有周期が長い条件（ $T_g=1.55\text{s}$ （G7地盤））での、地盤・構造物の応答波形を重ね描いたものを示す。なお各図の（a）は周期比 $\alpha=0.1$ とした場合、（b）

は周期比 $\alpha=2.0$ とした場合の結果である。まず、地盤の固有周期が短い条件での結果（図7）に着目すると、当然のように $\alpha=0.1$ では地盤と構造物が概ね同一の挙動を示している。これに対して $\alpha=2.0$ では多少の位相ずれが生じているようにも見えるが、全体的な振動の傾向は地盤・構造物とも類似しており、それぞれが最大変位を示す時刻は、地震動の主要動の到達時間内（時刻5～10秒周辺）の範囲に収まっている。続いて、地盤の固有周期が長い条件（図8）を見ると、まず $\alpha=0.1$ とした条件では地盤と構造物が概ね同一の挙動を示している。また $\alpha=2.0$ とした条件では、構造物の振動が非常に緩やかに成長するため、応答変位が最大になるタイミングが地震動の主要動が終了した後の時刻となっている。

以上のように、地盤・構造物の固有周期が変化すると、地震動の継続時間中のそれぞれの振動回数も変化するため、応答の成長過程、減衰過程に大きな差が生じる。結果として同一の固有周期比 α で整理した場合には、固有周期が短い条件の方がより最大応答のタイミングが一致する可能性が高くなる一方で、固有周期が長い条件では最大応答のタイミングがずれる可能性が高くなって

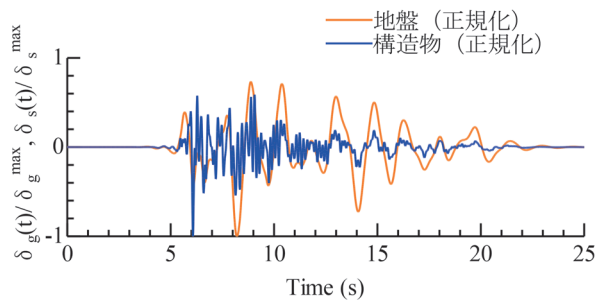


(a) $\alpha=0.1$ の場合 (上限値 : 1.00, 下限値 : 0.91)

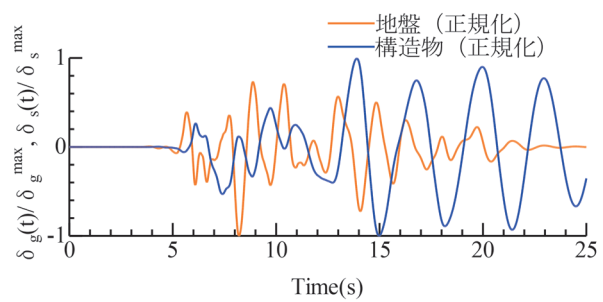


(b) $\alpha=2.0$ の場合 (上限値 : 0.48, 下限値 : -0.08)

図 7 地盤固有周期が短い条件 ($T_g=0.12s$) での地盤・構造物の応答変位波形



(a) $\alpha=0.1$ の場合 (上限値 : 0.54, 下限値 : -0.17)



(b) $\alpha=2.0$ の場合 (上限値 : 0.09, 下限値 : -0.72)

図 8 地盤固有周期が長い条件 ($T_g=1.55s$) での地盤・構造物の応答変位波形

る。その結果、図 6 のように地盤の固有周期 T_g が長くなると徐々に補正係数 ν が小さくなる傾向が見られるものと解釈できる。

3.3 補正係数 ν の推定式の提案

これまでの検討を踏まえて、地盤の固有周期 T_g をパラメータとして考慮した補正係数 ν の算定方法を提案する。この時には、耐震標準⁸⁾で採用されている補正係数 ν の算定式を基本とすることとした。図 6 より、地盤の固有周期 T_g が短い G2 地盤では、補正係数の上限値は従来法と良好に一致する一方で、下限値は従来法と比較するとより大きくなっている。これに対して地盤の固有周期 T_g が長い G7 地盤では、補正係数の下限値は従来法と類似した傾向を示しているものの、補正係数の上限値は従来法に対してより小さくなっている。そこで、地盤の固有周期 T_g に応じて、従来法の上限値を線形的に低減、下限値を線形的に増加させる表現形式として、次式を定義した。

① 上限値 ν_U の算定

$$\begin{aligned} \nu_U &= 1.0 - 0.2T_g & (\alpha \leq 0.75) \\ \nu_U &= -2.0\alpha + 2.5 - 0.2T_g & (0.75 < \alpha \leq 1.10) \\ \nu_U &= 0.3 - 0.2T_g & (1.10 \leq \alpha) \end{aligned} \quad (1)$$

② 下限値 ν_L の算定

$$\begin{aligned} \nu_L &= 0.3 - 0.2T_g & (\alpha \leq 0.75) \\ \nu_L &= -2.0\alpha + 1.8 - 0.2T_g & (0.75 < \alpha \leq 1.10) \\ \nu_L &= -0.4 - 0.2T_g & (1.10 \leq \alpha) \end{aligned} \quad (2)$$

上式による補正係数 ν ($T_g=0.1, 0.8, 1.5$ とした場合) と従来法による補正係数 ν の比較結果を図 9 に示す。これを見ると、補正係数 ν の全体的な傾向は従来法と同一である一方で、提案法を用いることで、地盤の固有周期 T_g が短い場合は補正係数の下限値が従来法よりも大きくなっている。また、地盤の固有周期 T_g が長い条件では、

