

鉄 道 総 研 報 告

第39巻 第11号

2025年11月

論文

- 車両** **施設** **電気** **運転** 列車前方監視用の AI の判断ミスの要因推定手法
..... 長峯望，合田航（1）
- 施設** 実応力と応力勾配を用いた腐食レールの疲労強度予測手法
..... 水谷淳，高山大陸，弟子丸将，細田充，寺下善弘，山本隆一（11）
- 施設** 地盤・構造物の減衰が応答変位法におけ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（21）

技術報告

- 施設** 曲線外軌の損傷低減を目指した熱処理レールの長期敷設試験
..... 兼松義一，寺下善弘（30）
- 施設** 鋼・合成構造物の設計に用いる衝撃係数の簡易算定式の適用条件
..... 池田学，徳永宗正，小林裕介（38）

列車前方監視用の AI の判断ミスの要因推定手法

長峯 望* 合田 航*

Method for Estimating Causes of AI Decision-making Errors in Train Forward Surveillance

Nozomi NAGAMINE Wataru GODA

In the railway industry, there is a growing trend of using AI and camera images to automate various tasks that were previously performed visually. However, when considering the future application of AI in safety-critical operations such as autonomous driving, it is essential to investigate the causes of AI decision-making errors. Therefore, we have developed a tracing method for train-forward surveillance systems that estimates the causes of AI decision-making errors, such as missed detections, at three stages: input images, AI structure, and training data. This paper reports the developed method for estimating the causes of AI decision-making errors and its verification results.

キーワード：列車前方監視，人工知能，物体検知，判断ミス

1. はじめに

近年の機械学習，特に深層学習の進歩により，AI（Artificial Intelligence:人工知能）は画像認識，自然言語処理，予測分析等，複数の領域で高度な用途にも活用可能な性能を発揮するようになった。これに伴い，医療，製造，金融等，教育等様々な分野において AI の利活用は進んでおり，少子高齢化に伴う労働人口の減少等の社会的課題の解決に向けた強力なツールとして期待が高まっている。鉄道業界においても，運転士や保守作業員の確保が以前より困難になっており，業務の効率化・省力化に向けて，鉄道事業者やメーカー等が AI の研究開発並びに導入に取り組んでいる。

一方で，AI（特に深層学習）は，判断プロセスが不透明であり，AI がどのようにして特定の出力や決定に至ったかを理解することが難しいという課題も存在する。これは，AI が判断ミスを起こした際に，その説明や根拠の提示が難しいことを意味する。

この課題は，総務省の「AI 利活用ガイドライン」¹⁾においても言及されており，「AI を利活用する際の社会的文脈を踏まえ，どのような説明が求められるかを分析・把握し，必要な対応を講じること」と示されている。特に，鉄道の安全に関するシステム等においては，判断ミスが発生した際に，原因究明と対策を正しく説明し，透明性を確保できる技術を開発することは重要であると考えられる。

透明性の高い，いわゆるホワイトボックスな AI を開発するという方向性も模索されているが，画像処理に関する深層学習等の AI においては，現時点までで有効かつ実用的な手法は提案されていない状況である。さらに，透明性を有さない AI が他分野で社会実装が始まっている実情も踏まえると，AI の透明性を一定程度確保する枠組みが，現実的な対策として必要となることが想定される。

このような背景から，本稿では，AI を用いて列車前方の支障物を検知する前方監視システムを対象とし，AI による支障物の見逃し等の判断ミスの要因を推定する手法について述べる。前方監視システムは，乗務員の支援のほか，列車の自動運転への適用も期待されており，安全に関わる重要な用途であるため，対象として選定した。

この手法を用いることにより鉄道事業者は，AI を用いた前方監視システムの支障物の検知性能を導入

* 情報通信技術研究部 画像解析研究室

前の検査や、導入した前方監視システムが支障物を見逃した際の原因究明および事後対策の検討を行うことが可能となる。

2. 列車前方監視における AI の活用

本稿では、図 1 に示す通り、列車前頭にセンサ類を設置し、センサから取得される情報を基に AI が判断を行うことで前方を監視するシステムを想定する。将来的に列車前方監視システムが実用される場合には、カメラ、LiDAR、ミリ波レーダー等のセンサが、単一またはそれらの組み合わせにより構成されることが考えられる。このようなセンサ類の中でも、可視光カメラは、安価で設置しやすく、さらに鉄道用のドライブレコーダ等の用途で普及しており、撮影される画像に対して AI が認識を行う技術も発展している。そこで、現時点での普及状況及び、今後の活用見込みを勘案し、センサとして可視光カメラを対象とし、列車の前方監視を行う AI（以下、前方監視 AI）の判断ミスの要因推定手法の開発を行うこととした。また、想定する前方監視 AI は、支障物の種類と位置を推定する物体検知 AI とした。

3. AI の判断ミスの要因推定手法

3.1 手法の全体像

可視光カメラで列車前方を監視する場合の危険事象として、支障物の見逃しがあげられる。そこで、前方監視 AI が支障物を見逃した場合の要因の推定を行う手法を開発した。開発した手法は、入力画像の検査、AI 構造の検査、学習データの検査に関する 3 段階のアプローチにより要因の推定を行う。提案する要因推定手法の全体フローを図 2 に示す。

要因推定手法の全体フローは、3 段階の検査のいずれかで要因を推定できれば、その要因をもとに改善に向けた対策の検討が行える。そこで、要因が推定された際に対策が容易である順に検査を行うこととした。これは判断ミスが起きた際には、迅速な対策が必要であることを想定している。フローの最初に位置する入力画像の検査では、AI そのものではなく、主にカメラの撮影方法等に起因する要因の推定を行う。撮影方法等に起因する要因の対策は、カメラ設定変更等が主体となるため、AI そのものが要因である場

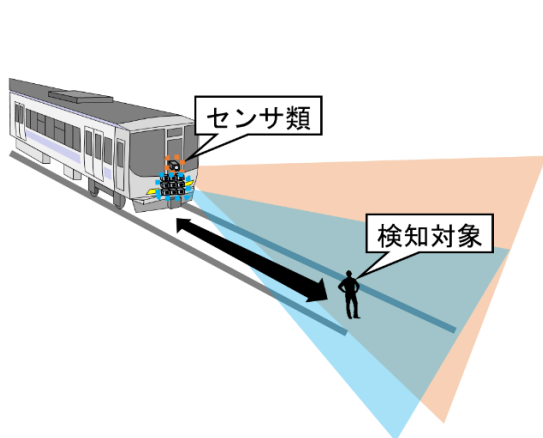


図 1 想定する列車前方監視システム

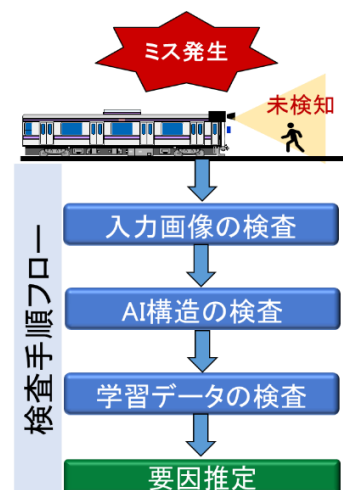


図 2 AI による判断ミスの要因推定の全体フロー

合に比べ、対策が容易である可能性が高いと考え、初めのステップとして検査を行うこととした。

次に、AI 構造の検査では、画像の認識方法に起因する判断ミスに関する検査を行う。AI は構造の違いによって画像に対する認識方法が異なるため、この認識方法に起因する判断ミスが発生する可能性がある。認識方法が要因の場合、AI の構造の変更・追加やチューニングを行うことで対策が可能であると考えられるため、2 番目のステップとして設定した。

