

鉄道総研報告

第38巻 第2号

2024年2月

論文

- 車両** **施設** **電気** **運転** 列車前方監視のためのカメラとセンサを用いた支障物検知手法
..... 影山 椋, 長峯 望, 吉野 純樹 (1)
- 施設** 高強度鉄筋を用いた鉄筋コンクリート柱の変形性能算定式
..... 中田 裕喜, 佐藤 祐子, 田所 敏弥, 渡辺 健 (9)
- 施設** フローティング弾性まくらぎ直結軌道による地盤振動および波状摩耗の低減効果
..... 淵上 翔太, 渡辺 勉, 田中 博文, 高橋 貴蔵 (17)



列車前方監視のための カメラとセンサを用いた支障物検知手法

影山 棕* 長峯 望* 吉野 純樹*

Obstacle Detection Method Using Cameras and Sensors for Train Forward Surveillance

Ryo KAGEYAMA Nozomi NAGAMINE Junki YOSHINO

In train forward surveillance, it is important to establish sensing technology to reliably detect distant obstacles in front of trains. Therefore, we have developed a method for detecting obstacle in front of trains using cameras and sensors. The developed method detects obstacles such as people and vehicles by combining multiple sensors within the detection area around the railroad tracks. In this paper, we report on the results of a study of sensor configurations suitable for obstacle detection, the detail of detection algorithm using cameras and LiDARs or a stereo camera. In addition to these, the relationship between distance to obstacles and detection performance is also reported.

キーワード：列車前方監視, 支障物検知, カメラ, LiDAR, センサフュージョン

1. はじめに

鉄道のさらなる安全性の向上のために線路内支障物との接触事故リスクを低減することは重要である。列車前方監視システムによる線路内支障物の検知技術は、運転士が前方の安全を確認する負担を軽減できるとともに、将来の自動運転（ドライバレス運転）を実現する上で重要な技術である。近年、自動車分野では事故防止のためにカメラやセンサを用いた運転支援システムが普及しており、鉄道においてもこのようなセンシング技術の活用が運転支援の方策として有効と考えられる。しかし鉄道の場合、自動車より高速で走行し、制動距離も長い。そこで我々は、自動車分野の運転支援システムより遠方を監視可能なシステムの構築を目指して、鉄道向けの運転支援のためのカメラやセンサを用いた支障物検知手法の開発を行っている¹⁾。

本稿では最初に、各センサの特性について述べ、特に検知すべき線路内支障物の特徴に基づいて、支障物ごとの検知に適したセンサ構成について机上検討で整理した結果を示す。次に代表的なセンサ構成（カメラ＋LiDARおよびステレオカメラ）を用いた検知アルゴリズムを開発し、試験や実際の列車で得られたデータに基づき、距離ごとの支障物に対する検知性能を検証した結果を示す。

2. 支障物検知についての要件整理

開発する支障物検知手法の要件整理のため、環境条件

および検知対象の目標を設定した。また、検知目標を満たすためのセンサ構成について、センサの特性、および検知すべき支障物の特徴に基づいて整理を行った。

2.1 検知目標の設定

目標設定にあたり、日本国内における線路内や沿線の支障物との接触事故の状況について把握するため、過去の事故データについて調査を行った。具体的には、(公財)鉄道総合技術研究所の鉄道技術推進センター会員に公開されている「鉄道安全データベース」²⁾に登録された事故情報のうち、過去20年間(2001年～2021年)において列車と支障物の接触による事故および大規模列車遅延に繋がった事例の計8,343件について傾向を分析した。時間帯別の事故の発生件数を図1に示す。営業列車が運行されている時間帯については、昼夜関係なく事故が発生しうることが確認された。また支障物別の発生件数を集計したものを図2に示す。最も事故発生件数の多かった支障物は人物であり、全体の半数以上であった。次いで自動車や二輪車との衝突が多く発生していることが分かった。以上より本研究では、昼夜問わず同等の精度で、線路内に侵入した人物・自動車・落石・倒木などの立体物を検知することを目標とした。

2.2 センサの特性についての整理

主に自動車での運転支援システムを中心に用いられている代表的なセンサについて特性を比較したものを表1に示す。単眼カメラは物体に反射した光を撮像素子に取り込んで測定を行う方式のセンサであり、物体の色や質感を把握できる。したがって、単眼カメラで取得された画像から物体があるかどうかの検知だけではなく、種類

* 情報通信技術研究部 画像解析研究室

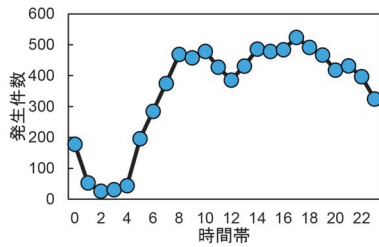


図1 時間帯別の事故発生件数

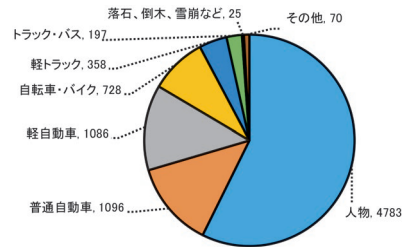


図2 支障物別の事故発生件数

表1 代表的なセンサの特性

		物体の識別性能	3次元形状把握性能	夜間の照度低下への頑健性	車内設置の可否
カメラ	単眼	○	×	△(周辺の光源の有無による)	○
	ステレオ	×	○	△(周辺の光源の有無による)	○
LiDAR		△(反射率による)	○	○	△(ガラスの厚さ/材質による)
ミリ波レーダー		×	×	○	×

○：適用可能 △：適用条件に限られる ×：適用不能

表2 支障物別の検知に適したセンサ構成

支障物	昼夜	カメラ		LiDAR
		単眼	ステレオ	
人物	昼	◎	○	○/車内設置時△(ガラスの厚さ/材質による)
	夜	△(周辺の光源の有無による)	△(周辺の光源の有無による)	○/車内設置時△(ガラスの厚さ/材質による)
自動車	昼	◎	○	○/車内設置時△(ガラスの厚さ/材質による)
	夜	△(周辺の光源の有無による)	△(周辺の光源の有無による)	○/車内設置時△(ガラスの厚さ/材質による)
落石 倒木	昼	×	○	○/車内設置時△(ガラスの厚さ/材質による)
	夜	×	△(周辺の光源の有無による)	○/車内設置時△(ガラスの厚さ/材質による)

◎：物体の識別まで可能 ○：物体の有無を検知可能 △：条件によっては検知不可 ×：検知不可

を識別することができる。一方、夜間で照度が低下するとき、特に周辺に照明などの光源が無い場合は物体の像が不鮮明になり性能が低下する。ステレオカメラは複数（基本的には2台）の単眼カメラで構成されており、三角測量の原理で物体の3次元形状を把握することができるが、夜間は単眼カメラと同様、周辺に光源が無い場合は性能が低下する可能性がある。

LiDARは波長900～1,500nm前後の近赤外線レーザーを用いて物体からの反射波の測定を行うセンサであり、昼夜を問わず対象物をレーザー一点の集合である点群データとして把握できる。機種によっては遠方の物体も検知可能であるが、レーザー一点は位置と反射率の情報しか持たないため、対象の反射率の差異が大きくない限りは物体の種類を正しく識別することは困難である。また、ガラスによってレーザーが減衰あるいは反射するため、車内に設置する場合は性能が低下する（ガラスの厚さ・材質にもよる）。ミリ波レーダーはミリ波を用いて物体からの反射波の測定を行うセンサである。用いるミリ波の帯域幅によっては遠方の物体の有無を高解像度で検知できるが物体の3次元形状の把握はできない。

2.3 支障物の特徴についての整理

線路内支障物のうち、検知目標としている人物・自動車・落石・倒木について検知対象としての特徴を整理した。人物、自動車についてはそれぞれ服装や車種の違いなどによる見た目の差はあるものの形状の特徴ははっきりとしており、全体が見えていれば、人物は頭部・胴体・手足があることから、自動車は車体・タイヤがあることから、識別が可能である。一方、落石や倒木などは見た目からそれらの種類を識別することは難しい。

2.4 支障物検知のためのセンサ構成

検知対象となる支障物ごとに、検知に適したセンサ構成を整理した結果を表2に示す。なお、表2においてステレオカメラの性能については単眼カメラと切り分けるため、2つのカメラの画像から得られた奥行の情報のみを用いて検知を行うものと仮定する。人物や自動車のように形状の特徴が決まった対象は、表に二重丸で示すように、環境照度が高ければ単眼カメラにより物体の種類を識別することが可能である。一方夜間はカメラの認識性能が低下する可能性があるため、照度に依存せずに検

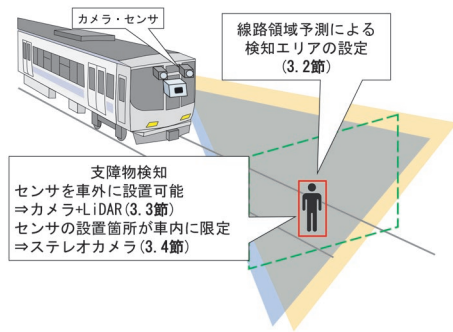


図3 支障物検知手法の全体像

知対象までの距離を計測できるLiDARとの併用が望ましい。センサを車外設置できない場合は、駅や車両基地構内など、ある程度周辺の照度が確保できる環境下ではステレオカメラの使用が望ましい。落石・倒木は形状の特徴が一定ではないためLiDARやステレオカメラにより線路内にある何らかの立体物として検知が可能と考えられる。

3. 支障物検知手法

3.1 提案手法の全体像

前章で整理したセンサ構成にしたがって、支障物検知手法を開発した。開発手法の全体像を図3に示す。画像から線路領域を予測することで検知エリアを設定し、複数のセンサから得られた情報を組み合わせて、主に列車からの見通しが確保出来る区間で支障物を検知することを目的とする。本研究ではセンサを車外に設置できるケースとしてカメラとLiDAR、センサの設置位置が車内に制限されるケースとしてステレオカメラを用いた支障物検知手法を開発し、それぞれの性能評価を実施した。以降の節で各手法の詳細について述べる。

3.2 検知エリアの設定

列車前方から安全な場所にいる対象を過剰に検知することなく、線路周辺の支障物を適切に検知するためには、検知処理の前段階において列車が走行する線路空間を認識し、その周辺に検知エリアを設定することが必要である。そこで、カメラの画像から、列車が走行する左右レール間の領域（線路領域）の予測に基づく検知エリア設定手法を開発した。検知エリアの設定方法を図4に示す。最初に、画像中の特定の領域を画素単位で抽出する深層学習手法であるセマンティックセグメンテーションにより線路領域を予測する（Step.1）。予測の誤りによって、本来必要な線路領域以外の画素も線路領域として出力されることがあるため、画像下端の所定の範囲（図4中の赤枠）に含まれる領域のみを最終的な検知エリアとして

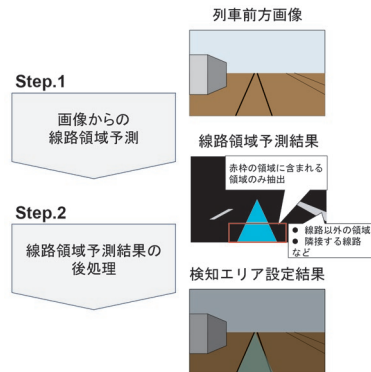


図4 検知エリア設定手法のイメージ



図5 検知エリア設定の例

出力する後処理を行い、自列車の進行方向に相当する線路周辺に検知エリアを設定する（Step.2）。出力結果の例を図5に示す。線形が異なるシーンでも同様の精度で線路領域が抽出できることを確認した。また、軌間と建築限界の幅の比率に基づいて検知エリアを建築限界の範囲内に拡張することも可能であることを確認した。

3.3 カメラとLiDARによる支障物検知手法

3.3.1 検知手法の詳細

カメラとLiDARによる支障物検知のイメージを図6に示す。提案手法では、遠方まで照度を問わず検知性能を確保することを目的として、カメラの画像と複数台のLiDARから得られた点群データを用いる。最初に画像と点群データのそれぞれの情報から、物体がある可能性が高い領域を推定する。画像については、画像を均等に区切る格子ごとに、物体検出用の深層学習モデルを用いて物体の位置、大きさ、存在確率、種別および種別の判定確率を予測する。一方、点群データについては地面のデータを取り除く前処理を行った上で、レーザーの密度が閾値を超えて高くなる領域を物体候補点群として抽出する。次にカメラから見たLiDARの設置位置の情報を利用して、物体候補点群を画像に投影し、画像からの格子ごとの検知結果と重ね合わせて比較する統合処理を行う。物体候補点群の中心がある格子についてはほぼ確実に物体があると言えるため、その格子における物体の存在確率は、画像から予測した値に関わらず100%とし、また物体の大きさについても物体候補点群の大きさを採用する。物体の種別判定については、深層学習で予測された判定確率がある閾値より高いならば深層学習の予測結果をそのまま採用し、そうでなければ、点群によって