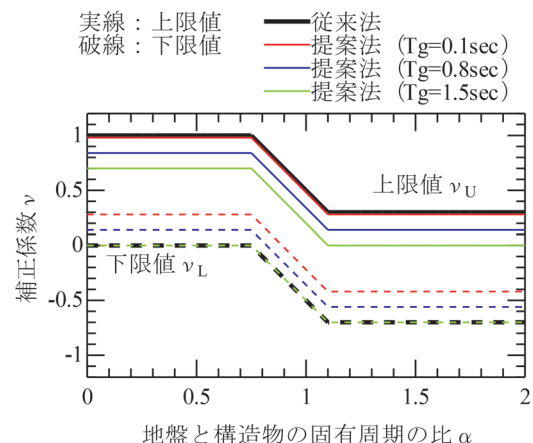
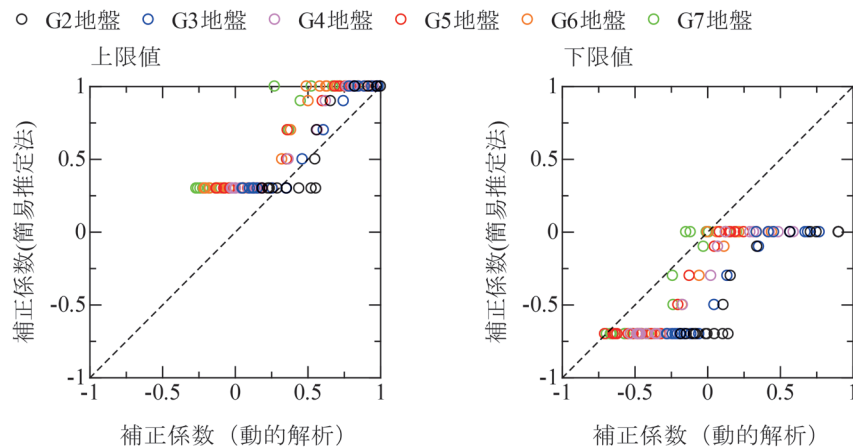
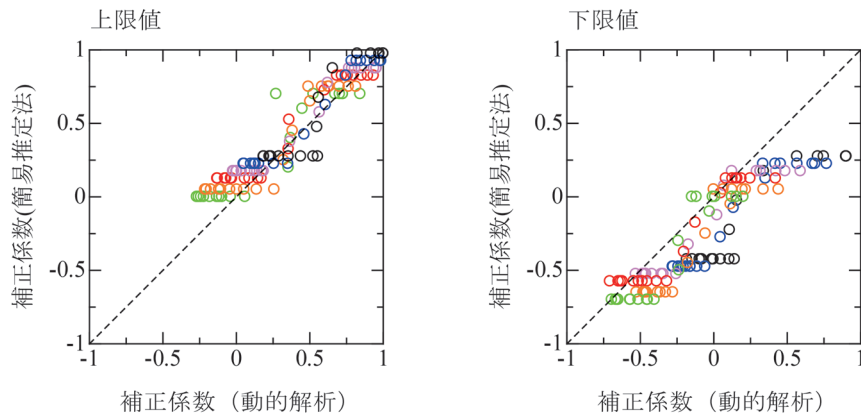


図 9 提案法による補正係数 ν



(a) 従来法を使用した場合



(b) 提案法を使用した場合

図 10 簡易推定法（従来法、提案法）と動的解析結果の比較

補正係数の上限値が従来法よりも小さくなっており、前節の解析的な検討によって得られた特徴を良好に表現できていることが分かる。

続いて提案法の有効性を確認するため、動的解析に基づいて評価した補正係数 ν （図 6 に示す補正係数 ν ）と、簡易推定法（従来法、提案法）による補正係数 ν を比較した結果を図 10 に示す。この結果より、提案法を用いることで補正係数の上限値、下限値ともに従来式よりもより適切な結果を推定していることが確認できる。また従来法と比較すると上限値がより小さく、下限値がより大きくなる傾向があるため、結果的に補正係数 ν の低減、設計の合理化も期待される。

4. まとめ

本検討では、杭基礎構造物の地震応答値を応答変位法によって算出する際の慣性力と地盤変位の組合せ係数の高精度推定に向けた検討を行った。具体的には、多数の地盤・構造物に対して線形動的解析を実施するとともに、

この結果から補正係数 ν を自動処理する方法を整理した。その結果、地盤と構造物の周期比 α が同一であっても地盤の固有周期 T_g が大きくなると徐々に補正係数 ν が小さくなることを確認した。これを踏まえて地盤の固有周期 T_g をパラメータとして考慮した補正係数 ν の簡易推定法を提案した。これにより、従来法と比較して、補正係数 ν をより適切に設定可能であることを確認した。

なお今回の検討では地盤、構造物とも線形領域に限定した整理となっているが、当然のように地盤・構造物が塑性化すると、それぞれの周期特性も複雑に変化するため、これを考慮した適切な周期比 α を設定する必要がある。これらについては今後さらに検討を行う。

文 献

- 1) 室野剛隆, 西村昭彦, 永妻真治: 軟弱地盤中の杭基礎構造物の地震応答特性と耐震設計への応用, 構造工学論文集, Vol.44A, pp.631-640, 1998
- 2) 野上雄太, 室野剛隆, 西村隆義: 構造形式の違いによる慣