最後に、学習データの検査では、学習データの分布や特徴から、判断ミスの要因となるデータの偏り（バイアス）を調査し推定する。これらの要因を解消するには、偏っている学習データを間引くこと（アンダーサンプリング）や足りていない学習データの追加等が考えられる。特に、学習データの追加は、学習用データ収集と作成が伴い、作業量が多く時間がかかることが想定される。したがって、学習データの検査を最後の 3 段階目のステップとして位置付けた。

次節以降で、それぞれの検査の詳細について述べる。

3.2 入力画像の検査

入力画像に起因した判断ミスの検査手法を図 3 に示す。図 3 左側に示す通り、見逃し等の判断ミスが発生した画像に対して、各種カメラ設定の変更を再現する画像処理を行い、再度、前方監視 AI による検知を行うことで判断が改善されるかを確認する。その結果、改善された項目があれば、それを判断ミスの推定要因とする。具体的な項目として、回転、位置、コントラスト、ホワイトバランス、彩度、明るさ、ピンボケ、ブレ、焦点距離（光学ズーム倍率）、ノイズの 10 項目を設定した。設定した 10 項目は、これまで我々の AI による物体検知に関する研究で観測できた判断ミス要因から、カメラ設定の変更等で対策が可能なものを選定している。また、各項目については設計変数であり、必要に応じて適宜新たな検査項目の追加が行える。

具体的な設定項目（判断ミス要因）と、それを再現する画像処理方法、その対策を照らし合わせたものを表 1 に示す。判断ミス要因からカメラ設定の変更等実行可能な対策までの対応関係が示されている。この対応表に沿って検査を行う。この検査により判断ミスの要因が推定された場合には、カメラ設定が要因であると言えるため、表 1 の右側の列に示された対策を施すことが推奨される。

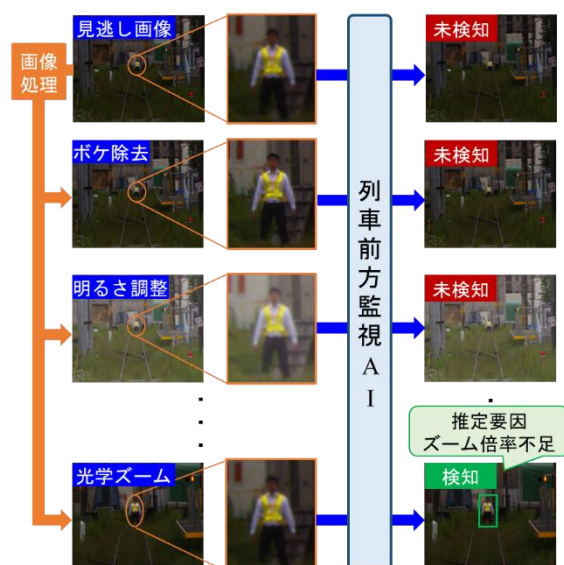


図3 入力画像の検査による判断ミス要因推定

表 1 設定項目（判断ミス要因）への対応表

設定項目(判断ミス要因)	再現する画像処理方法例	実行可能な対策
ピンボケ	ピンボケ除去フィルタ	ピント調整
ブレ	ブレ除去フィルタ	シャッタースピード変更 列車速度変更
明るさ	HSV 色空間における V パラメータの調整 ガンマ補正	シャッタースピード変更 被写界深度変更 沿線に光源を設置
コントラスト	ヒストグラム平坦化	コントラスト設定変更
ホワイトバランス	色温度調整	ホワイトバランス設定変更
彩度	HSV 色空間における S パラメータの調整	カメラの彩度設定変更
回転	アフィン変換	カメラ設置位置の変更
位置	アフィン変換	カメラ設置位置の変更
光学ズーム	クリッピング+超解像	カメラレンズの変更
ノイズ	メディアンフィルタ バイラテラルフィルタ	ISO 感度変更 シャッタースピード変更

3.3 AI 構造の検査

深層学習をベースとした物体検知アルゴリズムは、ニューラルネットワークのネットワーク構造（以下、AI 構造）の違いによって、画像の認識方法が異なることが知られている²⁾。AI 構造に関する検査では、このような認識方法の違いが要因となる判断ミスを推定することを目的としている。

AI 構造の違いとしては、CNN（Convolutional Neural Network）や Transformer 等のベースとなるアーキテクチャの違いやニューラルネットワークの中間層の深さ等の違いがあげられる。アーキテクチャの違いは認識方法の違いを示す。例えば、CNN は、画像に対して空間的な周波数を考えたときに空間的に細かい特徴量を重視するハイパスフィルタのような特性を持ち、Transformer では、空間的に大雑把な特徴量を重視するローパスフィルタのような特性を持つことが報告されている²⁾。また、ニューラルネットワークの中間層の深さはより複雑な特徴量の表現性を示す。

また、入力解像度も特徴量の算出や認識に影響を与える。入力解像度は、大きいほど細かい特徴量まで考慮することができ、逆に小さい場合には細かい特徴量を捉えられないという傾向がある。

これらの傾向が判断ミスの要因になっていることを確認するため、提案する検査手法では、同一の学習データによって作成された入力解像度と AI 構造が異なる前方監視 AI を作成し、判断ミスが起きた画像に対して検知を行わせる。これにより、検知できた AI が存在する場合には、判断ミスが起きた条件（AI 構造と入力解像度の組み合わせ）と検知ができた条件の差異が判断ミスの要因であると推定できる。AI 構造の検査による判断ミス要因推定のイメージを図 4 に示す。なお今回の検証では、AI 構造と入力解像度の組み合わせは、表 2 のように設定した。ここで用いる AI 構造の選定は、検証を実施する際に、状況に応じて適宜変更可能である。この検査により判断ミスの要因が推定できた場合は、検査手法によって改善



図 4 AI 構造の検査による判断ミス要因推定

表2 モデル（ネットワーク構造）と入力解像度

モデル(ネットワーク構造)	入力解像度
YOLOX-nano ³⁾ (CNN)	(416,416), (640,640), (1280,1280)
YOLOX-s ³⁾ (CNN)	(416,416), (640,640), (1280,1280)
YOLOX-l ³⁾ (CNN)	(416,416), (640,640), (1280,1280)
YOLOv8n ⁴⁾ (CNN)	(640,480), (1280,960)
YOLOv8s ⁴⁾ (CNN)	(640,480), (1280,960)
YOLOv8l ⁴⁾ (CNN)	(640,480), (1280,960)
DETR ⁵⁾ (Transformer)	(640,480), (1280,960)
Co-DETR ⁶⁾ (Transformer)	(640,480), (1280,960)

された AI 構造（検知できた AI 構造）を用いて前方監視システムを再構築することが対策として推奨される。

3.4 学習データの検査

学習データに起因する AI の判断ミスとして、データの分布が要因となる場合が複数報告されている。例えば、人材採用システムに用いる AI において、女性に対して差別的な評価をしてしまうことにより、運用を取りやめた事例⁷⁾がある。これは過去 10 年間に提出された履歴書のパターンを学習データとしており、そのほとんどが男性であるというデータの偏りによって発生したことが知られている。他にも、今回の対象と同じ画像に関する AI についても、画像認識ソフトウェアにおいて撮影した写真を分類し、保存する機能でアフリカ系アメリカ人の人物がゴリラとして誤って分類されてしまう事例⁸⁾がある。これについても、学習データに、他人種に比べてアフリカ系の人物のデータが少なかった等のデータの偏りが原因であったとされている。上記のように、AI の判断ミスが学習データ分布に起因する可能性があることが分かる。