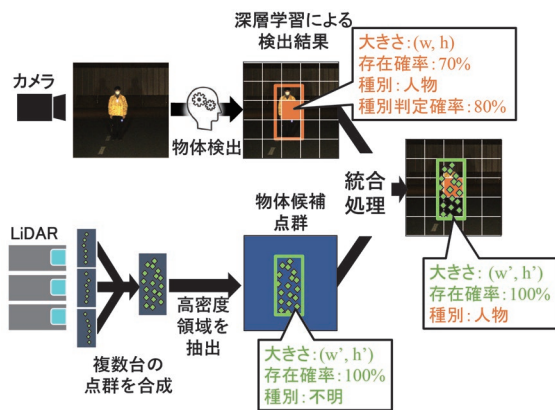


図6 カメラとLiDARによる支障物検知手法

表3 試験に用いたカメラとLiDARの諸元

カメラ	解像度	水平 4,096px × 垂直 2,160px
	レンズ焦点距離	35mm
	画角	水平 22.9° × 垂直 12.1°
	フレームレート	約 10fps
LiDAR	レーザー照射角	15°
	視野範囲あたりの0.1秒間のレーザー点数	約 24,000点

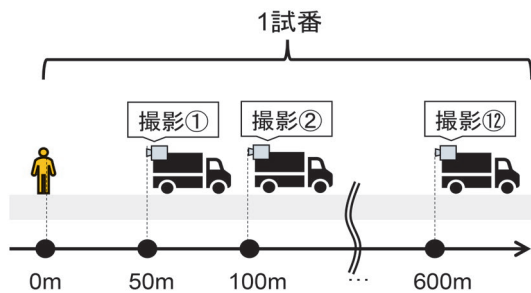


図7 試験方法のイメージ

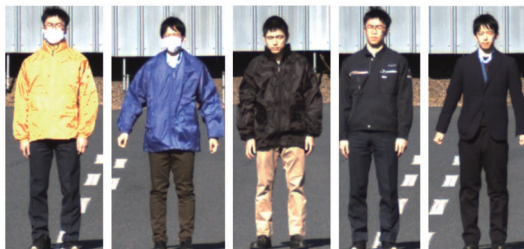


図8 被写体の例

確実に検知はされているものの、画像でそれが何に相当するか分からなかったものとして「種別不明」と判定する。カメラ単体で検知を行う場合は低照度下で物体の存在確率が低下し、物体を見逃すケースが発生するが、物体候補点群を重畳することにより、ある程度の照度まで物体を種別も含めて認識できるようになり、極度の低照

度下でも、少なくとも物体の有無については把握することができる。

3.3.2 検知手法の性能評価試験

カメラとLiDARによる検知手法の性能評価試験を、長距離の直線区間（全長1,500m）が確保できる日本自動車研究所 城里テストセンター内の試験道路（NV・多用途試験路）にて実施した。試験時は実際の鉄道車両にセンサを取り付けた状態を模擬するため、地上から高さ約1.5mのトラックの荷台上にカメラ1台とLiDAR9台、LED前照灯2台を設置した。カメラとLiDARの諸元は表3に示す通りである。試験方法のイメージ図7に示す。静止する被写体に対して50mおきに600m離れた地点まで計12回、10秒間（画像100フレーム分）の定点撮影を繰り返した。被写体1つに対する12回の一連の撮影を、以降は1試番と定義する。被写体は図8に示すように、服装が異なる人物とした。

3.3.3 距離ごとの検知性能

距離ごとの検知性能として、試番ごとにそれぞれの撮影箇所で作られた100フレームの画像と対応する点群データを対象として、検知率、認識率を算出した。ここで、検知率は画像中で物体が存在する位置の正解値付近に正しく物体があることを予測できたフレームの割合である。また、認識率は画像中で物体が存在する位置の正解値付近に正しく物体があることが予測でき、かつその物体の種別が正しい種別と一致したフレームの割合である。

ある人物の試番に対する昼間・夜間の検知・認識結果の例を図9に示す。夜間は画像のみの場合、約300m先で検知を示す緑色の枠が消失しているが、画像と点群を併用した場合は昼間と同じ位置に枠が表示されており、検知できていることが分かる。また点群データの粗密と検知性能の関係把握するため、夜間の人物に対する検知結果について、2~9台分のLiDARから得られた点群データで検知処理を行った際の検知率をプロットしたもの（10試番平均）を図10に示す。図10より、LiDARの台数を増やすにつれて、距離ごとの人物検知率が向上する傾向が確認された。さらに、距離ごとのLiDARの台数と検知率の関係を直線近似することで、対象に対してLiDAR12台分、14台分のレーザーが当たった場合の検知率を推定した（図10中に茶色、赤色の点線で併記）。図より、LiDAR14台分（0.1秒・1m²あたり約25点）のレーザーが被写体に照射されたとき、500m先での検知率は95%以上と推定され、ほぼ確実に検知できる可能性があることが分かった。ただし今回の検証試験はセンサ・被写体ともに静止した状態で取得したデータを用いているため、列車が走行中の検知性能については引き続き検証を行う必要がある。

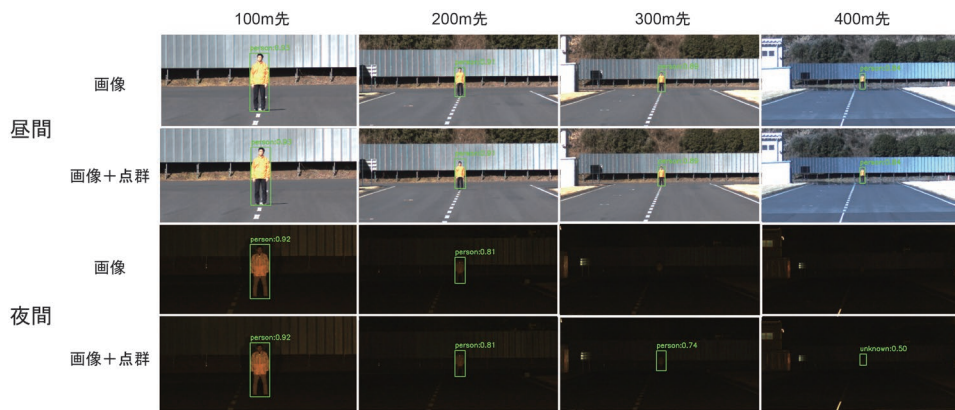


図9 夜間の人物検知結果の例

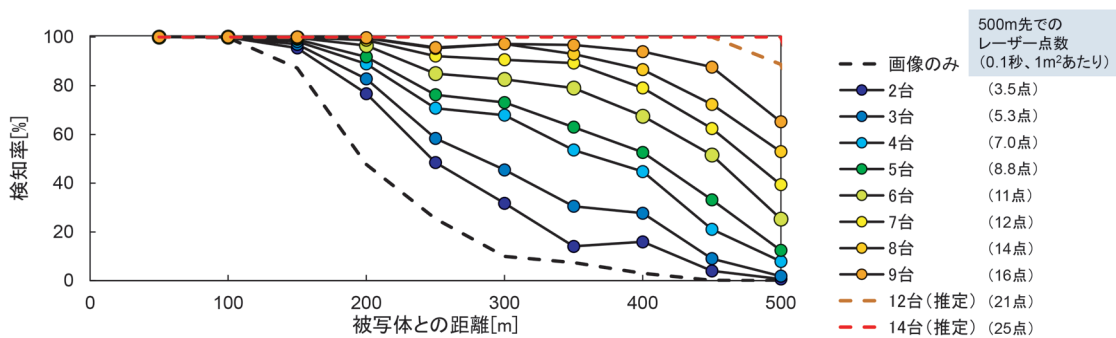


図10 夜間の人物の距離ごとの検知率

3.4 ステレオカメラによる支障物検知手法

3.4.1 検知手法の詳細

センサを車内に設置するという制約条件があることを踏まえ、ステレオカメラを用いた検知手法を開発し、性能検証を実施した。開発手法では、左右のカメラの画像から、各画素にカメラからの奥行きをマッピングした深度画像を得る。カメラの位置を原点とする3次元の座標系において地面はある平面として数式で表現でき、カメラの設置高さや俯角を与えることにより、深度画像中でのおよその地面の位置、物体の地面からの高さを推定できる。これにより、図11のように、深度画像から地面に対して一定以上の高さを持つ領域のみを抽出することで、画像中の立体物を抽出する。これらのうち、4.1節の手法で設定した検知エリア内に存在する立体物を、線路内支障物として抽出する。

3.4.2 検知性能の評価試験

開発手法による検知性能の評価試験を、車両基地構内で実施した。撮影時は車両の最後尾にカメラを設置した。カメラの諸元は表4に示す通りである。また、線路内支障物に対して、列車を遠ざかる方向に走行させて撮影を行った。被写体としては図12に示すように、作業員および作業員が線路内に置き忘れる可能性があるものとして工具箱を選定した。

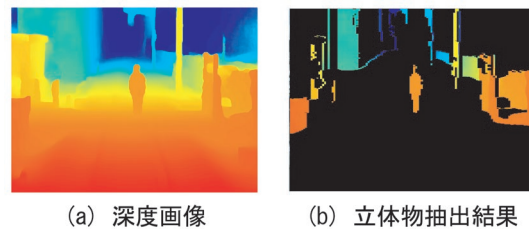


図11 深度画像からの立体物抽出結果の例

表4 試験に用いたステレオカメラの諸元

解像度	水平 1,024px × 垂直 768px
レンズ焦点距離	25mm
フレームレート	10fps
左右カメラ間距離	25cm



図12 被写体の例 (左: 人物, 右: 工具箱)

3.4.3 距離ごとの検知性能

画像から距離ごとの検知性能を評価するため、フレームごとの検知の有無をカウントし、距離10mごとに検知率を集計した。フレームごとの被写体との距離は、前方映像の軌道面における画素単位の移動量と試験時の列車走行経路の全長の対応づけによって推定した。

作業員、工具箱に対する検知結果の例を図13に示す。開発手法によって、ある程度地面からの高さを持つ物体については深度画像中で立体物として検知できることが確認された。また昼間、線路内に立つ人物について、被写体からの距離ごとの検知率（昼間20試番、夜間22試番の平均）を図14に示す。昼間については、被写体との距離が90m以内であれば、検知率が90%以上となることが分かった。車両基地構内を走行する車両の速度を40km/h、列車の減速度を4km/h/s、運転士が支障物に気付いてブレーキをかけるまでの時間（反応時間）が1秒と仮定して、支障物発見時から列車停止までの距離を試算すると約90mとなることから、構内のように約40km/h以下で走行する区間であり、十分な照度が確

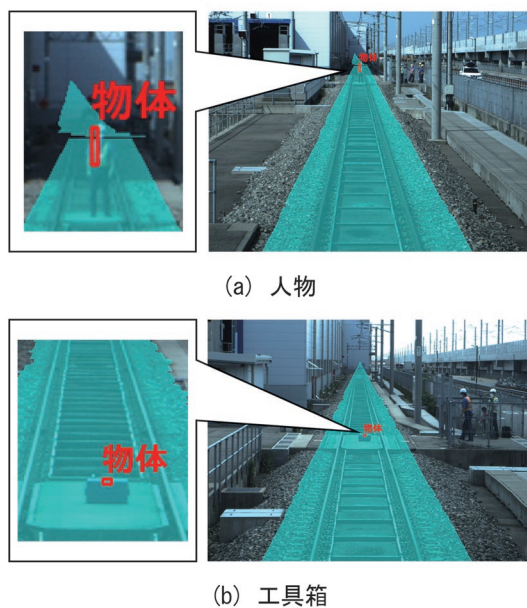


図13 ステレオカメラによる検知結果の例

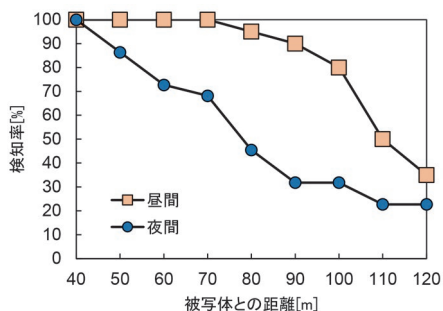


図14 距離ごとの検知率（昼間、立位の人物）

保される環境であれば、提案手法による検知が可能と考えられる。

4. まとめ

本研究では、運転士の支援のためにカメラやセンサを用いて列車から線路内の支障物を検知するためのセンサ構成を検討し、検知手法の開発ならびに性能検証を実施した。

過去の線路内支障物に起因する列車と支障物の接触事故のデータに基づき、支障物検知における目標を「昼夜ともに、線路内における立体物を検知すること」として設定した。次に支障物検知に用いられる代表的なカメラやセンサの特性を整理し、対象支障物の検知に適したセンサ構成を検討した。