- 性力と地盤変位の杭への影響度，第12回地震時保有耐力に基づく橋梁等構造の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，2009
- 3) 河村壮一，西沢敏明，田尻貞夫：液状化で破損した杭の調査，基礎工，Vol.2，No.7，pp.120-124，1984
- 4) 日本建築学会近畿支部基礎構造部会，兵庫県南部地震建築基礎被害調査委員会：兵庫県南部地震における建築基礎の被害調査事例報告書，1996
- 5) 日本国有鉄道：耐震設計指針（案）解説，1983
- 6) 室野剛隆，西村昭彦：杭基礎の耐震設計における地盤変位と慣性力の組合せ，第3回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，1999
- 7) 田村修次，藤森健史，勝二理智，三町直志，眞野英之，内田明彦，船原英樹，関口徹：応答変位法における地盤変位と構造物慣性力の低減係数，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造I，pp.519-520，2012
- 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（耐震設計），丸善出版，2012
- 9) 田中仁規，坂井公俊：鉄道の耐震設計における慣性力と地盤変位の組合せ係数の改良一線形状態での検討一，土木学会論文集，Vol.80，No.13，23-13119，2024
- 10) 坂井公俊：大規模地震時の地表面地震動を効率的に評価するための標準地盤データの提案，土木学会論文集，Vol.79，No.13，22-13001，2023
- 11) 福島美光，翠川三郎：周波数依存性を考慮した表層地盤の平均的な Q^{-1} とそれに基づく地盤増幅率の評価，日本建築学会構造系論文集，第460号，pp.37-46，1994

要員数最小化を目的とした乗務員運用計画の自動作成手法

加藤 怜* 中東 太一** 小久保 達也*

Automated Crew Scheduling Method to Minimize the Number of Crew Required

Satoshi KATO Taichi NAKAHIGASHI Tatsuya KOKUBO

Railway companies produce crew schedules when they revise their train timetables. Currently, these schedules are produced manually by experts. However, this manual task is time-consuming. It is therefore necessary to develop a system that supports crew scheduling using an automated algorithm. We propose an automated crew scheduling algorithm based on mathematical optimization to minimize the number of crew required. The results of a computational experiment using real data from a railway line confirmed that the proposed algorithm can quickly generate an efficient crew schedule in terms of the number of crew required.

キーワード：乗務員運用計画，要員数，行路，交番，数理最適化，列生成法

1. はじめに

ダイヤ改正時には、列車ダイヤのみならず、付随する様々な計画を作成する必要がある。そのなかの1つである乗務員運用計画は、運転士および車掌のスケジュールを示すが、リソースの有効活用の観点から、なるべく必要となる乗務員数（以下、「要員数」）が少ない計画を作成することが求められる。一方で、乗務員運用計画は乗務員の勤務計画の側面を含むことから、就業規則等の規程類に基づく多数の制約条件を満たす必要がある¹⁾。

現在、多くの鉄道事業者において、乗務員運用計画は熟練した担当者の手作業により作成されている。しかし、その作業には多くの知識と経験を必要とし、熟練の担当者でも1路線あたり数日～数週間程度を要している。そのため、担当者の省力化、脱技能化の観点から、計画の自動作成のニーズは高い。また、自動作成手法の構築にあたっては、運転士、車掌の違いを考慮できるほか、列車本数や乗務員区所数などに依存しないなど様々な路線に適用可能な汎用性が求められる。

そこで本稿では、ダイヤ改正時を対象とした、汎用性の高い乗務員運用計画の自動作成手法を提案する。提案手法では数理最適化²⁾を適用し、問題を2つに分ける二段階法を考案することで、短時間で要員数を最小とする計画の作成を可能としている。さらに、国内の実路線データを用いたケーススタディにより、提案手法の性能を検証した結果についても報告する。

2. ダイヤ改正時の乗務員運用計画の作成

2.1 行路と交番

ダイヤ改正時には、列車ダイヤ、車両運用計画をもとに、乗務員運用計画を作成する。乗務員運用計画は、所与の列車ダイヤ上の全列車に不足なく乗務員を充当し、乗務員の勤務計画を定めるものである。具体的には、「行路」と「交番」の2つの計画により構成される。

行路とは、乗務員の1回の勤務における乗務行程を示し、1営業日内に終了する「日勤行路」および2営業日にまたがる「泊まり行路」の2種類が存在する。各行路は、路線上に配置してあるいずれかの乗務員区所から開始し、同一の乗務員区所で終了する必要がある。また、拘束時間や労働時間など、法令や就業規則をはじめとする規程類に基づく多数の条件を満たす必要がある。

交番とは、行路の実施順序を定め、適切な箇所に休日を挿入したものを示し、毎月作成する乗務員の勤務表の基本となる。また、交番は乗務員区所ごとに作成するが、2つの行路間には前の行路の内容に応じた適切な休養時間（以下、「在宅休養時間」）を確保する、交番全体で所定の休日を付与するなど、様々な条件を考慮する必要がある（行路、交番の制約条件の詳細は次節で述べる）。

乗務員には運転士、車掌が含まれる。運転士は本線列車の乗務に加えて、車両基地での出入区作業や駅での入換作業を行う必要がある一方、車掌には終着駅にて車内の点検作業等が必要な場合があるなど、実施すべき作業が異なる。また、車掌は回送列車については乗務の省略が可能な場合も多く、一方で長編成の優等列車などでは複数人の充当が必要な場合があるなど、運転士と車掌とでは各列車に充当が必要な人数も異なる。

図1に、全14列車の列車ダイヤと車両運用計画の例を示す。A駅およびB駅が乗務員区所の最寄り駅であ

* 信号技術研究部 運転システム研究室

** 元 信号技術研究部 運転システム研究室

り、それぞれA区所、B区所とする。図中の○は車両の車両基地からの出区、△は車両基地への入区、A駅とC駅で列車同士をつなぐ線は折返し運用を意味する。図2には、図1を基に作成された行路を示す。A区所は行路1および2の2つ、B区所は行路3～6の4つの行路が作成されている。行路1、3、4は日勤行路、行路2、5、6は泊まり行路である。なお、行路2および3の点線は列車乗務を担当しない移動を意味し、「便乗」と呼ぶ。便乗は非効率とみなされるため、少ない方が望ましい。

図3は、図2の行路に対応するB区所の交番の例である。上部の数値は日数を表し、4つの行路の実施順序および休日（特休および公休）挿入箇所を定めている。全体で9日間の循環計画であり、9日目の次は1日目に戻る。交番日数はその計画の実施に必要な要員数を意味し、この例のB区所では9人となる。