このような学習データ分布が要因となる判断ミスは、次のように推定する。まず、学習データの画像の特徴量の分布を求め、判断ミスの画像の特徴量が学習データ分布のどの位置となるか可視化する。学習データの分布が少ない位置に判断ミスの画像が該当すれば、このような学習データの分布が要因であると推定できる。

人間を検知対象とした場合を例として、可視化する特徴量を図 5 に示す。物体検知における学習データは、画像中の検知対象の検知枠（Bounding Box）情報が事前に付与されたものである。この情報も活用し、



*統計量＝平均・分散・中央値・最頻値・最大値・最小値・歪度・尖度 <8変数>

図5 学習データから可視化する特徴量

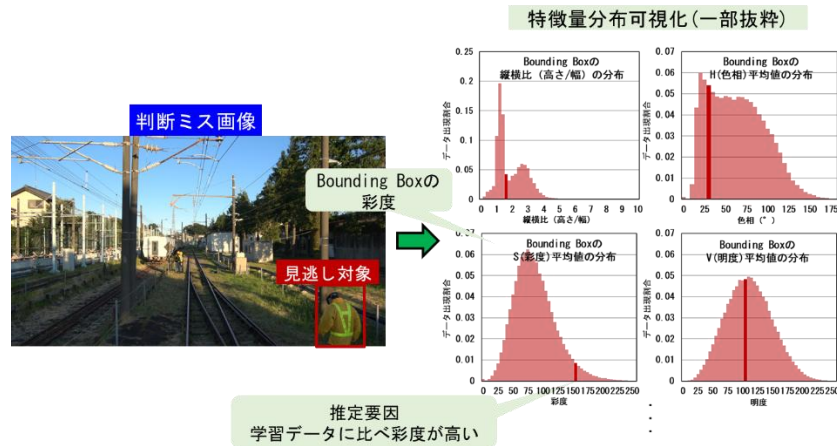


図6 特徴量の分布を用いた学習データの検査による判断ミス要因推定

画像全体に対する大域的な特徴量と Bounding Box 領域に対する局所の特徴量を組み合わせた特徴量 108 個を可視化する変数（図 5 中に記載）としている。分布を可視化するには判断ミスが起きた画像に対しても、見逃した Bounding Box の情報を付与し、同様に特徴量を求め、学習データの特徴量の分布のどの位置に該当するかを確認することでデータの偏りによる要因かを推定する。

特徴量の分布を用いた学習データの検査による判断ミス要因推定のイメージを図 6 に示す。図 6 の左側は見逃した画像を示し、右側は各特徴量（Bounding Box の縦横比、色相、彩度、明度）を横軸とし、縦軸にデータの出現割合とした分布のグラフを示す。

グラフの濃い色の縦棒が当該画像の分布の中での「位置」を示している。図 6 の Bounding Box の彩度（吹き出しが示すグラフ）のグラフでは、黄色の作業服を着た人物は、分布の頻度が少ない「位置」に該当することが確認でき、Bounding Box の彩度が判断ミスの要因として推定できる。この場合は、彩度の高い人物のデータを学習データに追加する等の対策も考えられる。

特徴量の分布を用いた学習データの検査では、比較的単純な特徴量に関する分布を確認することで判断ミスの要因の推定を行った。しかしながら、AI のニューラルネットワーク内では非線形変換によって、より複雑な特徴量に基づいて高度な判断を行っている。したがって、前述のような単純な特徴量のみではなく、複雑な特徴量に関する検査についてもできることが望ましい。一方で、このような複雑な特徴量は一般には人間がそのまま理解することは難しく、仮にある複雑な特徴量に判断ミスが起因することが推定できたとしても、それを解釈し、対策することは困難であることが想定される。これは AI が透明性を有しないとされる原因でもある。

そこで、複雑な特徴量も考慮するため、AI によって出力される複数の複雑な特徴量の類似度を算出することによって、学習データ上にどの程度似た画像が含まれているかを確認することを考える。これにより、複雑な特徴量を解釈することなく、判断ミスが起きた画像に類似した画像を類似度順に抽出することができ、判断ミス画像が学習データから見た際に珍しい状況かどうかを確認可能とする。

類似度を算出するための AI として、画像検索にも活用されている言語画像 AI モデル CLIP⁹⁾を使用する。CLIP とは、2021 年 2 月に OpenAI によって公開された言語と画像を紐づけて異種の情報を統合的に学習（マルチモーダル学習）した AI モデルである。CLIP は、図 7 のように画像とテキストのペアデータにより学習が行われている特徴があり、画像とテキストをそれぞれ特徴ベクトルに変換する 2 つの特徴量抽出器であるエンコーダを持つ。学習時には、ミニバッチと呼ばれる n 個のペアデータに対して、エンコーダからそれぞれ特徴ベクトル群を求め、ベクトル群同士の演算により、各成分にコサイン類似度を持

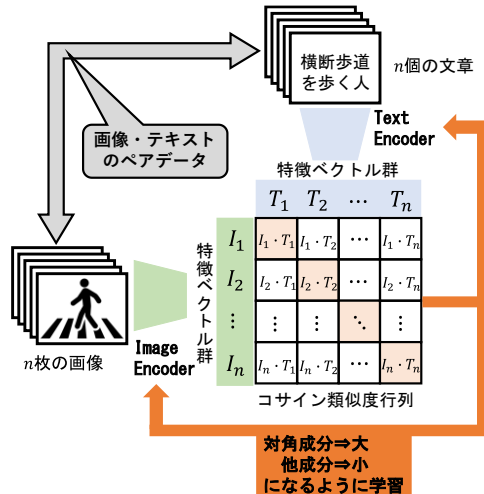


図7 言語画像 AI モデル CLIP の概要



図8 言語画像 AI モデル CLIP による類似度検索

つ行列を計算する。このコサイン類似度行列の対角成分が大きく、その他成分が小さくなるように画像・テキストそれぞれのエンコーダを学習する。これにより、画像とテキストの特徴ベクトル表現が合致するようなエンコーダの学習が行われる。CLIP により学習された画像のエンコーダは、テキスト表現も同時に学習しているため、画像に対してより人間の理解に近い特徴量を獲得していると解釈することもできる。

次に、見逃し等の判断ミスが起きた画像に対して、CLIP を活用して類似度検索した結果のイメージを図8に示す。図8より判断ミスが起きたときと類似した状況の画像を抽出できている様子が確認できる。撮影箇所の前後や画角、雲の様子等が多少変化しても類似した画像として抽出できている。これは、CLIP がテキスト表現と同時に学習することで比較的人間に近い特徴量を獲得しているため、人間が目視で見たときの類似性の判断と大きな矛盾が無いと考えられる。このように、見逃した状況と類似する画像がどの程度学習データ中に含まれているかを解析することで、学習データの中で希少な状況であった場合には、判断ミスの要因として推定する。この検査によりミスの原因が推定された場合は、AI の学習に用いた学習データの中に検知対象となる画像の条件が無い（もしくは少ない）ことが原因であるため、検知対象となる画像を含めた学習データで AI を学習しなおすことが対策として推奨される。

4. 手法の評価

4.1 評価用画像の作成

提案した判断ミスの要因推定手法を評価するにあたり、実際に前方監視 AI が判断ミスにより見逃した画像が必要となる。この際、必要な画像は以下の条件を両方満たす必要がある。