検討したセンサ構成（カメラとLiDARおよびステレオカメラ）による検知手法を開発し、性能評価を行った。カメラとLiDARを用いた支障物検知手法によって、最大LiDARを9台利用し、点群密度を0.1秒・1m²あたり16点以上とすることで、昼夜問わず400m先の人物を90%以上の検知率で検知できることを確認した。また処理に用いるLiDARの台数と検知性能の関係から、14台のLiDAR（0.1秒・1m²あたり25点の点群密度）を用いることで500m先の支障物を95%以上の検知率で検知できる見通しを得た。またセンサの設置箇所が車内に限定される条件を想定してステレオカメラによる検知手法を開発し、車両基地構内で実車に搭載し性能評価を行った結果、昼間立位の人物を90m先までは90%以上の検知率で検知できることを確認した。

今後は、センサ技術の発展に伴って、より高性能なカメラやLiDARを開発手法に対して適用することで検知距離のさらなる向上に取り組む。また、事故に直結した事例が残っていないため本稿では対象としなかったが、沿線の火災や架線飛来物など、列車の運行に影響を与えられとされるその他の異常事象についても検知を可能にするセンサ構成の検討や、検知手法の開発を行う。

謝辞

本研究における走行試験の実施にあたり、西日本旅客鉄道株式会社には多大なご協力をいただいた。この場を借りて厚くお礼申し上げる。

文献

- 1) 影山 椋, 長峯 望: 列車前方監視のためのセンサフュージョンによる支障物検知手法の検討, 第29回鉄道技術連合シンポジウム (J-RAIL2022), S4-3-4, 2022

2) 鉄道総合技術研究所 鉄道技術推進センター：鉄道安全

データベース (2023年2月27日閲覧)

高強度鉄筋を用いた鉄筋コンクリート柱の変形性能算定式

中田 裕喜* 佐藤 祐子* 田所 敏弥* 渡辺 健*

Calculation Equation for Deformation Performance of RC Members with High-Strength Rebar

Yuki NAKATA Yuko SATO Toshiya TADOKORO Ken WATANABE

A positive and negative alternating loading experiment for full-scale reinforced concrete (RC) column specimen with SD490 as longitudinal bar or SD1275 equivalent as ties was conducted to verify the damage properties and deformation capacity. All specimens showed flexural failure with buckling of the longitudinal bars. When SD490 was used for the longitudinal bars, the increased compressive strength of the concrete tended to suppress the damage to the core concrete and improve the deformation capacity. When SD1275 equivalent was used for the ties, the ties did not yield and did not exhibit the deformation performance equivalent to the yield strength. The results of these experiments clarify the conditions under which calculation equation for deformation capacity can be applied.

キーワード：高強度鉄筋，変形性能，RC柱，正負交番載荷実験，変形性能算定式

1. はじめに

SD390の降伏強度を超える高強度の鉄筋は、配筋の過密化への対策や断面の縮小等に対して有効である。しかしながら、平成16年版の鉄道橋構造物等設計標準・同解説（コンクリート構造物）¹⁾（以下、コンクリート標準）における変形性能算定式（復元力モデル）は、SD390までの軸方向鉄筋、またはSD785Rまでの帯鉄筋を用いた鉄筋コンクリート柱（以下、RC柱とする）の実験に基づいており、これを超える鉄筋を用いる場合には別途検討することが必要となる。

2022年制定の土木学会コンクリート標準示方書（設計編）²⁾では、JIS G 3112:2020の改正を踏まえ、軸方向鉄筋の引張降伏強度の特性値は685N/mm²まで、帯鉄筋は785N/mm²までを対象としている。変形性能については、既往の実験^{3) 4)}に対する変形性能算定式の適用性等を踏まえて、その適用範囲が判断された^{5) 6)}。しかし、文献3では、軸方向鉄筋はSD685、帯鉄筋はSD785であるが、軸方向力を作用させていない、断面寸法が小さい供試体での実験であった。また、文献4、7では、軸方向鉄筋はSD490で、コンクリートの圧縮強度 f'_c を30、40N/mm²程度とした実験結果からの比較から、 f'_c の影響は小さいことを示しているが、道路橋高橋脚を対象としているためにせん断スパン a と有効高さ d の比 a/d が6.4と大きく、曲げ挙動が卓越した結果であった。しかし、高強度の軸方向鉄筋を用いたRC柱に対し、せん断力の影響が大きい場合には、損傷性状や変形性能は f'_c に依存することが想定される。また、その他の既往

の実験の多くは、軸方向鉄筋が高強度の場合、 f'_c も大きくする傾向にある⁸⁾。

本研究では、軸方向鉄筋にSD490を、あるいは帯鉄筋にSD1275相当の鉄筋を用いた柱の正負交番載荷実験を行い、損傷性状や変形性能を検証した。そして、高強度材料を用いた既往の実験結果を収集し、変形性能算定式⁹⁾の適用性を検証した¹⁰⁾。なお、本研究でのSD1275相当とは、令和5年に改訂されたコンクリート標準¹¹⁾の付属資料2-1に適合する鉄筋を意味するが、JIS G 3112:2020に定められていないため、相当と記載する。

2. 高強度鉄筋を用いたRC柱の実験

2.1 実験概要

表1に供試体諸元を、表2に鉄筋の材料試験結果を、図1に供試体の形状および配筋状況を示す。表1、2には、既往のSD345を用いた供試体T97-1⁹⁾、帯鉄筋にSD1275相当の鉄筋を用いた98-3¹²⁾も併記した。No.1は、T97-1の軸方向鉄筋および帯鉄筋をSD490およびSD390に変更した供試体である。No.2は、No.1に対して柱のコンクリートの圧縮強度 f'_c を47.4N/mm²に大きくし、No.3はNo.2に対して引張鉄筋比 p_t を大きくした供試体である。No.4は、T97-1に対して帯鉄筋をSD1275相当とし、帯鉄筋比 p_w と帯鉄筋の降伏強度 f_{wy} の積が概ね同等となる p_w とした。No.5は、既往の設計事例を参考に、No.4に対して軸方向鉄筋の降伏強度 f_{sy} 、引張鉄筋比 p_t および帯鉄筋比 p_w を増加させた。なお、No.4、5の帯鉄筋には、図1(c)に示すとおり、1段ごとに一筆書きとしたものを用い、定着は余長が10 ϕ である鋭角フックとした。

* 構造物技術研究部 コンクリート構造研究室

表 1 供試体緒元

供試体	断面寸法 (mm)	引張鉄筋 (引張鉄筋比 p_t (%))	帯鉄筋 (帯鉄筋比 p_w (%))	帯鉄筋の定着方法	コンクリートの圧縮強度 f'_c (N/mm ²)	コンクリートの弾性係数(kN/mm ²)
T97-1	800×800	SD345-D25 9本 (0.78)	SD345-D13 ctc.80 (0.79)	フラッシュバット溶接	柱 : 30.0 フーチング : 33.4	柱 : 28.0
No.1		SD490-D25 9本 (0.78)	SD390-D13 ctc.80 (0.79)		柱 : 24.7 フーチング : 30.5	柱 : 21.7 フーチング : 21.8
No.2					柱 : 47.4 フーチング : 29.9	柱 : 33.3 フーチング : 25.3
No.3		SD490-D29 9本 (0.99)			柱 : 51.0 フーチング : 32.6	柱 : 32.5 フーチング : 27.3
No.4		SD345-D25 9本 (0.78)	SBPDN1275-RB7.1 ctc.90 (0.22)	鋭角フック 定着長 : 10φ	柱 : 32.2 フーチング : 36.9	柱 : 30.5 フーチング : 32.3
No.5	SD390-D32 8本 (1.11)	SDPDN1275-RB9.0 ctc.100 (0.32)	柱 : 33.4 フーチング : 34.5		柱 : 30.8 フーチング : 31.9	
98-3	900×900	SD390-D32 8本 + D29 1本 (0.95)	SBPDN1275-RB7.1 ctc.100 (0.18)	マルチスパイラル	柱 : 34.8 —	—

軸方向力は 2350kN (圧縮応力 3.68N/mm²) の一定とし、 $a = 3000\text{mm}$ の位置において水平方向に正負交番載荷を行った。水平載荷では、引張鉄筋が降伏ひずみに達した時の水平変位 δ_y を基準とし、 $\pm\delta_y, \pm 2\delta_y, \dots, \pm n\delta_y$ (n は整数) で各サイクル 3 回繰返し載荷を行った。なお、 a/d は 4 程度である。

2.2 実験結果

2.2.1 損傷状況

図 2~6 に、損傷状況を示す。いずれの供試体も、 $1\delta_y$ までに曲げひび割れが発生し、基部付近の曲げひび割れがせん断ひび割れに進展するとともに、引張側の軸方向鉄筋が降伏した。 $2\delta_y$ までに、柱隅角部で縦ひび割れおよび柱基部のコンクリートの圧縮破壊が生じ、載荷面のかぶりコンクリートがはく落した。そのはく落範囲は No.1 で $1.0D$ (D : 柱断面高さ) 程度、No.2 で $1.5D$ 程度、

No.3 で $1.1\sim 1.6D$ 程度、No.4 で $1.0D$ 程度、No.5 で $1.4D$ 程度であった。ただし、T97-1 では軸方向鉄筋の座屈範囲とかぶりコンクリートのはく落範囲が一致しているが、No.1~5 では軸方向鉄筋の座屈範囲よりも広範囲ではく落が生じており、軸方向鉄筋の座屈範囲は、No.1~5 で $0.7\sim 0.8D$ 程度であった。その後、No.1, 4, 5 は $4\delta_y$ で、No.2, 3 は $5\delta_y$ で軸方向鉄筋の顕著な座屈が目視で確認され、No.1, 2 は $5\delta_y$ 、No.3 は $6\delta_y$ で中間帯鉄筋により拘束された位置の軸方向鉄筋が破断し、載荷を終了した。いずれの供試体も降伏荷重を維持できる最大変位である損傷レベル 3 の限界またはそれ以降で破断しており、SD345 または SD390 の鉄筋を用いた既往の実験⁹⁾ と同様な結果となった。No.1 と f'_c を大きくした No.2 または No.3 を比較すると、同一水平変位におけるコアコンクリートの損傷 (粉砕化) は、 f'_c を大きくすることで抑制される傾向にあった。

表 2 鉄筋の材料試験結果

供試体	種類	呼び名	降伏強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	弾性係数 (kN/mm ²)	降伏ひずみ (μ)
T97-1	SD345	D25	371	561	189	1963
	SD345	D13	373	551	182	2049
No.1	SD490	D25	541	715	179	3022
	SD390	D13	447	575	180	2483
No.2	SD490	D25	545	723	181	3011
	No.3	SD490	D29	547	697	184
		SD390	D13	391	621	180
No.4	SD345	D25	375	581	169	2219
	SD1275 相当	7.1	1402	1405	196	7153
No.5	SD390	D32	428	610	171	2503
	SD1275 相当	9.0	1470	1495	202	7277
98-3	SD390	D29	429	646	165	2600
	SD390	D32	437	468	166	2633
	SD1275 相当	7.1	1458	1510	207	7043