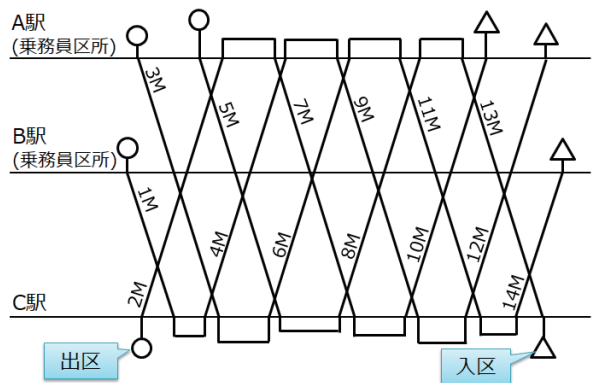


図1 列車ダイヤおよび車両運用計画の例

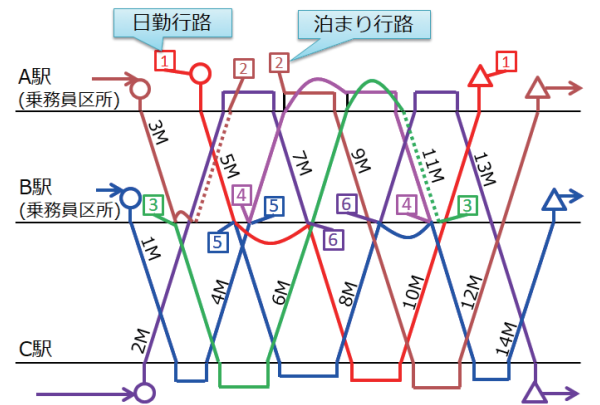


図2 乗務員運用計画（行路）の例

日数	1	2	3	4	5	6	7	8	9
勤務	行路4 日勤	行路3 日勤		行路6 泊まり		行路5 泊まり			
開始時刻	9:30	8:00	公休	14:00	—	9:00	—	特休	公休
終了時刻	17:00	16:30		—	12:00	—	9:30		

図3 乗務員運用計画（交番）の例

2.2 制約条件と評価指標

行路、交番の作成にあたっては、規程類に示される多数の制約条件を考慮する必要がある。以下に、本稿で考慮する制約条件の詳細を示す。

2.2.1 行路作成の制約条件

- ダイヤ上の全列車、全区間に対し、いずれかの行路を割り当てる。
- 各乗務員区所において、1日当たり平均労働時間は設定値以下とする。なお、1日当たり平均労働時間とは、交番上の合計の労働時間を、日勤行路を1、泊まり行路を2とした合計で定義する「勤務日数」で割った時間を意味する。
- 各滞泊箇所について、使用する泊まり行路数は設定値以下とする。
- 各乗務員区所の勤務日数は、設定値以下とする。
- 各行路は、いずれかの乗務員区所から開始し、同一の乗務員区所で終了する。
- 各行路の拘束時間は設定値以下とする。上限は、日勤行路と泊まり行路で異なる。なお、拘束時間とは、開始時刻から終了時刻までの時間を指す。
- 各行路の労働時間は設定値以下とする。労働時間は、各列車の乗務時間に加え、各乗務の前後に生じる準備時間等も含まれる。
- 各行路の休憩時間は設定値以上とする。休憩時間とは、拘束時間から労働時間を引いたものを指す。
- 各行路では、食事時間（朝・昼・夕）を確保しなければならない。この条件は、特定の時間帯内に必要時間以上を確保するといった形で定義される。
- 各行路の開始時刻および終了時刻は、決められた時間の範囲内でなければならない。なお、日勤行路と泊まり行路では、可能な時間帯が異なる。
- 乗務員区所ごとに、乗務可能な範囲が存在する。
- 泊まり行路では、睡眠時間を設ける必要があり、その時間は設定値以上とする。
- 1継続乗務時間は設定値以下とする。1継続乗務時間とは、途中の休憩なしに連続して乗務しているとみなす時間を指す。
- ある1継続乗務と次の1継続乗務の間合い時間は、設定値以上かつ設定値以下とする。

2.2.2 交番作成の制約条件

- 作成したすべての行路を交番に含める。
- 必要な年間休日日数を確保する。
- 在宅休養時間は設定値以上とする。休日を挟まない場合、休日を挟む場合、連休を挟む場合のそれぞれで異なる値となる。
- 休日前の勤務終了時刻は、設定時刻以前とする。
- 休日後の勤務開始時刻は、設定時刻以降とする。
- 連続勤務日数の条件を満たす。過度な連勤を防ぎ

適切に休日を挟むための条件であり、複数の条件が設けられることがある。

2.3 既往研究

乗務員運用計画の自動作成に関連する既往研究は多数存在する。Heil et al.³⁾には、既往研究の、計画作成の対象、モデル化の方法、解法が分類されている。国外では行路作成、交番作成のいずれも多く多くの取り組みがあるものの、主たる制約条件である労働条件は、各国の法令等に基づき規定されるため、国内とは考慮すべき項目が大きく異なる。国内では行路作成の取り組みが多く、三浦ら⁴⁾、西ら⁵⁾をはじめ多数の研究があり、これらの研究の多くは数理最適化を適用している。一方で、交番作成に対する取り組みは少なく、坂口⁶⁾、杉山ら⁷⁾などに限られる。

また、本研究の目的である行路作成と交番作成を一元的に扱う研究は数が限られる。国内では坂口ら⁸⁾の取り組みがあるものの、行路作成後に、作成行路を用いた休日から次の休日までの勤務の連なりを作成対象としていることから、休日を挟む場合の在宅休養時間を考慮していない。よって、要員数はあくまで概算の数値となる。