- ・支障物が存在する危険状況に関する画像である。
- ・支障物の存在を前方監視 AI が見逃した画像である。

しかし実際には、どちらの条件も単体でも稀なケースであり、加えて複合条件となっているため、評価用のデータ収集の難易度が非常に高い。

特に、支障物が存在する危険な画像については、実際に状況を再現して撮影する場合、試験線や条件の整った特定の線区等に場所が限られてしまう。一方、判断ミスの要因は天候や日光、線区条件等多様な可能性が考えられ、評価する画像は、様々な条件を含むように実際の営業線の映像等、通常起こりうる



(a)生成した危険画像(晴天条件)

(b)生成した危険画像(降雪条件)

図9 営業線の前方面像から作成した危険画像の例

条件が網羅されていることが望ましい。

そこで、近年急速な発展を見せる生成 AI によって実際の営業線の前方面像に支障物を疑似的に生成し、危険な状況を模擬した画像を作成した。画像生成 AI には、GLIGEN¹⁰⁾を使用した。GLIGEN は、言語から画像を生成するタスク (text-to-image) において、Bounding Box による画像を生成する位置の制御を可能としている。生成する位置は、レールの幅 (狭軌の場合 1067mm) を基準にして、適切な遠近感を保つように人物等を設定する。これにより、前方面像さえ取得すれば、危険な状況を模擬できる。図 9 の例のように、営業線のデータさえあれば、晴天条件や降雪条件等の様々な条件で危険画像を生成可能である。この画像群に対して前方監視 AI が支障物等を見逃した画像を抽出し、判断ミスの要因推定手法の性能評価用の画像とする。

4.2 評価用画像による手法の評価

前節で説明した評価用の危険画像の生成手法を用いて、実際に走行している列車の前頭から撮影した前方監視映像約 215 時間 (データサイズ 7.6TB) に対して危険画像を生成した。動画は、2007 年から 2023 年までに撮影された映像であり、日本全国の様々な線区、季節、天候、時刻を含み、撮影機材も様々であることから、解像度も HD (1,440×1,080) から 5.3K (5,312×2,988) の範囲を含む。映像中で、危険な状況を生成するフレームは 10 秒に 1 回とし、生成する対象は人物として、評価用の危険画像を約 75,000 枚作成した。

次に、これまで鉄道総研で開発した前方監視システム¹¹⁾に使用している前方監視 AI を用いて、この評価用の危険画像に対して検知を行ったところ、約 75,000 枚のうち、2,668 枚において見逃しの発生が確認できた。

ここで、見逃しの発生した 2,668 枚の画像に対して判断ミスの要因推定手法を適用し、手法の性能を評価した。今回生成した評価データにおいては、2,668 枚のうち原因の推定ができない画像は存在しなかった。評価の結果、要因を推定できた見逃しの例を図 10～図 13 に示す。ここで、情報保護の観点から、本稿ではモザイク加工を施しているが評価では未加工の画像を使用している。

入力画像の検査の例を図 10 に示す。この例では、明るさ補正の変更によって検知可能なことが分かり、これが要因と推定できた。明るさは、光源の設置やシャッター スピードの変更、ゲインの変更が対策案となる。

AI 構造の検査の例を図 11 に示す。この例では、ネットワーク構造の変更によって検知可能なことが分かり、これが要因と推定できた。前述の通り、CNN は細かい情報を中心に認識し、Transformer はシルエットのような大域的な情報を中心に認識していると考えられている。今回の対象は、顔等の細かい人間らしい部分の露出が少ないため、CNN が苦手とする認識対象であった可能性がある。対策としては、ネットワーク構造の追加や変更が考えられる。

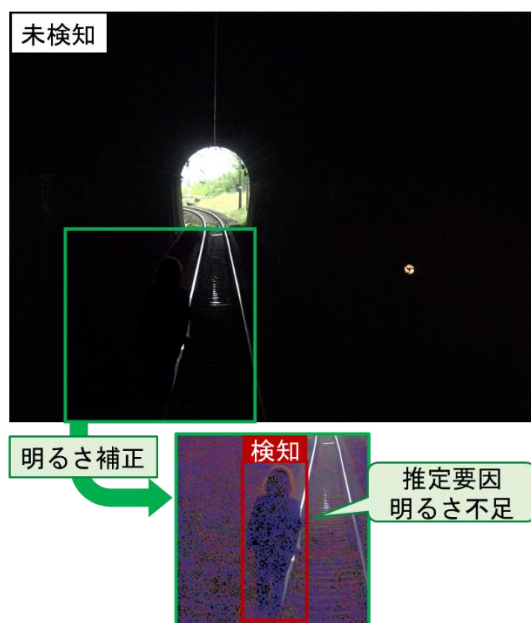


図 10 入力画像の検査手法による推定例

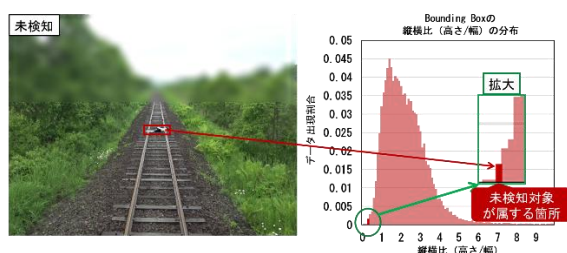
図 12 学習データの検査手法による推定例
(特徴量の分布)

図 11 AI 構造の検査手法による推定例

図 13 学習データの検査手法による推定例
(類似度検索結果)

学習データの検査の例を図 12 に示す。この例では、倒れている人物が線路上に存在しているが、Bounding Box の縦横比（高さ/幅）の分布を確認すると、このように幅が大きい Bounding Box は、学習データに含まれる割合が少ないことが分かった。使用している学習データには、物体検知の学習でよく用いられる一般に公開されたデータセットの人物が多く含まれている。それらは基本的に立位で撮影されており、縦横比が 1 を超える場合（縦長の Bounding Box）が支配的である。したがって、倒れている人物（横長の Bounding Box）のデータが少ないことが判断ミスの要因として推定できる。対策としては、倒れている人物に関する学習データの追加等が考えられる。

学習データの検査手法のうち、類似度検索について評価を行った結果を図 13 に示す。見逃した画像のうち図 13 のような列車前頭のガラス面に水滴が付着したケースの類似度検索を行ったところ、水滴が付着しているような同様の学習データは数枚程度しか存在しないことが確認できた。したがって、このような画像が少ないことが判断ミスの要因として推定できる。対策としては、学習データに対して、同じ状況の画像の追加等が考えられる。

5. まとめ

本稿では、列車前方の支障物を検知するための前方監視システムを対象とし、前方監視 AI による見逃

し等の判断ミスの要因の推定手法について述べた。

前方監視 AI の判断ミスを推定するための手順を提案し、入力画像の検査、AI の構造の検査、学習データの検査の 3 段階の検査で要因の推定が可能である。

手法の性能評価では、発生するのが稀な危険な状況を再現するため、実際の列車前方画像に対して生成 AI で加工した危険な状況の画像を約 75,000 枚作成した。その中で前方監視 AI による見逃しが発生した画像 2,668 枚に対して手法を適用し、評価を行った。評価データにおいて、判断ミスの要因推定ができないケースは無く、要因の推定が可能であることが確認できた。

これにより将来的に AI を用いた前方監視システムを鉄道事業者が導入する際に、前方監視システムの支障物の検知性能の検査を導入前に実施できる。また、導入した後においても、前方監視システムが支障物を見逃した際の原因究明および事後対策の検討に活用することが期待される。