※No.4, No.5 の SD1275 相当の降伏強度は 0.2%ひずみオフセット値

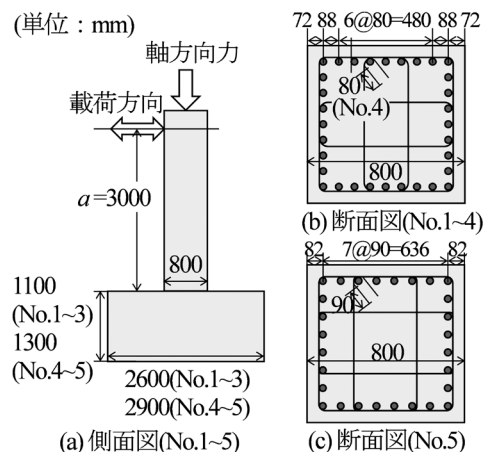


図 1 供試体の形状および配筋状況

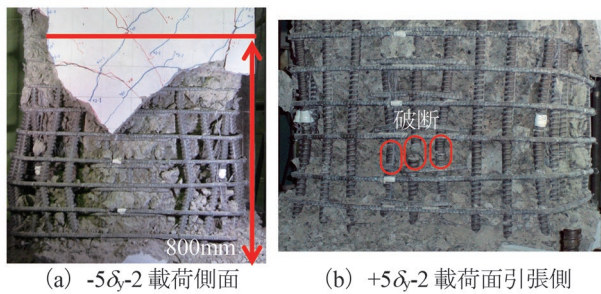


図2 損傷状況 (No.1)

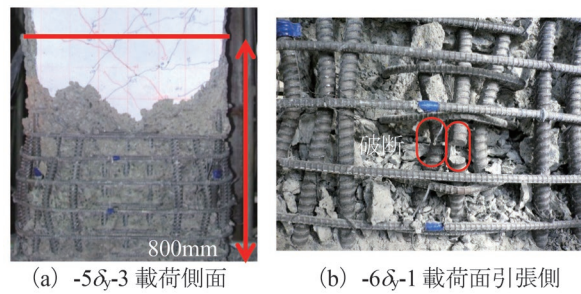


図3 損傷状況 (No.2)

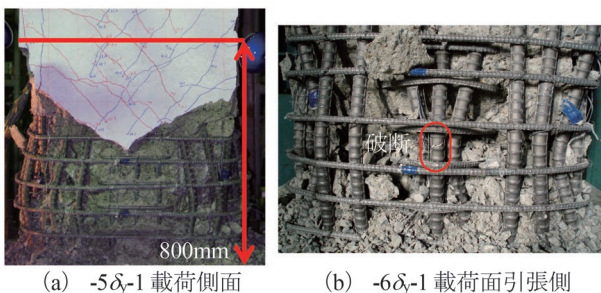


図4 損傷状況 (No.3)

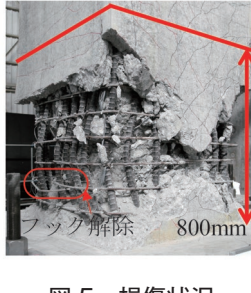


図5 損傷状況 (No.4, +6δy-3)

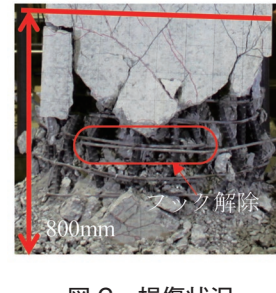
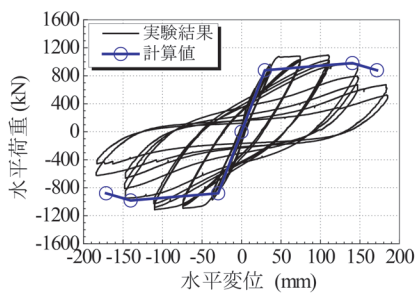
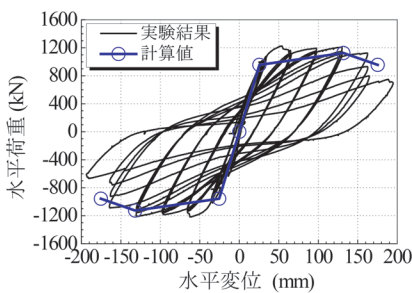


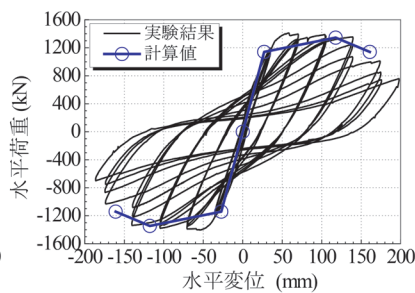
図6 損傷状況 (No.5, -6δy-1 载荷側面)



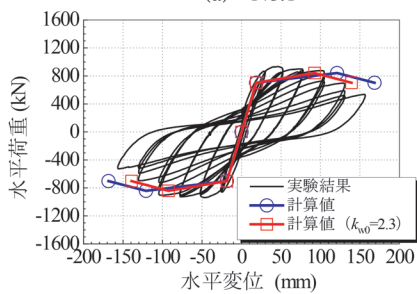
(a) No.1



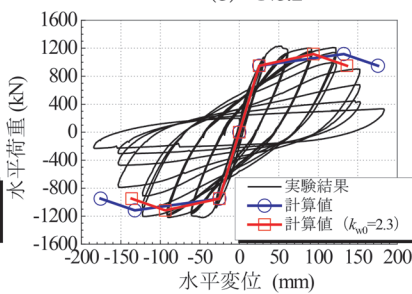
(b) No.2



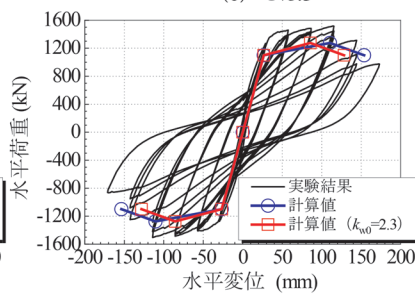
(c) No.3



(d) No.4



(e) No.5



(f) 98-3

図7 水平荷重と水平変位の関係

No.4, 5は、軸方向鉄筋の破断は確認されず、No.4は $6\delta_y$ で、No.5は $5\delta_y$ で帯鉄筋のフックがコアコンクリートから抜出し、荷重が低下したため、载荷を終了した。

いずれの供試体も載荷面および隅角部では、軸方向鉄筋に沿ったひび割れが観察された。基部で形成された塑性ヒンジにおいてかぶりがかく落し、軸方向鉄筋の座屈、破断に伴い荷重が低下する曲げ破壊となり、T97-1、98-3と損傷状況に大きな差異はなかった。

2.2.2 水平荷重と水平変位の関係

図7に、水平荷重と水平変位の関係を示す。水平荷重は、軸力による付加曲げモーメントの影響を補正している。いずれの供試体も、軸方向鉄筋の降伏後も安定した履歴となり、履歴曲線は紡錘形となった。No.1は $3\delta_y$ で最大水平荷重に達し、 $4\delta_y$ で軸方向鉄筋の座屈に伴い荷重が低下した。No.2, 3はそれぞれ $4\delta_y$ と $2\delta_y$ で最大水平荷重に達し、No.2, 3ともに $5\delta_y$ で軸方向鉄筋の座

屈に伴い荷重が低下した。No.4, 5は、 $2\delta_y$ で最大水平荷重に達し、 $4\delta_y$ で軸方向鉄筋の座屈に伴い荷重が低下した。

軸方向鉄筋の座屈に伴って繰返し载荷により荷重低下が顕著とならない最大変位⁹⁾である損傷レベル2の限界は、No.1およびNo.3~No.5は $3\delta_y$ 、No.2は $4\delta_y$ であり、T97-1では $6\delta_y$ 、98-3では $5\delta_y$ である。なお、軸方向鉄筋がSD490であるNo.1~3は、SD345であるT97-1と比較して、軸方向鉄筋の降伏強度が大きいために δ_y は大きくなった。

2.2.3 引張鉄筋ひずみ

図8に、 $1\delta_y$ および損傷レベル2限界点における、各サイクル1回目の正载荷時のピーク時での引張鉄筋ひずみ（鉄筋の両面で計測したひずみの平均値）分布を示す。いずれの供試体も、引張鉄筋のひずみは柱基部の位置が先行して降伏ひずみに達していた。また、軸方向鉄筋の基部から高さ方向の降伏範囲は、T97-1と比較すると大きくなったが、SD345またはSD390の鉄筋を用いた既往の実験⁹⁾における降伏範囲である $0.8\sim 1.6d$ （ d ：

有効高さ）と顕著な違いはみられなかった。したがって、変形性能算定式で想定する等価塑性ヒンジ長⁹⁾は、既往の実験と同様としてよいと考えられる。

2.2.4 帯鉄筋ひずみ

図9に、損傷レベル2限界点における、各サイクル1回目の正载荷時のピーク時での帯鉄筋ひずみ分布を示す。計測位置は载荷側面である。No.1, 2では、図9に示した以外の測定位置も含め、帯鉄筋は降伏ひずみに達していない。No.3は、軸方向鉄筋座屈が顕著となった $4\delta_y$ で、载荷面の帯鉄筋が降伏ひずみに達したが、それ以外では降伏ひずみに達していない。

No.4, 5は、载荷側面では、いずれの帯鉄筋も 2000μ 程度で降伏ひずみに達していない。载荷面では、No.4の $4\delta_y$ 時に1か所、降伏ひずみを上回ったが、その他はいずれも 2000μ 程度であった。これは、帯鉄筋が降伏する前に、フックが解除したことが一因として考えられる。なお、98-3については鉄筋ひずみの記録は残っていない。

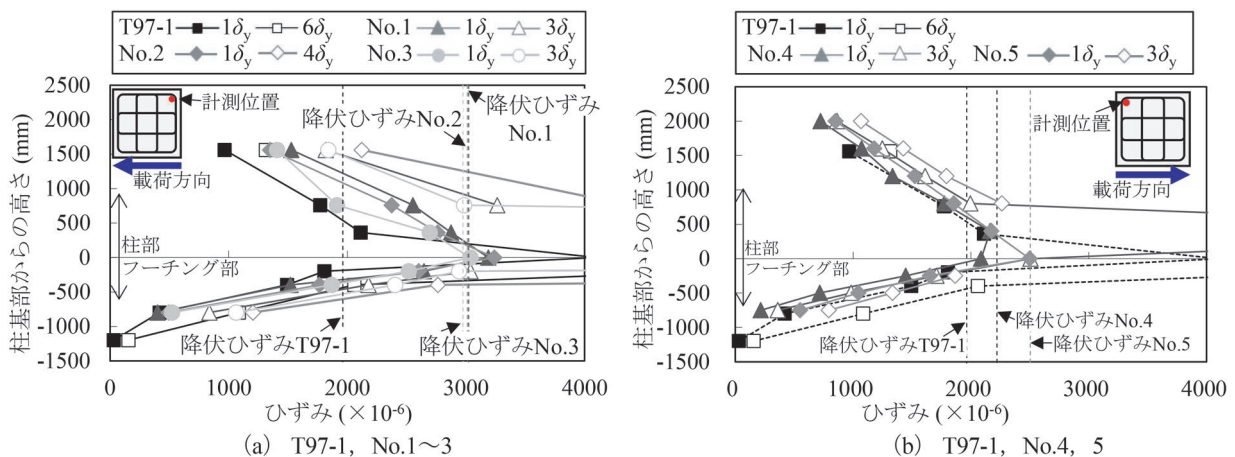


図8 引張鉄筋ひずみ分布

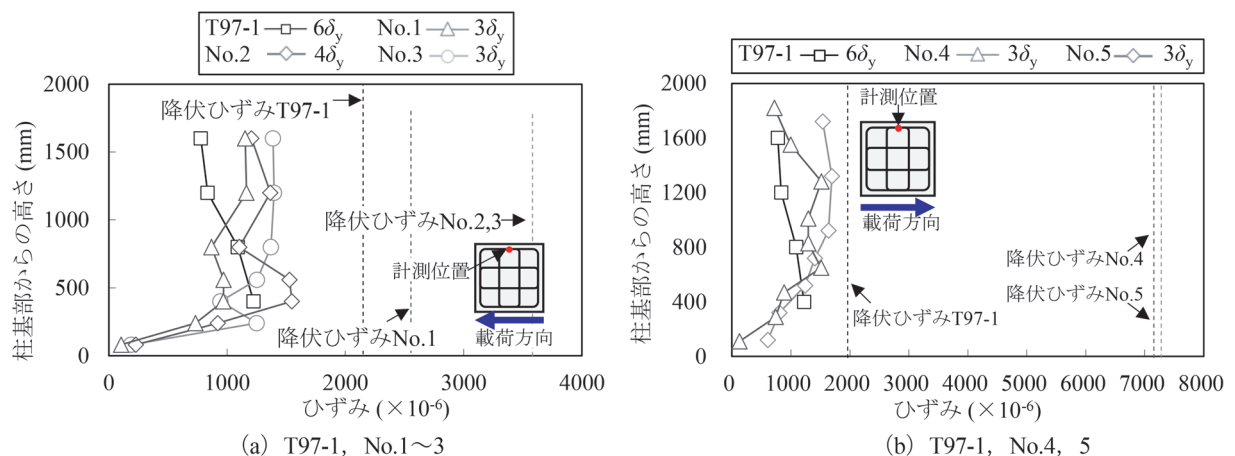


図9 帯鉄筋ひずみ分布

2.2.5 等価粘性減衰定数

軸方向鉄筋にSD490を用いたNo.1~3について、等価粘性減衰定数 h_{eq} を算定した。 h_{eq} は、No.1, 3は $4\delta_y$ 、No.2は $5\delta_y$ で最大値を示し、No.1が24%、No.2, 3が22%であった。