3. 乗務員運用計画の自動作成手法

3.1 自動作成手法の全体像

本研究では、主目的が要員数の最小化であり、また既往研究でも適用実績が多いことに鑑み、自動作成手法として数理最適化を採用する。

2.1 節で述べたように、要員数を算出するためには、交番まで作成しなければならない。よって、厳密に要員数を最小化するためには、行路作成および交番作成を一体として扱い、両者を同時に最適化する「同時解法」のアプローチを採る必要がある。しかし、既往研究でもそれぞれの問題が大規模な組合せ最適化問題であることが示されており、同時解法での解決は非常に困難と考えられる。よって、本稿ではまず行路を作成し、作成した行路を用いて交番を作成する「二段階法」のアプローチを採用する。

本稿が提案する自動作成手法の手順を以下に示す⁹⁾。

Step 1：トリップの作成

入力となる列車ダイヤ、車両運用計画および乗務員の交代（乗継）が可能な列車・駅の情報から、列車乗務の最小単位（以下、「トリップ」と呼ぶ）を作成する。トリップの詳細は3.2 節で述べる。

Step 2：行路作成アルゴリズムの適用

行路作成では、数理最適化問題の1つである「集合被覆問題」²⁾として数理モデル化を行い、解法として「列生成法」¹⁰⁾を適用する。詳細は3.3 節で述べる。

Step 3：交番作成アルゴリズムの適用

Step 2 で得られた行路集合を用いて、交番を作成する。交番作成は数理最適化問題の1つである巡回セールスマン問題（Travelling Salesman Problem, 以下「TSP」）²⁾として数理モデル化を行う。詳細は3.4 節で述べる。

本研究では要員数の最小化を主目的としているが、可能な限り労働条件などを考慮した実用的な運用計画を得ることを目指し、Step 2, Step 3 の目的関数を以下のように定める。

- ・ Step 2 では、勤務日数を最小化する。そのうえで、非効率な労働とみなされる便乗数も低減する。
- ・ Step 3 では、交番では特に休日を挟む場面に置いて、在宅休養時間を十分に確保することが望ましいことから、必要な在宅休養時間からの差分（余裕時間に相当）が最も少ない時間を最大化する。

3.2 トリップの作成（Step 1）

自動作成の前処理として、乗務員の担当列車の最小単位である「トリップ」を作成する。具体的な手順としては、車両運用を参照し、乗務員の乗継が可能な箇所で分割し、それぞれをトリップとする。

図4に、運転士のトリップの例を示す。列車ダイヤと車両運用は図1と同様であり、A駅およびB駅で乗務員の乗継が可能である。このとき、C駅では乗務員の乗継はなく、トリップを分割する必要はない。また、3M、5Mの出区のような作業は原則として本線乗務と同一の運転士が実施するため、出入区作業も含めてトリップとする。なお、車掌の行路作成時には、出入区作業を含まないトリップとする。このような運転士と車掌の違いや、線区条件による違いについては、トリップの定義を変更することにより柔軟に対応可能である。

また、このトリップの数が増加すると問題規模が増加するが、運転士の場合、供回り（車両運用との同一の運用を意味する）箇所は分割しないといった工夫をすることで、問題規模を抑制する。

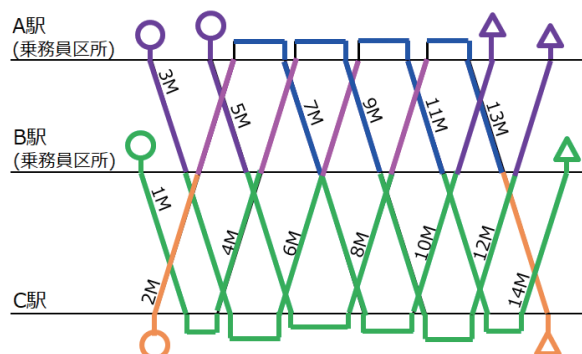


図4 トリップの例

3.3 行路作成アルゴリズム (Step 2)

3.3.1 集合被覆問題および列生成法の概要

3.2節で作成したトリップを複数つなぎ合わせることで、行路を作成する。先述のように、行路作成は集合被覆問題としてモデル化する。集合被覆問題とは、ある集合とその部分集合、および各部分集合に対しコストが与えられたときに、元の集合内の全要素をカバーする、コストの合計が最小の部分集合の集まりを求める数理最適化モデルである。行路作成を集合被覆問題としてモデル化すると、行がトリップ、列が行路に対応する。

行路作成に対する集合被覆問題の係数行列のイメージを図5に示す。この例は、トリップが8個、行路の候補（「行路案」と呼ぶ）が7個の例である。黄色の部分が、各行路案が担当するトリップを示す。たとえば、行路案1はトリップ1, 3を担当する（係数が1となっている）。各行路案には青色の部分で示すコストが定義されている。この7個の行路案のなかから複数個選択し、8個いずれのトリップも1個以上の行路案が担当したうえで（そのため右辺が1以上となっている）、コスト最小の行路案集合を求める。この例では、行路案2, 4, 5を選択すると、すべてのトリップを担当したうえで、最小コスト5の計画が得られる。

ここで、最小コストの計画を求めるためには、あらかじめ条件を満たす行路（列）をすべて列挙しておく必要がある。しかし、実用規模路線だと条件を満たす行路は数百万以上におよび、列数が膨大となるため、短時間で求解が難しい。そこで、効率的な行路（列）のみを列挙可能な列生成法を適用する。行路作成に対する列生成法の適用手順を以下に示す。

Step 2-1：初期列（行路）を準備し限定主問題に追加する。

Step 2-2：現在の列を用いて限定主問題を解く。

Step 2-3：Step 2-2の限定主問題の解をもとに、列生成子問題を解き、被約費用が負である列（行路）を生成する。もし被約費用が負の列が見つかった場合は、限定主問題に追加し、Step 2-2へ戻る。さもなければ、列生成を終了し Step 2-4へ進む。