今後、前方監視だけでなく設備のメンテナンスを対象とする AI への適用検討など、AI の説明性・透明性に関する研究に取り組み、鉄道分野における AI 活用の促進に貢献していきたいと考えている。

文 献

- 1) 総務省 AI ネットワーク社会推進会議「AI 利活用ガイドライン」：https://www.soumu.go.jp/main_content/000637097.pdf（参照日：2024/08/21）
- 2) Park, Namuk, and Songkuk Kim : "How do vision transformers work?", arXiv preprint arXiv:2202.06709, Vol.2202, No.06709, pp.1-10 (2022).
- 3) Ge, Zheng, et al. : "Yolox: Exceeding yolo series in 2021", arXiv preprint arXiv:2107.08430, Vol.2107, No.08430, pp.1-12 (2021).
- 4) Ultralytics YOLO : <https://github.com/ultralytics/ultralytics>（参照日：2024/02/27）
- 5) Carion, Nicolas, et al. : "End-to-end object detection with transformers", European conference on computer vision, Cham: Springer International Publishing, Vol.12345, No.67890, pp.1-15 (2020).
- 6) Zong, Zhuofan, Guanglu Song, and Yu Liu : "Detrs with collaborative hybrid assignments training", Proceedings of the IEEE/CVF international conference on computer vision, Vol.2023, No.123, pp.100-110 (2023).
- 7) ロイター『焦点：アマゾンがA I 採用打ち切り、「女性差別」の欠陥露呈で』：<https://jp.reuters.com/article/amazon-jobs-ai-analysis-idJPKCN1ML0DN>（参照日：2024/08/21）
- 8) Medium「How Machines Inherit Their Creators' Biases」：<https://medium.com/coinmonks/ai-doesnt-have-to-be-conscious-to-be-harmful-385d143bd311>（参照日：2024/08/21）
- 9) Radford, Alec, et al. : "Learning transferable visual models from natural language supervision", International conference on machine learning, PMLR, Vol.2021, No.1234, pp.123-134 (2021).
- 10) Li, Yuheng, et al. "Gligen: "Open-set grounded text-to-image generation." Proceedings of the IEEE/CVF Conference on Computer Vision and Pattern Recognition. (2023).
- 11) 影山 椋, 長峯 望, 吉野 純樹 : 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, 鉄道総研報告, Vol.38, No.3, pp.1-8, 2024

実応力と応力勾配を用いた腐食レールの疲労強度予測手法

水谷 淳* 高山 大陸* 弟子丸 将*
細田 充* 寺下 善弘* 山本 隆一**

Prediction Method for Fatigue Strength of Corroded Rails Using Actual Stress and Stress Gradient

Jun MIZUTANI Riku TAKAYAMA Tadashi DESHIMARU
Mitsuru HOSODA Yoshihiro TERASHITA Ryuichi YAMAMOTO

Rail corrosion, especially in humid environments, accounts for around 20% of rail breaks in Japan. However, traditional methods for predicting the fatigue strength of corroded rails, such as using corrosion thickness and S-N curves, have limitations. The study involved collecting corroded rails, scanning their surface profiles, and applying finite element analysis to evaluate stress at breaking points. A new method using stress and stress gradients was proposed to predict the number of load cycles required for corroded rails to break in bending fatigue tests, with an estimated range of 0.5 to 2 times.

キーワード：レール，腐食，曲げ疲労試験，疲労強度，有限要素法（FEM）

1. はじめに

レールは軌道を構成する重要な部材であり，レール損傷を防止し，列車の走行安全を確保するための保守管理が重要である．レール損傷の原因の一つに主にトンネルや踏切といった湿潤環境下で生じるレール腐食がある¹⁾．腐食が進行すると，図1に示すようにレール底面や底側部に孔食や減肉が生じる．なお，以降の議論では，レールの腐食形態について，図1(a)のようにレール底面においてレール内部に向かって孔状に腐食が進行したことを「孔食」，図1(b)のように軌道パッドとの接触部分においてレール底部の厚さが減少したことを「底部腐食」，図1(c)のように板ばね型レール締結装置と接触するレール底部上面が減少したことを「締結凹み」という．レールに列車荷重が作用すると，腐食箇所での応力集中により，き裂が発生



図1 レールの腐食例

* 軌道技術研究部 レールメンテナンス研究室

** 軌道技術研究部 レールメンテナンス研究室（現 鉄道国際規格センター）

して進展し、最終的にレールが破断に至る可能性がある。また、腐食したレールは一般的な明かり区間に敷設されたレールに比べ疲労強度が低下し、腐食によるレールの減肉量が大きいほど一定の荷重において破壊に至るまでの载荷繰返し数が小さくなる傾向があることが知られている¹⁾。さらに、明かり区間のレールには疲労破壊を生じない発生応力の下限值（疲労限度）がある一方で、腐食の程度によっては腐食レールに疲労限度が存在せず、低応力条件下においても疲労破壊が発生することが知られている¹⁾。そのため、腐食したレールの疲労強度、さらにはレール余寿命の詳細な評価が求められている。

これまで、レール底面および底側部の減肉量¹⁾やレール腹部のさび厚²⁾を用いてレールの腐食の度合いを分類し、その分類ごとに発生応力と繰返し回数関係を表す S-N 曲線を作成し、腐食したレールの疲労寿命の推定に利用してきた。しかしながら、これらの腐食レールの疲労強度評価法は疲労試験結果のばらつきの影響が排除できず、改良の余地があった。

ところで、鋼構造物の分野では、腐食した鋼部材表面の応力分布を有限要素法（Finite Element Method, 以下、「FEM」という）による応力解析によって求め、解析によって求めた最大応力振幅で疲労強度を整理した研究がある³⁾。また、機械の分野では、様々な形状の機械要素に適用できる曲げ疲労強度評価法として、FEM による応力解析にて算出した実応力と応力勾配を用いた手法が提案されている⁴⁾。そのため、レールに関しても破断位置における実応力や応力勾配を評価することで、既往の手法よりも精度良くレールの疲労強度を評価できる可能性がある。

以上を踏まえて、本研究では、腐食したレールに対して疲労試験および FEM による応力解析を実施し、レールに曲げ荷重をかけた際に腐食欠陥の近傍で発生する応力と応力勾配に着目して疲労強度を評価する手法を試みた。

2. 腐食レールの収集

本研究では、トンネル内に敷設されていたレールを収集して各種試験を実施した。収集したレールは JIS E 1101 で規定された 60kg レール 15 本と 50kgN レール 10 本の計 25 本とした。表 1 に収集したレールの諸元を示す。試験体 No.1～15 は同じトンネル内から 1.5m に切断したレールを収集し、図 1 で示した孔食が見られる場合があった。なお、本論文で「孔食」とは、最大深さ位置とそこからの距離が 5mm 離れた箇所との深さとの差が 1mm 以上となった箇所のことをいうこととする。その他の試験体は底部腐食、または締結凹みがみられ、それらがレール長さ方向の中央部となるように長さ 1.5m に切断した。試験を実施する前にサンドブラスト処理を施すことでレールに付着したさびを図 2 のように除去した。研磨剤はアルミナを使用した。また、ブラスト作業時の吐出圧は 0.4MPa、ノズルから試験体までの距離は 200～300mm 程度、単位時間当たりの研削材使用量は 10kg/h とした。