既往の研究³⁾では、軸方向鉄筋にSD295Aを用いた場合の h_{eq} の最大値は23~25%であるが、SD685を用いた場合は15%程度に低下することが報告されている。これは、フーチングのコンクリートの圧縮強度が23.0~33.9N/mm²であり、フーチングからの鉄筋の伸出しによる影響が大きくなり、水平荷重と水平変位の関係がスリップ型になったためと考えられる。一方、No.1~3のフーチングは $f'_c=30\text{N/mm}^2$ 程度であるが、図7に示すように、既往の研究³⁾ほどのスリップ型の水平荷重と水平変位とならず、 h_{eq} はSD295Aを用いた実験と概ね同等である。すなわち、 $f'_c=30\text{N/mm}^2$ 程度で軸方向鉄筋にSD490を用いても、履歴法則はSD390までの鉄筋で検証された従来のモデル化方法¹¹⁾を適用してよいと考えられる。

3. 実験結果と計算値との比較

3.1 損傷レベル1限界点 (Y点)

実験結果に基づき、変形性能算定式の適用性を検証する。ここでは、コンクリート標準における変形性能算定式の根拠となっている文献9での方法に従うこととし、図7では、各損傷レベル限界点での水平荷重と水平変位を結んだ線を骨格曲線として示した。材料強度等は材料試験結果を用い、変形性能算定式における等価塑性ヒンジ長はMattockらによる式で求め、帯鉄筋強度を考慮する係数は鉄筋の材料試験結果から求めた⁹⁾。各限界点における荷重の算定では、平面保持を仮定し、コンクリートおよび鉄筋の応力-ひずみ関係はコンクリート標準のモデルを用いて行った。

損傷レベル1限界点 (Y点) は軸方向鉄筋が降伏するときであり、実験では $1\delta_y$ 時に相当する。No.1~5のY点における曲げモーメントである曲げ降伏耐力 M_y の実験値と計算値の比は1.10~1.21、部材角 θ_y の実験値と計算値の比は1.15~1.34であり、変形性能算定式で算定できた。

3.2 損傷レベル2限界点 (M点)

損傷レベル2限界点 (M点) は軸方向鉄筋の座屈に伴って繰返し荷重により荷重低下が顕著とならない最大変位⁹⁾であり、実験では2.2.2項で示したとおりである。また、M点における曲げモーメントは曲げ耐力 M_m に達したときとする^{1) 9) 11)}。

No.1~5の M_m の実験値と計算値の比は1.03~1.12で

あり、コンクリート標準による方法で算定できた。

損傷レベル2限界点における回転角 θ_m の計算値は、式(1)~(5)により算定できる⁹⁾。

$$\theta_m = \theta_{m0} + \theta_{m1} = \delta_{m0}/L_a + \theta_{m1} \quad (1)$$

$$\delta_{m0} = \delta_{mb} + \delta_{mp} \quad (2)$$

$$\delta_{mp} = \theta_{pm} \cdot (L_a - L_p/2) \quad (3)$$

$$\theta_{pm} = (0.021k_{w0} \cdot p_w + 0.013)/(0.79p_t + 0.153) \quad (4)$$

$$0.021k_{w0} \cdot p_w + 0.013 \leq 0.04, \quad 0.79p_t + 0.153 \geq 0.78$$

$$\theta_{m1} = \{ (2.7k_{w1} \cdot p_w + 0.22)(1 - N'/N'_b) + 1 \} \theta_{y1} \quad (5)$$

$$2.7k_{w1} \cdot p_w + 0.22 \leq 3.7, \quad N'/N'_b \leq 1.0, \quad L_p = 0.5d + 0.05L_a$$

ここで、 θ_{m0} : く体の曲げ変形による部材角 (rad), θ_{m1} : 部材接合部からの軸方向鋼材の伸出しによる部材端部の回転角 (rad), δ_{m0} : く体の曲げ変形 (mm), δ_{mb} : く体の曲げ変形のうち、塑性ヒンジ部以外の曲げ変形による変位 (mm), δ_{mp} : く体の曲げ変形のうち、塑性ヒンジ部の曲げ変形による変位 (mm), θ_{pm} : 塑性ヒンジ部の回転角 (rad), L_a : せん断スパン (mm), L_p : 等価塑性ヒンジ長 ($=0.5d+0.05L_a$), k_{w0} , k_{w1} : 帯鉄筋強度を考慮する係数, N'/N'_b : 釣合い軸力比, θ_{y1} : Y点における部材接合部からの軸方向鋼材の伸出しによる部材端部の回転角, である。

なお、帯鉄筋の降伏強度の影響は k_{w0} , k_{w1} で考慮されるが、SD1275相当の場合の k_{w0} , k_{w1} については不明である。また、SD785Rまでの k_{w0} , k_{w1} は、帯鉄筋の降伏強度と345N/mm²の比を基本として設定されているため、SD1275相当の k_{w0} , k_{w1} は1275/345=3.7として検討する。

θ_m の実験値と計算値の比は、No.1~3でそれぞれ0.78, 0.97, 0.88であり、 f'_c の増加により変形性能が向上し、実験値と計算値の比が1.0程度になることがわかった。

No.4, 5および98-3の θ_m の実験値と計算値の比は、それぞれ0.64, 0.69, 0.78であった。2.2.4項で示したとおり、帯鉄筋は降伏していないと考えられることから、 k_{w0} , k_{w1} における f_{wy} に上限を定める必要があると考えられる。

3.3 損傷レベル3限界点 (N点)

損傷レベル3限界点 (N点) は降伏荷重を維持できる最大変位であり、このときの回転角 θ_m の計算値は、 θ_{pm} にM点とN点の間の塑性ヒンジ回転角の増分 $\Delta\theta_p$ を累加することで表現されている⁹⁾。

θ_m の実験値と計算値の比は、No.1~5および98-3で

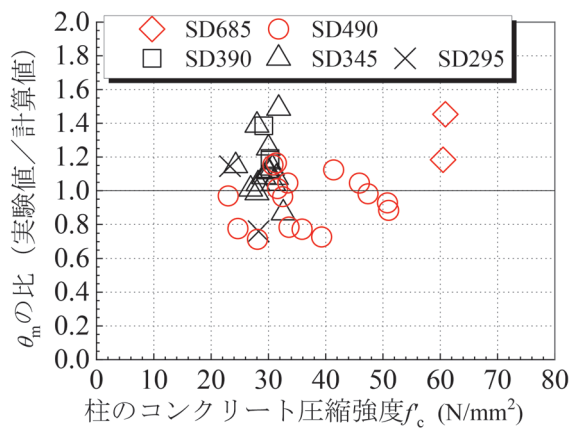


図 10 コンクリート圧縮強度と θ_m の関係

それぞれ 0.86, 0.96, 0.96, 0.64, 0.77, 0.94 であり、 θ_m の場合と類似した傾向を示した。ただし、 θ_m の場合と比較して、No.4, 5 の実験値と計算値の比は 98-3 よりも相対的に小さい。これは、No.4, 5 では軸方向鉄筋の座屈後に、帯鉄筋のフックがコアコンクリートから抜出したためと考えられる。したがって、帯鉄筋に高強度鉄筋を用いる場合、98-3 のように連続したらせん鉄筋形式（スパイラル）とするのが基本であると考えられる³⁾。

4. 既往の実験結果に基づく変形性能算定式の適用性の検証

4.1 検討概要

既往の高強度鉄筋を用いた実験結果を収集し、変形性能算定式の適用性を検証する。ここでは、鉄筋の種類や f'_c について、幅広く収集した⁸⁾。

検証対象は、最近約 30 年間で報告された 17 文献の 76 体であり、片持ち支持の矩形中実断面 RC 柱とした。ただし、せん断破壊した場合や繰返し回数等の荷重方法が文献 9 と大きく異なる場合は、検証対象から除外した。なお、比較のために算定法の根拠である SD345, SD390 の鉄筋を用いた実験結果 14 体⁹⁾ も含めた。最終的な検証対象は損傷レベル 1 限界点 (Y 点) で 49 体、損傷レベル 2 限界点 (M 点) で 52 体、損傷レベル 3 限界点 (N 点) で 52 体となった。

4.2 曲げ耐力

M_y および M_m について、実験値と計算値の比の平均値はそれぞれ 1.06, 1.10, 変動係数はそれぞれ 0.10, 0.38 であった。また、 f'_c や f_{sy} , f_{wy} による傾向はなく、計算値は実験結果を精度よく評価する結果となった⁸⁾。

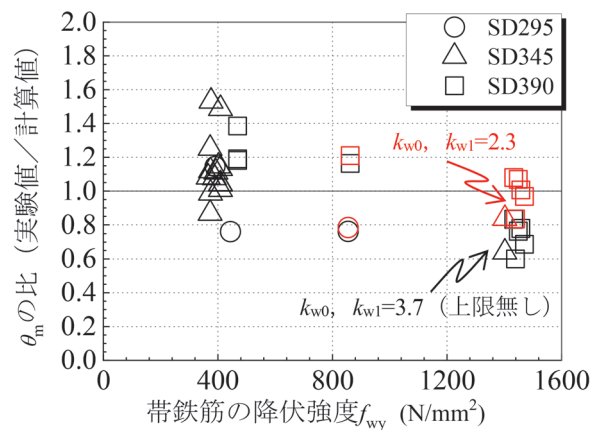


図 11 帯鉄筋の降伏強度と θ_m の関係

4.3 軸方向鉄筋強度 f_{sy} と変形性能の関係

図 10 に、 f'_c と θ_m の実験値と計算値の比の関係を示す。 f_{wy} が大きいほど計算値が実験値を過大に評価する影響を排除するために、帯鉄筋が SD295～SD390 の場合のみを示した。軸方向鉄筋と帯鉄筋のいずれも SD295～SD390 の場合には、 f'_c に関わらず、実験値と計算値の比の平均は 1.13, 変動係数は 0.16 である。3 章で示したとおり、軸方向鉄筋が SD490 の場合には、 f'_c を大きくすることで、変形性能が向上した。図 10 においても、 f'_c を大きくなると、実験値と計算値の比は増加する傾向にあり、 f'_c が 40～50N/mm² 程度の場合、実験値と計算値の比の平均は概ね 1.0 となることがわかった。なお、 θ_n も同様の傾向であった。

4.4 帯鉄筋強度 f_{wy} と変形性能の関係

図 11 に、 f_{wy} と θ_m の実験値と計算値の比の関係を示す。 k_{w0} , k_{w1} に上限を設けない場合、No.4, 5, 98-3 と同様に、 f_{wy} が大きいほど、計算値は実験値を過大に評価する結果となった。一方、SR785R の k_{w0} , k_{w1} である 2.3 を上限として算定すると、計算値は概ね実験値を再現できることがわかった。 θ_n も同様の傾向であった。図 7 に、 k_{w0} , $k_{w1}=2.3$ とした計算値も併記したが、98-3 に対しても、実験結果を概ね再現できることが確認できる。

以上より、帯鉄筋比や帯鉄筋間隔、軸方向鉄筋径、軸方向鉄筋の強度等との関係にも依存すると考えられるが、特別な検討を行わない場合には、SD1275 相当の帯鉄筋を用いた RC 柱の変形性能は、 k_{w0} , $k_{w1}=2.3$ を上限として算定するのがよいと考えられる。なお、実験の多くが、図 1 に示すような中間帯鉄筋を有するものである。また、中間帯鉄筋が変形性能に貢献することから¹³⁾、中間帯鉄筋を配置することが前提となる。