	行路1	行路2	行路3	行路4	行路5	行路6	行路7		
コスト	1	1	2	2	2	2	2		
トリップ1	1			1		1		≥	1
トリップ2		1	1		1			≥	1
トリップ3	1				1		1	≥	1
トリップ4		1	1			1	1	≥	1
トリップ5				1		1		≥	1
トリップ6			1	1				≥	1
トリップ7					1		1	≥	1
トリップ8			1		1	1		≥	1

図5 集合被覆問題の係数行列のイメージ

Step 2-4：これまでの生成列をもとに実行可能解を求める。

3.3.2 限定主問題 (Step 2-1・2-2)

限定主問題とは、一部の列（行路）のみを対象とし、変数を線形緩和した問題を指す。以下に、限定主問題の定式化を示す。表1に使用する記号の定義を示す。

〈目的関数〉

$$\text{Min. } \sum_{k \in K} \sum_{j \in J^k} c_j^k x_j^k + \sum_{i \in I} d_i y_i \quad (1)$$

〈制約条件〉

$$\sum_{k \in K} \sum_{j \in J^k} a_{ij}^k x_j^k - y_i = m_i, \quad \forall i \in I \quad (2)$$

$$\sum_{j \in J^k} (e_j^k - c_j^k f^k) x_j^k \leq 0, \quad \forall k \in K \quad (3)$$

$$\sum_{k \in K} \sum_{j \in J^k} g_j^{kl} x_j^k \leq q^l, \quad \forall l \in L \quad (4)$$

$$\sum_{j \in J^k} c_j^k x_j^k \leq r^k, \quad \forall k \in K \quad (5)$$

$$x_j^k \geq 0, \quad \forall j \in J^k, \forall k \in K \quad (6)$$

$$y_i \geq 0, \quad \forall i \in I \quad (7)$$

表1 使用する記号の定義

記号	定義
K	乗務員区所 k の集合
I	トリップ i の集合
J^k	乗務員区所 k の行路案 j の集合
L	滞泊地 l の集合
a_{ij}^k	乗務員区所 k の行路案 j がトリップ i を乗務する場合1, さもなければ0
c_j^k	乗務員区所 k の行路案 j の勤務日数
d_i	トリップ i の便乗コスト
m_i	トリップ i の必要乗務員数
e_j^k	乗務員区所 k の行路案 j の労働時間
f^k	乗務員区所 k の1日当たり平均労働時間の上限
g_j^{kl}	乗務員区所 k の行路案 j が滞泊地 l を使用する場合1, さもなければ0
q^l	滞泊地 l の使用数の上限
r^k	乗務員区所 k の勤務日数の上限
x_j^k	乗務員区所 k の行路案 j を採択する場合1, さもなければ0
y_i	トリップ i の便乗数

式(1)は目的関数であり、第1項は勤務日数を、第2項は便乗に伴うコストを意味する。式(2)~(7)は制約条件である。式(2)は2.2節の条件a)を意味する。式(3)は条件b)、式(4)は条件c)、式(5)は条件d)を示す。式(6)、(7)は変数の取りうる値の制限を示す。なお、図5の例と比較すると、式(2)で右辺との差分(過剰な割当分)を変数 y_i で便乗数として取得し、それを目的関数式(1)の第2項で反映している点、式(2)の右辺が一律1ではなく m_i としている点、式(3)~(5)が追加されている点、変数 x_j^k が実数となっている点が異なる。

3.3.3 列生成子問題 (Step 2-3)

列生成子問題は、限定主問題の最適解をもとに、新たに追加する列(行路)を求める問題である。そこでは、以下に示す被約費用が負となる列を求める。

$$c_j^k - \sum_{i \in I} a_{ij}^k \pi_i + (e_j^k - c_j^k f^k) \theta^k + \sum_{l \in L} g_{jl}^k \mu^l + c_j^k \rho^k \quad (8)$$

ここで、 π_i 、 θ^k 、 μ^l 、 ρ^k はそれぞれ式(2)~(5)の双対変数であり、限定主問題を解くことで得られる。列は行路を意味するため、生成列は2.2節の条件e)~n)を満たす必要がある。

この問題は、トリップをノード、トリップ間の接続可否をアークで表現したネットワーク上での、制約付き最短路問題としてモデル化できる。この問題の解法として、ラベリング法を適用するにより、短時間で最短路を求めることができる(詳細は文献9を参照)。

3.3.4 実行可能解の算出 (Step 2-4)

列生成法の過程では、変数 x_j^k は線形緩和しているため、実行可能解(変数 x_j^k が整数となる解)を得ることはできない。そこで、列生成法が収束した後に、実行可能解を算出する必要がある。本研究では、西ら⁵⁾の研究をもとにした実行可能解算出アルゴリズムを適用する。列生成が収束した段階で、一部の変数 x_j^k を1に固定する処理を行う。ここで、変数固定は以下の方法に基づく。

- ・収束した段階の限定主問題の最適解において、変数 x_j^k の値が1であるものは、そのすべての値を1に固定する。
- ・値が1である変数 x_j^k が1つもない場合には、最も1に近い変数 x_j^k を1つのみ1に固定する。

変数を固定したのちに、再度3.3.1項のStep 2-2に戻り、列生成を行う。このように、列生成を繰り返し、固定する変数の数を増やしていき、全トリップが含まれた段階で処理を終了する。

3.4 交番作成アルゴリズム (Step 3)

3.4.1 巡回セールスマン問題としてのモデル化

交番作成アルゴリズムでは、3.3節の行路作成アルゴ

リズムで作成した行路を入力とし、2.2節の条件o)~t)を満たす交番を作成する。なお、本稿では特休と公休を区別せず、どちらも「休日」と呼ぶ。また、特休・公休など、休日が連続する場合は「連休」と呼ぶ。