表 1 収集したレールの諸元

試験体 No.	レール種別	腐食形態
1～15	60kg レール	孔食
16～20	50kgN レール	底部腐食
21～25	50kgN レール	締結凹み



図 2 サンドブラスト処理後のレール表面

3. 各種試験および応力解析の方法

3.1 レールの形状測定

腐食により変化したレールの形状測定について、孔食を有するレールは図 3 (a)に示すハンディ型 3D スキャナ (3DSL Rhino-01, セイコーウェーブ製), 底部腐食または締結凹みを有するレールは図 3 (b)に示すアーム型 3D スキャナ (Quantum X FaroArm, FARO 製) を用いて実施した。なお, 以降の議論のため, 座標系を図 4 のように定義した。レール直角方向を X 方向, レール長さ方向を Y 方向, レール鉛直方向を Z 方向とした。また, 原点は収集したレールを新品形状と仮定した場合の X および Y 方向の中心位置となるようにした。レールの形状測定を行う範囲は, レール曲げ疲労試験の载荷点直下の領域を包含するように, 孔食を有するレールは $-100\text{mm} \leq Y \leq 100\text{mm}$ とし, 底部腐食または締結凹みを有するレールは $-250\text{mm} \leq Y \leq 250\text{mm}$ とした。試験体 No.1~15 は, レール底面に孔食が存在する場合があったが, それ以外の領域は新品形状とほとんど変わらず, 底部腐食や締結凹みはみられなかった。そのため, レール底面のみ形状を測定した。一方, 試験体 No.16~25 は, 底部腐食または締結凹みがみられ, レール底部が全体的に減肉していたことから, レール全周の形状を測定した。



(a) ハンディ型 (b) アーム型

図 3 使用した 3D スキャナ

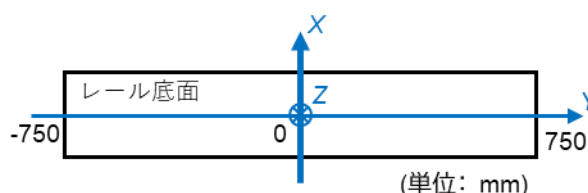


図 4 座標系の設定

3.2 レール曲げ疲労試験

図 5 に示すような 4 点曲げ疲労試験を実施した。荷重条件はレールが新品形状であるときにレール底面に発生する最大荷重载荷時の応力と最小荷重载荷時の応力の差分 (以下, 「公称応力変動範囲 σ_d 」という) が 220, 250, 280, 370MPa となるように, 表 2 に示すような正弦波荷重とした。なお, 一般的な明かり区間に敷設された実レールの 200 万回時間強度は公称応力変動範囲で 232MPa⁵⁾とされており, かつ腐食レールは一般的な明かり区間のレールに比べ疲労強度が低下するとされている¹⁾。そのため, 荷重条件のうちのひとつは 232MPa よりも小さい応力変動範囲 220MPa での試験とした。また, 载荷点および支点でのフレッチング疲労破壊を防止するため, 各接点はローラーとした。载荷周波数は 3.0Hz, 最大载荷回数は 200 万回とし, 200 万回を超えても破断しない場合は「未破断」と分類した。

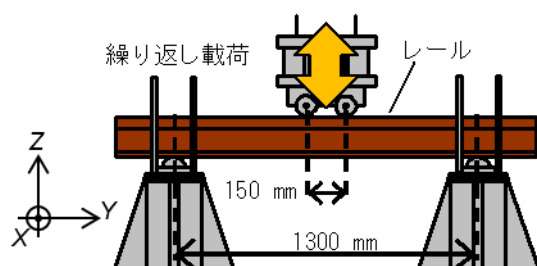


図 5 レール曲げ疲労試験

表 2 レール曲げ疲労試験の荷重条件

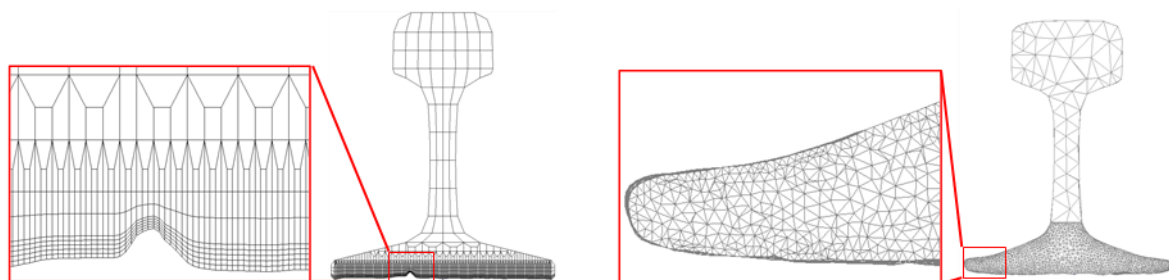
公称応力 変動範囲 σ_d [MPa]	60kg レール		50kgN レール	
	最大荷重 [kN]	最小荷重 [kN]	最大荷重 [kN]	最小荷重 [kN]
220	344	42	239	29
250	-	-	268	28
280	427	41	297	29
370	551	42	-	-

3.3 腐食による形状変化を考慮した疲労試験の応力解析

レールが腐食した形状を考慮したモデルを 25 ケース分作成し、それぞれに対してレール曲げ疲労試験を模擬した FEM による応力解析を実施した。応力解析には NX Nastran V10.0 を用いた。本解析は弾性解析とし、ヤング率 E を $2.1 \times 10^5 \text{MPa}$ 、ポアソン比 ν を 0.3 とした。モデルの全長は 1300mm とした。荷重条件はレール曲げ疲労試験と同様に载荷点間隔を 150mm、载荷荷重は表 2 と同様とした。拘束条件は、レールの両下端部において X 方向と Z 方向を拘束し、レール端頭部の片側 1 点を Y 方向に拘束した。

要素分割は、形状測定に用いた 3D スキャナの種別によって変化させた。孔食を有するレールおよび底部腐食を有するレールのモデル例を図 6 に示す。孔食を有するレールの場合、レール底面以外の形状は新品とほとんど変化しておらず押し出しによる六面体要素の作成が容易であったため、構成要素には六面体 1 次要素を用いた。また、腐食形状を再現する範囲は、レール曲げ疲労試験の载荷点直下の領域を包含するようにレール底面の $-100\text{mm} \leq Y \leq 100\text{mm}$ の範囲について 3D スキャナによる測定結果に応じてレール底面の Z 座標を 0.01mm ピッチで移動させた。メッシュサイズは、腐食深さを設定する前の基本モデルにおけるレール底面のメッシュサイズを 0.5mm とした。

底部腐食または締結凹みを有するレールの場合、レール底部の XZ 断面の形状が Y の位置によって大きく異なるため、構成要素には四面体 2 次要素を用いた。また、腐食形状を再現する範囲は、レール底部の $-250\text{mm} \leq Y \leq 250\text{mm}$ 、 $0\text{mm} \leq Z \leq 30\text{mm}$ とした。それ以外の領域は、3D スキャナの測定データの端部における形状をそのまま押し出し、各領域の境界は要素が固着するように設定した。メッシュサイズは腐食を再現した領域は 1mm、それ以外は 10mm とした。