5. まとめ

- (1) いずれの実験結果も、かぶりのはく落、軸方向鉄筋の座屈、破断が伴う、曲げ破壊形態となった。
- (2) 軸方向鉄筋にSD490を用いた場合、コンクリートの圧縮強度 f_c を大きくすることで、同一水平変位におけるコアコンクリートの損傷が抑制される傾向にあり、変形性能は向上した。既往の実験を含めた結果から、 f_c を40N/mm²程度以上とすることで、コンクリート標準の変形性能算定式を適用できることがわかった。
- (3) 帯鉄筋にSD1275相当を用いた場合、帯鉄筋は降伏せず、降伏強度で想定するほどの変形性能が得られなかった。帯鉄筋比や帯鉄筋間隔、軸方向鉄筋径、軸方向鉄筋の強度等との関係にも依存すると考えられるが、特別な検討を行わない場合には、帯鉄筋強度を考慮する係数 k_{w0} 、 $k_{w1}=2.3$ を上限として変形性能を算定するのがよいと考えられる。

なお、軸方向鉄筋にSD685A、SD685Bを用いた場合は実験結果が少ないため、 f_{sy} と f_c に応じた変形性能の算定法と合わせて、今後も検討が必要と考える。

文 献

- 1) 国土交通省鉄道局監修 鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説（コンクリート構造物），丸善出版，2004
- 2) 土木学会：2022年制定 コンクリート標準示方書（設計編），2023
- 3) 岡本大，佐藤勉，吉田幸司，黒岩俊之：高強度材料を用いたRC部材の変形性能について，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.23，No.3，pp.781-786，2001
- 4) 村田裕志，渡辺典男，水谷正樹，小尾博俊，福浦尚之：SD490を用いた高鉄筋比のRC橋脚の耐震性能に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol.56A，pp.928-937，2010
- 5) 土木学会：コンクリートライブラリー149 2017年制定 コンクリート標準示方書改訂資料—設計編・施工編—，2018
- 6) 土木学会：コンクリートライブラリー162 2022年制定 コンクリート標準示方書改訂資料—基本原則編・設計編・維持管理編—，2023
- 7) 塩畑英俊，村田裕志，福浦尚之：軸方向鉄筋にSD490を用いたRC橋脚の耐力および変形性能に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol.57A，pp.926-939，2011
- 8) 佐藤祐子，中田裕喜，田所敏弥，岡本大：データベースに基づく高強度材料を用いたRC柱の変形性能に関する一考察，令和元年度土木学会全国大会第74回年次学術講演会，V-66，2019
- 9) 渡邊忠朋，谷村幸裕，瀧口将志，佐藤勉：鉄筋コンクリート部材の損傷状況を考慮した変形性能算定手法，土木学会論文集，No.683，pp.31-45，2001
- 10) 佐藤祐子，中田裕喜，田所敏弥，渡辺健：高強度鉄筋を用いたRC柱の損傷性状と変形性能算定式の適用性，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.44，No.2，pp.175-180，2022
- 11) 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III編 コンクリート構造，丸善出版，2023
- 12) 山東徹生，角孝之，田中寿志：鉄道高架橋RC柱部材の帯鉄筋高強度化に向けたじん性試験，土木学会第53回年次学術講演会概要集，第5部，pp.1142-1143，1998
- 13) 鎌田則夫，中山弥須夫，石橋忠良，中澤淳：高強度帯鉄筋を用いたRC柱の変形性能，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.20，No.3，pp.271-276，1998

フローティング弾性まくらぎ直結軌道による 地盤振動および波状摩耗の低減効果

測上 翔太* 渡辺 勉** 田中 博文*** 高橋 貴蔵*

Reduction Effect of Ground Vibration and Rail Corrugation by Floating Track with Under Sleeper Pads

Shota FUCHIGAMI Tsutomu WATANABE Hirofumi TANAKA Takatada TAKAHASHI

Various types of vibration-reducing tracks have been developed to reduce noise and vibration during train running. Of these vibration-reducing tracks, although floating track with coil-spring units installed on conventional lines has shown excellent effects of reducing ground vibration, rail corrugation on the high rail has been observed in some sharp curve sections. Therefore, we have proposed a floating track with under sleeper pads in order to reduce the occurrence of rail corrugation on the high rail in floating track with coil-spring units. In this paper, we introduced the proposed floating track with under sleeper pads and evaluated its effectiveness in reducing ground vibration and rail corrugation by analytical methods.

キーワード：フローティング弾性まくらぎ直結軌道，地盤振動，波状摩耗，数値解析，構造設計，試験施工

1. はじめに

列車走行時の騒音や振動を低減することを目的として、弾性まくらぎ直結軌道¹⁾や防振スラブ軌道²⁾、フローティング・ラダー軌道³⁾等の防振軌道が広く実用化されている。また、コイルばね防振軌道^{4) 5)}といった比較的質量の大きな部材を防振材で離散的に支持する防振軌道もあり、高い振動低減効果を有している。これらのうち、低土被りのトンネルや建物基礎に近接するトンネル等において、列車の走行時に発生する地盤振動を積極的に低減することを目的とする場合、コイルばね防振軌道が採用される事例が多い。

コイルばね防振軌道は、PCまくらぎが埋め込まれたコンクリートスラブ（以下、スラブ）等をコイルばね防振装置により離散的に支持する軌道構造であり、ばね定数が5~7MN/m程度のコイルばね防振装置を用いることで、軌道の固有振動数を10Hz以下とすることが可能である。一般に振動体の固有振動数を小さくすると、外部への振動（地盤振動など）に対して広い周波数帯で振動低減効果が期待されることから、その他の防振軌道と比べて振動低減効果に優れている。一方で、コイルばね防振装置は一般に比較的高価であるため、住宅や学校、ホテル、駅部の店舗等に隣接し静穏な環境が求められる新設区間（主にトンネル区間）で限定的に敷設されているのが実態である。また、後述するように、一部の急曲線区間に敷設されたコイルばね防振軌道においては、

PCまくらぎ直結軌道と同様に、内軌だけではなく、外軌のゲージコーナー部にも波状摩耗が発生している事例が報告されている⁶⁾。そのため、騒音や振動の発生に加えて、乗り心地の低下に伴い、レール削正等の保守作業が新たに必要となる場合がある。

そこで筆者らは、コイルばね防振軌道の適用におけるこれらの経済性（建設費）と保守性（レール波状摩耗）に関する課題を解決するため、在来線を対象として、フローティング弾性まくらぎ直結軌道（以下、フローティング弾直軌道）を提案した⁷⁾。本稿では、数値解析によってフローティング弾直軌道の適用による地盤振動および波状摩耗の低減効果を試算するとともに、同軌道の試設計および試験施工を行った内容について報告する。

2. 提案した防振軌道の概要

図1に提案したフローティング弾直軌道の概要を示す。本軌道は、コイルばね防振軌道においてスラブに固定されているPCまくらぎを弾性まくらぎ化するとともに、発泡EPDM製または発泡ウレタン製の防振材でスラブを離散支持する構造である。まず、まくらぎに関しては、後述するように、コイルばね防振軌道と同じ急曲線区間において隣接して敷設された弾性まくらぎ直結軌道では外軌のゲージコーナー部に波状摩耗が発生しにくいことが確認されていることから⁶⁾、本軌道では弾性まくらぎを採用した。また、発泡EPDMおよび発泡ウレタンは、軌道パッドやまくらぎパッドで適用実績のある材料であり、別途実施した防振材の性能確認試験により、耐久性の観点から、本軌道に適用可能であることを確認している⁸⁾。軌道の固有振動数については、コイルばね

* 軌道技術研究部 軌道・路盤研究室
** 鉄道力学研究部 軌道力学研究室
*** 軌道技術研究部 軌道管理研究室

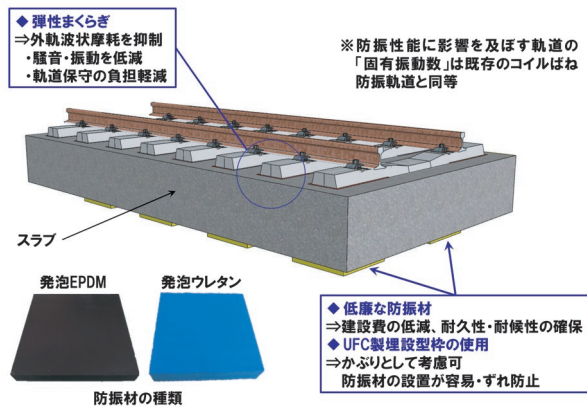


図1 フローティング弾直軌道の概要

防振軌道と同等の防振性能を有するように、10Hz以下として設計した。スラブの下に配置する防振材は、いずれも材料費がコイルばね防振装置の1/10程度となるため、軌道全体の建設費を30~40%程度削減することが可能となる。また、スラブ下面の防振材を設置する部分には、凹形状のUFC（超高強度繊維補強コンクリート）製埋設型枠⁹⁾を設けて、防振材を設置・固定した⁷⁾。

3. 数値解析による振動低減効果の評価

3.1 解析対象

既往の研究¹⁰⁾では、新幹線における低土被りのトンネル区間を対象として、車両、軌道、構造物、地盤を任意にモデル化することが可能な3次元数値解析モデルにより列車走行時の振動予測シミュレーションが行われている。フローティング弾直軌道は在来線を対象としているが、本研究では、はじめに新幹線用の車両・軌道と同トンネルを対象としたフルモデルの数値解析モデルを構築し、実測との比較からその妥当性を検証した。次に、在来線車両を対象として、軌道モデルを在来線用に置き換え、軌道構造の違いが地盤振動に及ぼす影響を評価した。

3.2 解析手法

3.2.1 概要

図2に3次元数値解析モデルの概要を示す。本研究では、車両／軌道／構造物系と構造物／地盤系で全体系を分割し、前者のモデル（車両と構造物の動的相互作用解析プログラム DIASTARSIII）で車両と軌道の動的相互作用を加味した構造物への加振力を求め、これを後者のモデル（地盤と構造物の動的相互作用解析プログラム SuperFLUSH/3DS）に入力して地盤振動を解析する手法を用いた。

3.2.2 車両／軌道／構造物系モデル

車両は車体、台車、輪軸を剛体と仮定し、それらをばねとダンパでリンクさせた3次元モデルとした。実測と

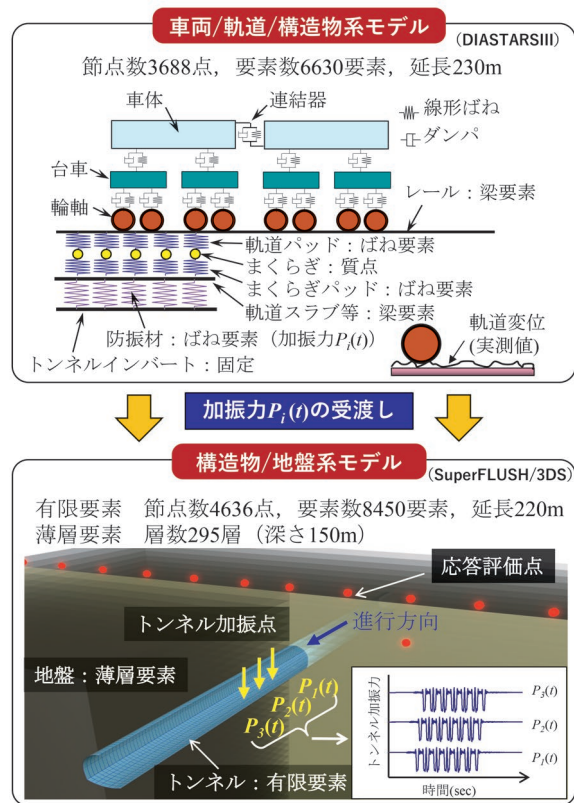


図2 3次元数値解析モデルの概要

の整合性の確認においては車両長25m、輪重60kN程度の一般的な新幹線車両6両編成とし、走行速度は230km/hとした。また、軌道構造の違いが地盤振動に及ぼす影響の評価においては車両長20m、輪重40kN程度の一般的な通勤車両6両編成とし、走行速度は80km/hとした。