作成した行路をノード、行路間の接続をアークとしたネットワークで表現することで、交番作成をTSPとしてモデル化する。TSPの解の巡回路はすべてのノードを経由するが、それが交番に相当する。すなわち、2.2節の条件o)を充足することができる。

交番上において、2つの行路間は休日を挟まない場合(翌日も行路となる場合)、休日を挟む場合、連休を挟む場合の3通りがあるため、アークは間に休日を挟まない「通常アーク」、休日を挟む「休日アーク」、連休を挟む「連休アーク」の3種類を設ける。よって、2つのノード間には、最大3種類のアークが張られる。ただし、条件q)~s)のいずれかの条件を満たさない場合は、当該のアークを張らない。3.1節で述べたように、評価指標としては休日を挟む在宅休養時間について、必要時間からの差分が最も少ない時間を最大化する。そのため、各アークのコストは、通常アークの場合は0、休日アーク、連休アークの場合は在宅休養時間の必要時間からの余裕時間を設定する。

図6にTSPのネットワークの例を示す。この例は、図2のB区所の行路が与えられたものである。行路3~6がそれぞれノード3~6に対応している。各行路間で、3種類のアークそれぞれが設定できる場合に限り、アークが張られている。この4つのノードいずれも1回のみ経由し、かつコスト最小の巡回路を求める。

3.4.2 TSPとしての定式化

以下に、数理最適化問題としての定式化の概略を示す(詳細は文献9を参照)。

〈目的関数〉

休日場面における在宅休養時間の余裕時間の最大化

〈制約条件〉

- ・各行路を1回のみ巡回路に含める

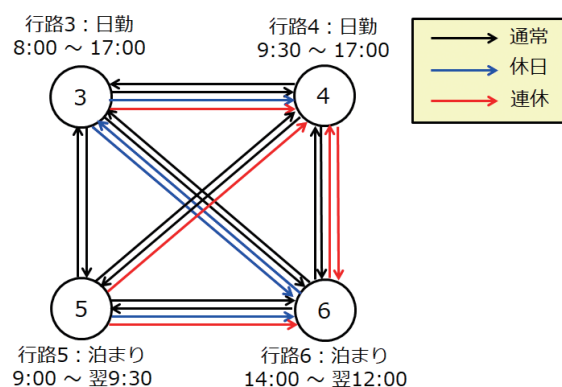


図6 TSPのネットワークの例

- ・部分巡回路²⁾の除去
- ・連続勤務日数の条件
- ・必要な休日日数の確保
- ・変数の取りうる範囲

4. ケーススタディ

4.1 対象路線と検証方法

提案手法の性能を評価するため、運転士、車掌のそれぞれについて、国内の実在する2つの路線データを用いて検証する。各路線の概略図を図7に示す。路線Ⅰでは車掌を対象とし、乗務員区所はB駅、E駅に隣接して2つあり、この2駅を含め計7駅が滞泊地となる。路線Ⅱでは運転士を対象とし、乗務員区所はJ駅隣接の1つであり、J駅を含め計7駅が滞泊地となる。

また、表2には問題規模の情報として、乗務員区所数、列車本数、トリップ数を示す。いずれも列車本数が400本以上と比較的規模の大きな路線である。区所数、列車本数をみるといずれも路線Ⅰが多いが、路線Ⅰの列車には多数の回送列車が含まれており、当該路線の回送列車は車掌の乗務が省略可能であるため（便乗は可）、問題規模としては路線Ⅱの方が大きい。また、路線Ⅰの2区所はそれぞれ異なる乗務可能範囲が指定されている。

提案手法の性能は、勤務日数等の評価指標および計算時間により評価する。ここで評価指標は、自動作成した運用と、実際の運用とを比較する。検証には、OSがWindows 10 Pro.、CPUがCore i7-8700K（3.7GHz）、64GBメモリのPCを使用し、数理最適化問題の求解にはGurobi Optimizer 10.0.1¹¹⁾を使用した。

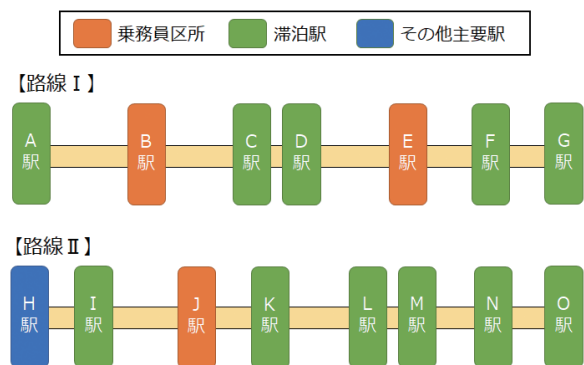


図 7 対象路線の路線図

表 2 対象路線の問題規模

路線	乗務員	乗務員区所数	列車数	トリップ数
I	車掌	2	483	430
II	運転士	1	402	403

4.2 結果と考察

提案手法を各路線データに適用した結果を表3、表4に示す。表3には、行路作成に関して、路線Ⅰ、Ⅱのそれぞれの自動作成した結果と実際の運用を記載している。表には勤務日数、1日平均労働時間、平均拘束時間（泊まり行路のみで集計）、計算時間（秒）を示す。勤務日数については、路線Ⅰ、Ⅱともに実際の運用より少なくなっており、勤務日数が少ない計画を作成できている。一方で、1日平均労働時間については、Ⅰでは実運用よりわずかに低下したものの、Ⅱでは増加している。また、平均拘束時間は、Ⅰ、Ⅱとも大幅に増加している。労働時間、拘束時間ともに、制約条件を満たしており問題はないものの、実務においては、行路作成時は要員数だけでなく労働時間、拘束時間等の指標に基づく乗務員の労働負荷を重要視している可能性が示唆される。