(a) 孔食を有するレール

(b) 底部腐食を有するレール

図 6 要素分割例

4. 試験結果と考察

4.1 レール曲げ疲労試験結果

疲労試験の結果を表 3 に示す。試験体 No.5 と No.18 が未破断で、残りの 23 本は破断に至った。未破断であった 2 本のレールの減肉量はわずかであり、著しい腐食がみられなかったため、破断に至らなかったと考える。また、破断に至った 23 本のうち No.2 と No.7 の 2 本は、レール底面の形状測定範囲 ($-100\text{mm} \leq Y \leq 100\text{mm}$) の外側で破断した。そのため、今後の議論から除外する。図 7 に試験後のレールの破断面の例を示す。拡大図中における黄色点線の内側領域の平滑な破面が疲労破壊領域である。また、その外側領域は、疲労破壊領域と比較して粗い破面となっており、急速にき裂が進展した脆性破壊領域である。疲労破壊の起点となった位置を観察すると、No.25 のみ底側部であり、それ以外はレール底面であった。

図 8 に疲労試験の結果と既往の研究⁵⁾で得られている一般的な明かり区間に敷設された経年レール（平均累積通過トン数：5.4 億トン）の S-N 曲線を示す。未破断であった試験体 No.5, 18 を除き、腐食したレール

ルの疲労強度は過去に報告された経年レールの疲労強度を下回ることが確認された。疲労強度の低下は腐食によるレール底部の孔食や減肉に起因していると考えられる。

表3 レール曲げ疲労試験

No.		σ_A [MPa]	[回]	破壊起点
孔食	1	370	49,217	底面
	2	220	392,301	測定範囲外
	3	370	88,131	底面
	4	370	46,959	底面
	5	220	未破断	—
	6	280	146,649	底面
	7	280	280,758	測定範囲外
	8	220	903,620	底面
	9	220	184,637	底面
	10	280	134,530	底面
	11	370	70,554	底面
	12	220	511,719	底面
	13	220	263,311	底面
	14	370	41,490	底面
	15	280	70,252	底面
底部腐食	16	250	111,225	底面
	17	250	163,558	底面
	18	220	未破断	—
	19	280	50,155	底面
	20	220	255,098	底面
締結凹み	21	250	182,396	底面
	22	250	188,509	底面
	23	220	191,095	底面
	24	280	121,409	底面
	25	220	324,973	底側部

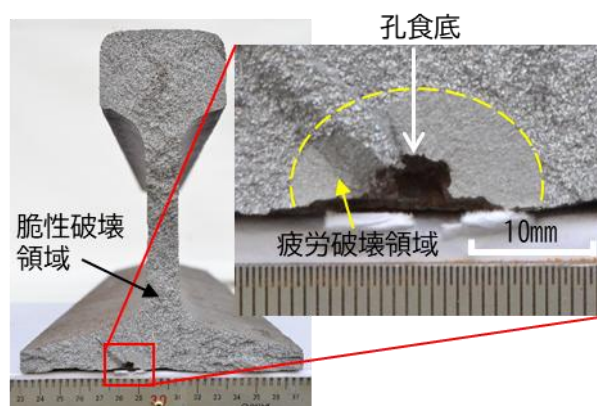


図7 破断面の例 (No.9)

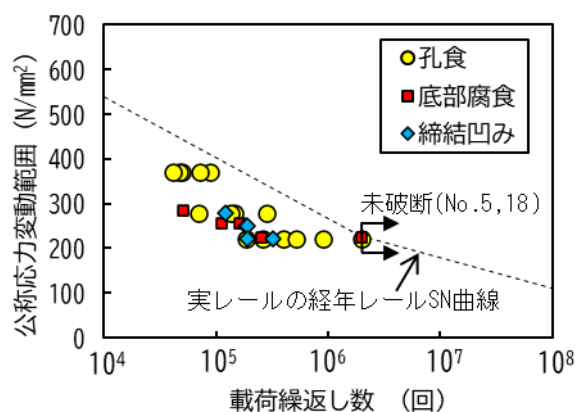


図8 疲労試験結果

4.2 応力解析結果

図9に破壊起点近傍におけるFEMで算出したY方向応力分布の例を示す。ただし、縦軸はレール底面付近の破壊起点における最大応力 $\sigma_{y\max}$ で無次元化した応力である。ここで、FEMにおける破壊起点は、疲労試験後のレールの破面観察を行い、試験レールとFEMモデルの位置関係を一致させた状態で、孔食を有するレールでは疲労き裂が発生した孔食の孔食底、すなわち図7の白矢印で指し示したような孔食における最大深さ位置とし、底部腐食または締結凹みを有するレールでは疲労き裂が発生した凹部の内部で最大の応力が発生した位置とした。この結果から、式(1)を用いて破壊起点における応力勾配 χ を算出した。

$$\chi = \frac{1}{\sigma_{y\max}} \left| \frac{\partial \sigma_y}{\partial z} \right|_{z=0} \quad (1)$$

なお、破壊起点における応力勾配 χ は、図9の点線に示す σ_y の非線形回帰モデルの $z=0$ における傾きのことであり、図9の実線のようになる。非線形回帰モデルは式(2)とし、残差平方和が最も小さくなるように係数 α , β , γ , δ を定めた。

$$\sigma_y / \sigma_{y\max} = \alpha \exp(\beta + \gamma z) + \delta \quad (2)$$

表4に破壊起点におけるFEMで算出した応力変動範囲 σ_{AFEM} と応力勾配 χ について示す。解析における公

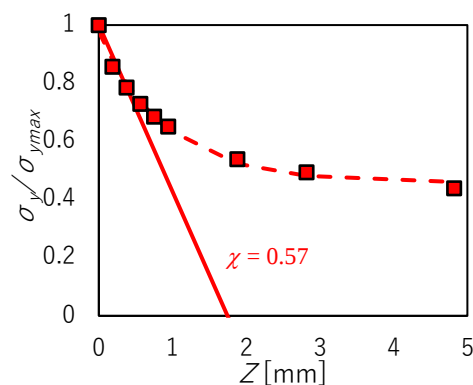


図9 破断起点近傍のY方向応力分布 (No.9)

表4 FEMで算出した応力変動範囲 σ_{AFEM} と応力勾配 χ

No.	σ_{AFEM} [MPa]	χ	No.	σ_{AFEM} [MPa]	χ
1	664	0.48	14	777	0.87
3	619	0.31	15	916	0.81
4	685	0.38	16	564	0.35
6	344	0.06	17	507	0.28
8	248	0.05	19	577	0.27
9	514	0.57	20	508	0.28
10	588	0.59	21	503	0.26
11	415	0.02	22	511	0.29
12	258	0.04	23	557	0.35
13	487	0.51	24	573	0.39