表1に解析対象とした軌道構造の一覧を示す。軌道を構成するレール／軌道スラブまたはスラブは梁要素で、軌道パッド／まくらぎパッド／CAモルタル／バラスト道床／防振材はばね要素で、まくらぎは質点で、スリッパ（スラブの間に挿入する継手用鋼棒）はバー要素でモデル化した。ここで、コイルばね防振軌道およびフローティング弾直軌道については、スラブの1ブロックの長さを20mとし、左右レールのスラブの下に2締結間隔（1250mm）で防振材を配置した（軌道5mあたり8個）。なお、コイルばね防振軌道の敷設実績⁴⁾より、防振材1個あたりのばね定数は6.6MN/mとした。各フローティング軌道の固有振動数はコイルばね防振軌道およびフローティング弾直軌道ともに9.3Hzである。

構造物については、トンネル躯体のモデル化の有無が加振力 $P_i(t)$ に与える影響は些少であったことからトンネル躯体はモデル化していない。よって、軌道の最下層のばね要素の下端は固定とした。また、解析に用いた減衰定数（構造減衰）は2%とした¹⁰⁾。

表 1 解析対象とした軌道構造

軌道種別		スラブ軌道	バラスト軌道	弾性まくらぎ直結軌道	コイルばね防振軌道	フローティング弾直軌道	
締結間隔 (mm)		625	580	700	625	625	
軌道パッドばね定数 (MN/m) ※1		70	110	60	50	60	
軌道スラブ または スラブ	寸法 (mm)	幅2000×奥行4930 ×高さ190		-	-	幅2500×奥行20000 ×高さ480	幅2500×奥行20000 ×高さ410 ※2
	配置間隔 (mm)	5000				20000	20000
	弾性係数 (N/mm ²)	31000				31000	31000
	ポアソン比	0.2				0.2	0.2
	密度 (g/cm ³)	2.4				2.4	2.4
まくらぎ	配置間隔 (mm)	-	580	700	-	625	
	質量 (kg) ※3	-	160	240	-	240	
まくらぎパッド (MN/m) ※1		-	-	30	-	30	
バラスト道床 (MN/m) ※3		-	210	-	-	-	
CAモルタル	弾性係数 (N/mm ²)	2000		-	-	-	
	厚さ (mm)	50		-	-	-	
スラブ下の 防振材	ばね定数 (MN/m) ※4	-	-	-	6.6	6.6	
	配置間隔 (mm)	-	-	-	レール長手方向： 1250	レール長手方向： 1250	
スリップバー ※5	断面積 (mm ²)	-	-	-	5655	5655	
	断面二次モーメント (mm ⁴)	-	-	-	319000	319000	
上下1次固有振動数 (Hz)		240	161	70	9.3	9.3	

※1：片側1締結あたり、※2：スラブを矩形断面とした場合の高さ、※3：まくらぎ1本あたり、※4：片側2締結あたり、※5：スラブの間に挿入する継手（φ30mm鋼棒8本分）

3.2.3 構造物/地盤系モデル

表2に解析に用いた構造物/地盤系モデルの材料物性値を示す。構造物はNATM工法により構築された一般的な鉄道用トンネルである。トンネル躯体はシェル要素で、地盤は薄層要素でモデル化した。ここで、地盤下方の半無限性を模擬するために、最下層には地盤の質量密度とせん断波速度から決まる底面粘性境界を設けた。解析に用いた減衰定数（構造減衰）はトンネル躯体については3%とし、地盤については過去の解析事例や実測との整合性等を踏まえて4%とした¹⁰⁾。本解析では、トンネル躯体を模擬したシェル要素上に、車両/軌道/構造物系モデルで抽出した軌道の最下層のばね要素の反力を加振力 $P_i(t)$ として入力し、列車走行時の地盤振動を再現した。

3.3 解析結果

3.3.1 実測との比較

はじめに、本解析手法の妥当性を確認するため、新幹線車両が弾性まくらぎ直結軌道上を230km/hで走行した際の振動測定の結果と比較した¹⁰⁾。図3にトンネル直上の地表面における振動加速度レベルの実測結果と解析結果の比較を示す。同図より、63Hzや80Hzにおいて解析値が実測値を下回る結果となったが、その他の周波数帯では解析値は実測最小～実測最大の範囲に概ね収まっていることが分かる。以上より、一部の周波数帯における応答が解析と実測で異なるものの、軌道構造の違いが地盤振動に与える影響を相対的に評価するには十分

表 2 構造物/地盤系モデルの材料物性値

(a) トンネル

対象	厚さT (m)	弾性係数 E_T (kN/mm ²)	ポアソン比 ν	単位体積重量 γ_T (kN/m ³)	減衰定数 h_t (%)
覆工*	0.5	24.2	0.2	23	3
インバート	0.45	24.2	0.2	23	3

(b) 地盤

地層	土質区分	深さD (m)	N値	単位体積重量 γ_g (kN/m ³)	せん断波速度 V_s (m/s)	減衰定数 h_g (%)
1	砂質粘土	0.0~2.2	6	18	145	4
2	シルト (地下水位以浅)	2.2~5.6	7	19	191	4
3	シルト (地下水位以深)	5.6~5.8	7	19	191	4
4	砂質粘土	5.8~14.7	7	18	153	4
5	砂質粘土	14.7以深	36	19	264	4

なモデルと考え、本解析モデルを用いて検討を進めることとした。

3.3.2 各軌道構造における地盤振動の比較

図4に在来線車両が各軌道構造上を80km/hで走行した際の、トンネル直上の地表面における地盤振動の試算結果を示す。振動加速度レベルのオーバーオール値（VAL）や、人の感覚補正を加えた振動レベル（VL）で比較すると、スラブ軌道が最も大きく、バラスト軌道、弾性まくらぎ直結軌道、コイルばね防振軌道、フローティング弾直軌道の順に小さくなった。これは、スラブ軌道

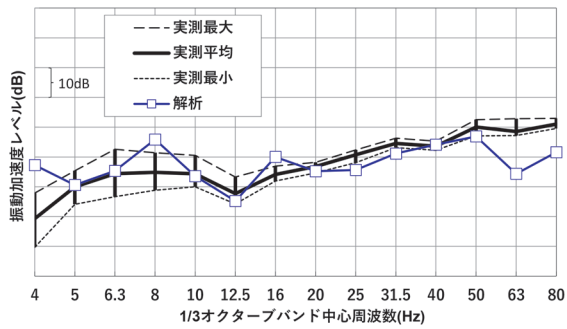


図3 実測結果と解析結果の比較¹⁰⁾

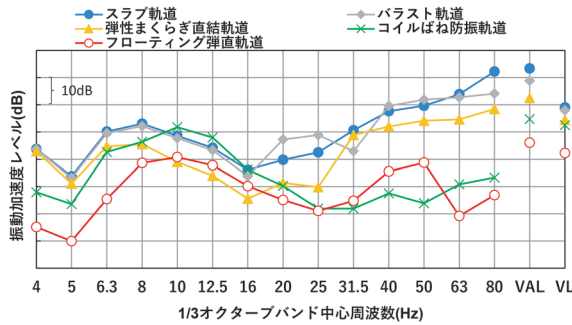


図4 各軌道構造における地盤振動の比較

に比べて軌道の固有振動数が小さく、周辺へ伝播する振動が低減されたためと考えられる。コイルばね防振軌道やフローティング弾直軌道では、スラブの下の防振材による軌道の支持ばね定数の低下に加えて、スラブによる線路方向に対する軌道の曲げ剛性の向上に伴い荷重分散効果が高まり、バラスト軌道や弾性まくらぎ直結軌道に比べて地表面の振動加速度レベルが大きく低減したと考えられる。さらに、フローティング弾直軌道に関しては、弾性まくらぎ化による軌道の支持ばね定数の低下や軌道の曲げ剛性等の影響による複合的な効果により、コイルばね防振軌道よりも広帯域で振動加速度レベルが低下する傾向が見られた。また、振動レベル (VL) を比較した場合、フローティング弾直軌道の方がコイルばね防振軌道より 10dB 程度低下した。

4. 理論解析による波状摩耗低減効果の評価

4.1 直結系軌道における外軌波状摩耗の発生事例

急曲線の軌道では、軌道構造に関わらず、内軌の頭頂面に波状摩耗が発生する事例が多いことが広く知られている。一方で、曲線の外軌に波状摩耗が発生する事例は稀であるが、これまでの調査により、幾つかの路線では外軌のゲージコーナー部にも波状摩耗が発生している事例が確認されている⁶⁾。具体的には、同じ急曲線区間において隣接して敷設されたコイルばね防振軌道と弾性まくらぎ直結軌道、あるいは PC まくらぎ直結軌道とバラ



図5 外軌波状摩耗の発生事例(コイルばね防振軌道の例)

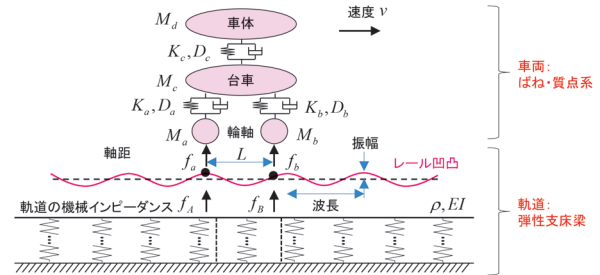


図6 軌道・車両の相互作用を考慮した理論解析モデル

スト軌道を比較すると、内軌ではいずれの軌道でも頭頂面に波状摩耗が発生していたが、コイルばね防振軌道と PC まくらぎ直結軌道では外軌のゲージコーナー部に波状摩耗の発生が確認された (図5)。このように、まくらぎ下に配置したまくらぎパッドやバラストの有無が外軌波状摩耗の発生状況に関与しており、特にまくらぎ直下に弾性材が配置されていない直結系軌道では、外軌波状摩耗が発生しやすいことが複数路線の現地調査の結果から示唆されている。

4.2 解析手法

4.2.1 解析条件

レールが規則的な間隔で摩耗するには、軌道上を鉄道車両が走行する際に、特定波長のレール凹凸の振幅を増幅させる何らかの成長機構があると考えられる。この成長機構を解明するため、既往の研究¹¹⁾では図6に示すような軌道・車両の動的相互作用を考慮した理論解析モデルを構築し、レールの摩耗量がレール・車輪間の接触力に比例すると仮定して、輪重変動を解析している。その結果、波状摩耗の成長要因には、①軸距間でのレール波動の干渉、②軌道弾性支床の反共振現象、③軌道・車両全体系の反共振現象、④車両系の反共振現象の4種類が存在することが示されている。

表3に本解析に用いる軌道の弾性支床モデルのパラメータを示す。軌道構造は、PC まくらぎ直結軌道 (一段弾性支床)、弾性まくらぎ直結軌道 (二段弾性支床)、コイルばね防振軌道 (二段弾性支床) およびフローティング弾直軌道 (三段弾性支床) の4種とし、弾性支床梁としてモデル化した。ここで、弾性支承の段数はレール

表 3 軌道の弾性支床モデルのパラメータ

軌道構造	PCまくらぎ直結軌道	弾性まくらぎ直結軌道	コイルばね防振軌道	フローティング弾直軌道
軌道の弾性支床モデル	一段弾性	二段弾性	二段弾性	三段弾性
レール締結装置間隔(m)	0.625	0.7	0.625	0.625
レール種別	50kgN	50kgN	50kgN	50kgN
軌道パッド(MN/m) ^{※1}	60	60	50	60
まくらぎ(kg) ^{※1}	-	120	-	120
まくらぎパッド(MN/m) ^{※1}	-	30	-	30
スラブ(kg) ^{※1}	-	-	920	830
スラブ下の防振材(MN/m) ^{※2}	-	-	6.6	6.6