表4では、交番作成に関して、自動作成と実際の運用を比較している。表には要員数、休日を含む在宅休養時間の必要時間からの差分の最小値、計算時間（秒）を示している。要員数は路線Ⅰ、Ⅱともに、実際の運用よりいずれも少なくなっている。また、休日を含む在宅休養時間の余裕時間も、実際の運用より多くなっている。以上より、効率性、労働負荷の観点のいずれでも実際の運用より望ましい計画を得ることができたといえる。

また、計算時間については、路線Ⅰ、Ⅱのいずれも、行路作成、交番作成を合わせて30分以内となっている。現在の手作業ベースでは数日～数週間を要していることを踏まえると、十分に短時間であるといえる。

5. 結論

本稿では、ダイヤ改正時の乗務員運用計画の作成業務に着目し、要員数を最小化することを可能とする自動作成手法を提案した。提案手法は数理最適化を採用し、行

表 3 行路作成の結果

路線	方法	勤務日数	1日平均労働時間	平均拘束時間	計算時間(秒)
Ⅰ	提案手法	72	6:57	23:40	125.7
	実運用	73	7:05	20:48	—
Ⅱ	提案手法	80	6:48	20:43	237.2
	実運用	82	6:12	19:17	—

表 4 交番作成の結果

路線	方法	要員数	余裕時間	計算時間(秒)
Ⅰ	提案手法	104	7:54	32.4
	実運用	105	2:48	—
Ⅱ	提案手法	116	9:12	1010.7
	実運用	119	0:32	—

路作成，交番作成を段階的に行う二段階法に基づくものとした。提案手法の有用性を検証するために，運転士，車掌のそれぞれに対して国内の实在路線データに適用したところ，それぞれ30分以内で，実際の運用より要員数が少ない計画を自動作成できることを確認した。一方で，拘束時間や労働時間は実際の計画より長くなり，実務においては，乗務員の労働負荷を考慮した計画を作成している可能性があることが明らかとなった。

今後は，乗務員の労働負荷の観点を新たに取り入れることで，より実用性の高い乗務員運用計画の自動作成手法の開発に取り組む。

文 献

- 1) 鉄道総合技術研究所運転システム研究室：鉄道のスケジューリング，エヌ・ティー・エス，2005
- 2) 梅谷俊治：しっかり学ぶ数理最適化－モデルからアルゴリズムまで－，講談社，2020
- 3) Heil, J., Hoffmann, K., Buscher, U., "Railway crew scheduling: Models, methods and applications," European Journal of Operational Research, Vol.283, pp.405-425, 2020.
- 4) 三浦礼，今泉淳，福村直登，森戸晋：鉄道における乗務員運用計画の集合被覆問題に対する Wedelin の解法の適用，電気学会論文誌 C, Vol.129, No.10, pp.1958-1967, 2009
- 5) 西竜志，室井裕喜，乾口雅弘，高橋理，片岡健司：実乗務制約を有する鉄道乗務員運用計画問題に対する列生成法の適用，電気学会論文誌 C, Vol.131, No.6, pp.1199-1208, 2011
- 6) 坂口隆：制約論理プログラミングの探索手法と対話型スケジューリング，オペレーションズ・リサーチ，Vol.47, No.1, pp.16-21, 2002
- 7) 杉山泰智，西竜志，乾口雅弘，高橋理，上田健詞：労働条件の公平化を目的とした鉄道乗務割交番作成問題に対する分解法，システム制御情報学会論文誌，Vol.25, No.10, pp.272-280, 2012
- 8) 坂口隆，加藤怜，福村直登：要員効率に着目した乗務員運用計画の作成手法，鉄道総研報告，Vol.27, No.2, pp.11-16, 2013
- 9) 加藤怜，中東太一，小久保達也：要員数の最小化を指向した乗務員運用計画の自動作成アルゴリズム，電気学会論文誌 D, Vol.144, No.5, pp.342-352, 2024
- 10) 久保幹雄，田村明久，松井知己（編）：応用数理計画ハンドブック（普及版），朝倉書店，2012
- 11) Gurobi Optimizer: <https://www.gurobi.com/jp/products/gurobi/> (参照日：2024年5月27日)

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

小島謙一

■企画・監修

川崎邦弘	長倉 清	日比野有	小方正文
仁平達也	瀧上唯夫	田所敏弥	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	豊岡亮洋		

鉄道総研報告 第39巻 第3号

2025年3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

©2025 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. 39 No. 3

Mar. 2025

PAPERS

- Generation Mechanism of Localized Wear of Cu-impregnated Metalized Carbon Contact Strip
.....Y.KUBOTA, T.HAYASAKA, S.KOGA, H.NOZAKI (1)
- Numerical Investigations on Validity of Method for Measuring Wheel-Rail Lateral Contact Position
with Instrumented Wheelset Using Shear Strains Induced on Wheel Web
.....T.HONDO, S.KUNIYUKI, H.YAMASHITA, H.SUGIYAMA (11)
- Stability Analysis of Pantograph Under Sliding Condition Based on Excitation Test
.....S.KOBAYASHI, Y.AMANO, Y.YAMASHITA (17)
- A Method for Constructing Geosynthetics-Reinforced Soil Retaining Wall with Rigid Face Using
Lightweight Buried Formwork Applicable to Narrow Spaces
.....Y.KURAKAMI, S.NAKAJIMA, T.KONAMI, Y.YAMASHITA (23)
- Evaluation of the Effect of Loose Bearing of Bridge on Onboard Measured Track Geometry Using
Numerical Analysis
.....K.HATTORI, K.MATSUOKA, H.TANAKA (31)
- Effect of Natural Period of Ground in Linear Region on Combination of Inertia Force and Ground
Deformation in Seismic Deformation Method
.....N.TANAKA, K.SAKAI (39)
- Automated Crew Scheduling Method to Minimize the Number of Crew Required
.....S.KATO, T.NAKAHIGASHI, T.KOKUBO (47)