※1：片側1締結あたり、※2：片側2締結あたり

と路盤（剛体）の間に設ける弾性材の数（片レールあたり）である。車両は、狭軌（軌間 1067mm）を走行する一般的な通勤形車両としてモデル化した。

4.2.2 レール波状摩耗の成長要因の分析方法

図 6 に示した軌道・車両の動的相互作用を考慮した理論解析モデルを用いることで、レール・車輪間の鉛直方向の接触力（輪重）変動を算出できる。Archard の摩耗則により、レールが接触力に比例して摩耗すると仮定すれば、レール上を車両が走行した際の走行後のレール凹凸の振幅は走行前に比べて式 (1) に示す倍率となる。

$$\kappa = |1 + C_w H| \quad (1)$$

ここで、 C_w は単位輪重あたりのレール摩耗量、 H は理論解析モデルから得られるレール凹凸の振幅に対する接触力（輪重）変動の伝達関数である。既往の研究¹¹⁾ においては、単位接触力あたりのレール摩耗量 C_w は凹凸の波長によらず一定と仮定しており、本論文においてもこれを参考に $C_w = 10^{-15} \text{m/N}$ とした。また、 κ をここでは「凹凸振幅増幅係数」と称することとする。 κ は、ある波長の凹凸があるレール上を車両が走行した際に、 $\kappa > 1$ ならばその凹凸の振幅が増加し、 $\kappa < 1$ ならば振幅が減少することを示す関数である。この κ が 1 以上で極大となる波長においてレールが規則的に摩耗し、レール波状摩耗として成長すると考えられる。

次に、凹凸振幅増幅係数の極大が出現する場合に、車両の輪軸が N 回走行したとすると、レール凹凸振幅は、式 (1) より、式 (2) で表すことができる。

$$\kappa^N = (1 + C_w H)^N = (1 + \varepsilon)^N \cong 1 + N\varepsilon \quad (2)$$

ここで、1 回の輪軸の通過によるレールの摩耗量 ($C_w H$) は十分に小さい値として $\varepsilon = C_w H$ と置換し、Taylor 展開の 1 次の項までで表現している。すなわち、

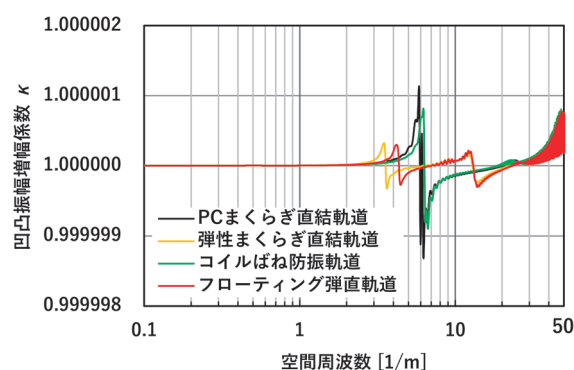


図 7 凹凸振幅増幅係数の比較

同じ条件において N 回走行後で比較するならば、レール波状摩耗の成長度合いは ε を用いて近似的に評価できると考えられる。 ε をここでは「レール波状摩耗成長度合い係数」と称する。この指標が大きいほど、着目した成長要因におけるレール波状摩耗の成長度合いは大きく、同じ走行条件（通トン）においても、早期に波状摩耗が成長し、顕在化するものと考えられる。

4.3 解析結果

図 7 に各軌道構造における凹凸振幅増幅係数 κ の計算結果を示す。ここで、線形および走行速度については、4.1 節に示した過去に外軌に波状摩耗が確認された区間を想定し、曲線半径 185m、走行速度 40km/h とした。これより、同図の PC まくらぎ直結軌道およびコイルばね防振軌道は内外軌に波状摩耗が確認されたケース、弾性まくらぎ直結軌道は内軌にのみ波状摩耗が確認されたケースの結果となる。

図 7 より、PC まくらぎ直結軌道では空間周波数 5.9 [1/m] 付近、コイルばね防振軌道では 6.2 [1/m] 付近、弾性まくらぎ直結軌道では 3.5 [1/m] 付近、フローティング弾直軌道では 4.2 [1/m] 付近にそれぞれ明瞭な κ のピークが確認できる。これらは、③軌道・車両全体系の反共振現象によるピークであり、フローティング弾直軌道では内軌にのみ波状摩耗が確認された弾性まくらぎ直結軌道よりもさらに κ が小さかった。

図 8 に各軌道構造における③軌道・車両全体系の反共振現象によるピークの空間周波数とレール波状摩耗成長度合い係数 ε の関係を示す。同図より、実際に外軌波状摩耗が発生していた PC まくらぎ直結軌道およびコイルばね防振軌道では相対的に ε が大きく、外軌波状摩耗が発生していなかった弾性まくらぎ直結軌道では相対的に ε が小さいことが分かる。また、弾性まくらぎ直結軌道と同じまくらぎパッドが配置されているフローティング弾直軌道の ε は、弾性まくらぎ直結軌道と同程度であった。

以上より、フローティング弾直軌道は、弾性まくらぎ

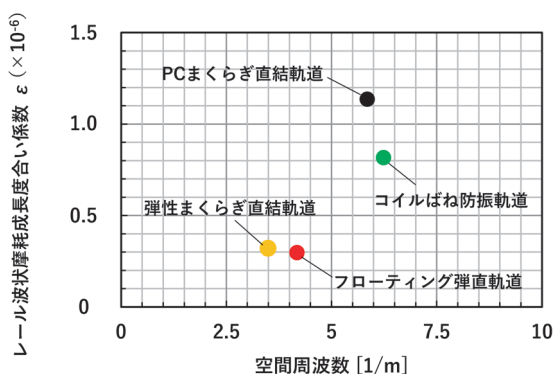


図8 レール波状摩耗成長度合い係数の比較



図12 施工後の状況

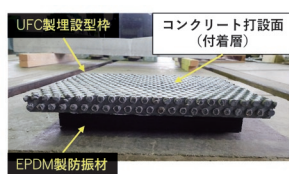


図9 防振材の設置イメージ

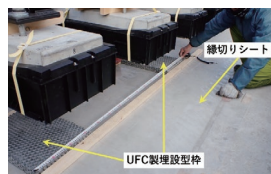


図10 埋設型枠の設置

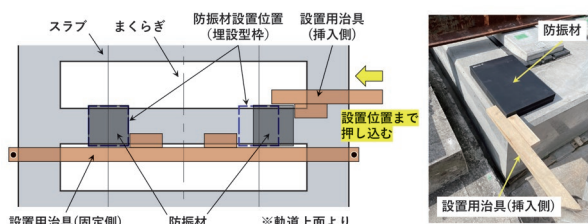


図11 防振材の設置方法

直結軌道と同等の波状摩耗低減効果を有すると考えられる。

5. 構造設計および実物大軌道の製作

前述したフローティング弾直軌道について、「鉄道構造物等設計標準・解説 軌道構造」¹²⁾に基づき試設計を行った。本試設計では在来線を対象とし、軌間を1067mm、設計軸重については電車荷重(M-17)とした。その他、締結間隔は625mm、軌道パッドのばね定数は60MN/m、まくらぎパッドのばね定数は30MN/m、スラブ下の防振材のばね定数は6.6MN/mとした。また、スラブの厚さについては、目標とする軌道の固有振動数(9.3Hz)に対して必要な軌道重量や照査の過程で判明した鉄筋の直径と曲げ半径等を考慮し、まくらぎ下で350mmとした。なお、コンクリートの設計基準強度は40N/mm²、鉄筋種別はSD345とした。

上記のとおり試設計を行ったフローティング弾直軌道について、日野土木実験所の試験線に約5mの延長で試験敷設した。埋設型枠にはダクタルフォームFM/Cタイプ(太平洋セメント社製)⁹⁾を用い、外寸330×440×

35mm、内寸(凹部・内空側)280×390×10mm、厚さ25mmとした。これより、防振材(発泡EPDM製:250×360×50mm, 6.6MN/m)の上部は埋設型枠の凹部に10mm埋め込まれる構造とした(図9)。施工にあたっては、はじめに高架橋上面にコンクリートの縁切り用シートを配置し、軌きょうの構築および埋設型枠の設置を行った(図10)。続いて、配筋およびコンクリートの打込みを行い、スラブを構築した。その後、打込み後7日目に型枠を取り外し、スラブをジャーナルジャッキで扨上して防振材を設置した。ここで、防振材の設置にあたっては、事前に防振材の上面に接着剤を塗布するとともに、防振材が埋設型枠下の所定の位置に配置されるように、図11に示す設置用治具(固定側・挿入側)を用いてスラブの側面から防振材を挿入した。その後、スラブを降下させ、埋設型枠と防振材を接着させた。以上の施工方法により、問題なく防振材を設置できることを確認した(図12)。

6. まとめ

本稿では、在来線における地盤振動および波状摩耗対策として提案したフローティング弾直軌道について、解析的手法により地盤振動および波状摩耗の低減効果を定量的に評価した。本解析により、フローティング弾直軌道においては、弾性まくらぎ化による軌道の支持ばね定数の低下や軌道の曲げ剛性等の影響による複合的な効果により、コイルばね防振軌道よりも広帯域で地盤の振動加速度レベルが低下することを示した。また、レール波状摩耗の凹凸振幅増幅係数や成長度合い係数を比較することにより、フローティング弾直軌道は弾性まくらぎ直結軌道と同等の波状摩耗低減効果を有することを明らかにした。さらに、フローティング弾直軌道の試設計を行うとともに、試験線にて試験施工を行い、良好な施工性を確認した。

文 献

- 1) 安藤勝敏, 堀池高広, 須永陽一, 半坂征則: 着脱式弾性まくらぎ直結軌道 (D型弾直軌道) の開発, RRR, Vol.59, No.1, pp.10-13, 2002
- 2) 横山秀史, 岩田直泰, 芦谷公稔: 低ばね定数軌道パッドによる地盤振動低減効果: 鉄道総研報告, Vol.22, No.5, pp.29-34, 2008
- 3) 渡辺勉, 杉本一朗: 鋼鉄道橋の低騒音化, RRR, Vol.66, No.8, pp.14-17, 2009
- 4) 鈴木健司, 渡辺弘之, 塩川英世, 山本与一, 吉田成一郎, 峯垣明, 時弘みどり: コイルばね防振軌道の実験および設計・施工, 清水建設研究報告, Vol.73, pp.47-58, 2001
- 5) 測上翔太, 渡辺勉, 横山秀史, 高橋貴蔵, 桃谷尚嗣: フローティングスラブ軌道の適用による高速走行時の地盤振動の低減効果に関する研究, 構造工学論文集, Vol.67A, pp.248-260, 2021
- 6) 田中博文, 清水惇, 古川敦, 菊地圭介, 地子給和行: 振動特性に着目した直結系軌道における急曲線外軌波状摩耗の発生要因の推定, 鉄道工学シンポジウム論文集, No.15, pp.140-147, 2011
- 7) 測上翔太, 渡辺勉, 高橋貴蔵: フローティング弾性まくらぎ直結軌道の開発, 土木学会第78回年次学術講演会講演概要集, VI-1198, 2023
- 8) 栢田吉弘, 鈴木実, 測上翔太: フローティング弾性まくらぎ直結軌道用防振材の性能評価, 土木学会第78回年次学術講演会講演概要集, VI-1200, 2023
- 9) 一般財団法人土木研究センター: 超高強度繊維補強コンクリートを用いた高耐久性薄肉埋設型枠「ダクトルフォーム」, 建設技術審査証明報告書, 2017
- 10) 渡辺勉, 曾我部正道, 横山秀史, 山崎貴之: 高速鉄道トンネル上の地盤振動に関する解析的検討, 鉄道力学論文集, Vol.18, pp.107-114, 2014
- 11) 網干光雄, 田中博文: レール波状摩耗の成長機構に関する理論解析, 日本機械学会論文集, Vol.85, No.875, DOI: 10.1299/transjsme.18-00426, 2019
- 12) 公益財団法人鉄道総合技術研究所: 鉄道構造物等設計標準・同解説 軌道構造, 丸善出版, 2012

鉄道総研報告 監修スタッフ

■監修責任者

芦谷公稔

■編集責任者

谷村幸裕

■企画・監修

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

鉄道総研報告 第38巻 第2号

2024年2月1日 発行

監修・発行所：公益財団法人 鉄道総合技術研究所

〒185-8540 東京都国分寺市光町2-8-38

©2024 Railway Technical Research Institute

本誌に関するお問い合わせ先
総務部広報 電話 042-573-7219

RTRI REPORT

Vol. 38 No. 2

Feb. 2024

PAPERS

- Obstacle Detection Method Using Cameras and Sensors for Train Forward Surveillance
.....R.KAGEYAMA, N.NAGAMINE, J.YOSHINO (1)
- Calculation Equation for Deformation Performance of RC Members with High-Strength Rebar
.....Y.NAKATA, Y.SATO, T.TADOKORO, K.WATANABE (9)
- Reduction Effect of Ground Vibration and Rail Corrugation by Floating Track with Under Sleeper Pads
.....S.FUCHIGAMI, T.WATANABE, H.TANAKA, T.TAKAHASHI (17)