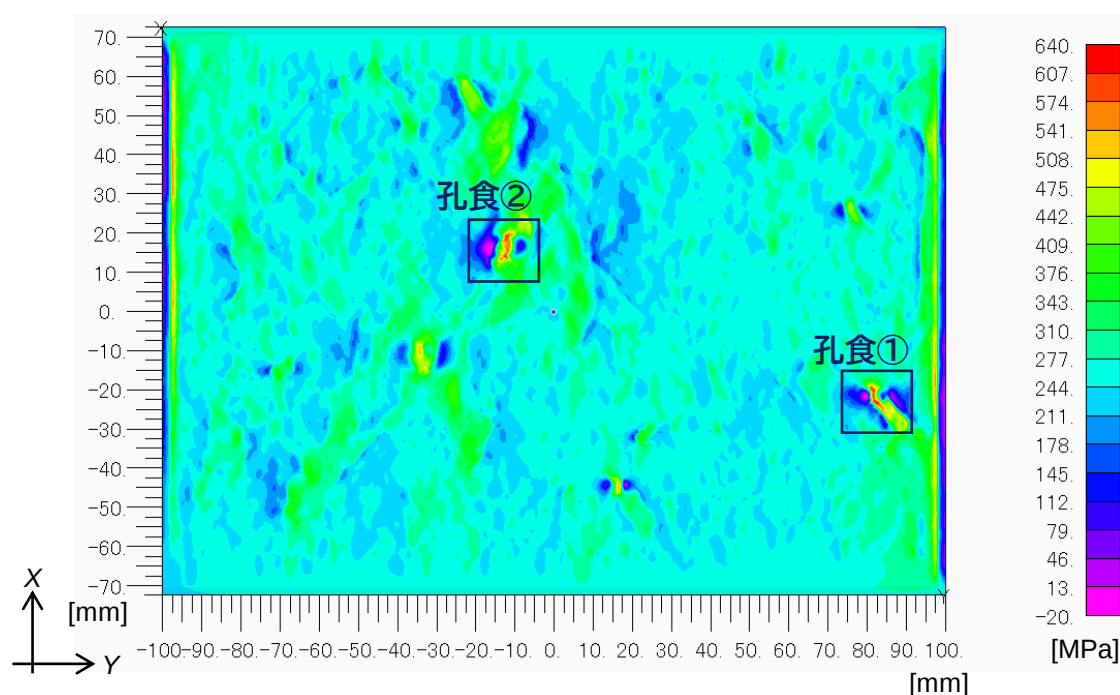


図10 レール底面におけるY方向応力分布 (No.9)

称応力変動範囲 σ_f は、前述の通り、試験と同一の荷重を載荷しているため表2と同じ値であるが、破壊点におけるFEMで算出した応力変動範囲 σ_{AFEM} は形状変化による応力集中が加味されるため公称応力変動範囲 σ_f よりも大きくなる。これらの値を用いて、次節にて曲げ疲労試験における腐食レールの破断時荷重回数を推定していく。

なお、No.25は、前述の通り、破壊起点が底側部にあった。ここではZ方向の疲労き裂進展を前提として、Z方向の応力勾配を算出しているため、これ以降の議論ではNo.25の結果を除外する。また、No.15の破断位置における応力変動範囲 σ_{AFEM} は916MPaであり、疲労試験における最大荷重が載荷されたときの発生応力は1014MPaであった。この値は、レール鋼の引張強度(992MPa)⁶⁾よりも大きな値である。そのため、No.15の解析結果は実機の疲労現象を再現できていない可能性がある。そのため、これ以降の議論では、No.15の結果も除外する。

応力解析結果の一例として、図10に孔食を有するレール(No.9)のレール底面におけるY方向応力分布を示す。なお、ここで示すY方向応力は疲労試験における最大荷重344.3kN(公称応力250MPa)が載荷さ

表5 No.9の孔食における各種数値

孔食	孔食底深さ [mm]	孔食底応力変動範囲 σ_{AFEM} [MPa]	χ
①	5.39	563	0.62
②	5.18	514	0.57

れたときの分布である。No.9 レールには、孔食底の深さが5mm以上の孔食が2箇所あった。表5にこれら2つの孔食の孔食底における深さ、応力変動範囲、応力勾配をまとめた。No.9 レールの破壊起点は図10中の孔食②の内部にあった。孔食②は孔食①と比べ、応力は10%程度小さく、応力勾配も小さい値であった。応力がほぼ同じであるとき、応力勾配が小さいほど、破断位置近傍での応力低下の度合いが小さくなる。そのため、応力勾配が小さいほど材料に対して厳しい応力状態になり、疲労限度が低下する⁷⁾。このことからNo.9は最大応力発生位置との応力の差が10%程度以内、かつ応力勾配が小さいことによって、破断位置が決まったと考えられる。つまり、孔食が発生したレールの破断位置は最大応力と応力勾配の影響によって定まるといえる。

4.3 実応力と応力勾配を用いたレール疲労強度評価

Siebelらは「応力集中箇所の最大応力 σ_{max} 」と「平滑材の疲労限度 σ_{w0} 」の比(σ_{max}/σ_{w0})が応力勾配で決まることを見出している⁸⁾。ここで、このSiebelらの考え方を基に、「腐食レールが载荷回数 N 回で破断した時の破断位置における最大応力 σ_{max} 」と「载荷回数 N 回で破断した時の新品レールの時間強度 σ_{t0} 」の関係を以下の式(3)で表す。なお、時間強度とは、指定した载荷回数で疲労破壊が起こらない上限の負荷応力のことをいう。

$$q = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{t0}} = \frac{K_t \sigma_t}{\sigma_{t0}} = \frac{K_t}{K_f} \quad (3)$$

ここで、 K_t ：応力集中係数、 K_f ：切欠き係数、 σ_t ：腐食レールの時間強度である。また、ここでいう「新品レール」とは、レール製造後、軌道への敷設履歴がない圧延黒皮つきのレールのことをいう。

この式(3)を言い換えると、「破断時载荷回数 N における腐食レールの見かけの時間強度／破断時载荷回数 N における新品レールの時間強度」となる。つまり、式(3)で表される係数 q は、腐食レールの見かけの時間強度を新品レールの時間強度で補正するための係数である（以下、係数 q のことを「時間強度補正係数」という）。これは前述したSiebelらが示した応力集中箇所の最大応力 σ_{max} と平滑材の疲労限度 σ_{w0} の比と同様のものと考えることとする。ところで、構造部材において断面形状が急激に変化する部分を「切欠き」と呼ぶ。本試験において図7で示したような破壊起点になった孔食や凹部は、切欠きと見なすことができる。これらの切欠きが極めて小さい場合や浅い場合には、切欠きの寸法（深さ）と切欠きの最深部である「切欠き底」の破壊に関する領域の寸法（き裂発生に対しては結晶粒ないし副結晶粒程度の大きさ、き裂伝ぱに対しては停留き裂の長さ）が同程度になるために、式(3)で示した関係は成り立たなくなる⁹⁾。切欠きをき裂とみなすか否かを判断する分かれ目として、「分岐点」という概念がある¹⁰⁾。分岐点における切欠き半径（切欠き底の曲率半径）を ρ_0 とすると、それを前後にして疲労限度が疲労強さによって決まる場合（ $\rho > \rho_0$ ）と、停留き裂が発生し疲労限度がき裂強さによって決まる場合（ $\rho < \rho_0$ ）がある。 ρ_0 は材質だけでほぼ決まる値である。ここで、レール鋼の ρ_0 は不明であるが、引張強度が同程度の炭素鋼の ρ_0 は0.1～0.25mm程度である¹¹⁾。今回、破壊起点の切欠き半径を形状測定結果から作成したFEMモデル、または、疲労試験の破面観察結果を用いて導出すると表6のようになる。FEMモデルから破断起点の切欠き半径を導出する際には、図11のように、破壊起点を含むYZ平面における断面形状と一致するように断面形状上

の3点を通る二次曲線を導出し、その二次曲線の頂点の曲率半径を破壊起点の切欠き半径とした。ここで、No.12の破面を図12に示す。拡大図中における黄色点線の内側領域の平滑な破面が疲労破壊領域である。破面観察より、破壊起点の凹凸が1mm以下であることがわかり、切欠きが極めて小さい状態だといえる。これと同様の破面を示したNo.6, 8, 11については、切欠き半径が1mm以下と判断した。それ以外のレールは、炭素鋼の ρ_0 に対して切欠き半径が十分大きいいため、今回提案した最大応力と応力勾配を用いた手法を適用できると考える。

表6 破壊起点の切欠き半径

No.	切欠き半径 [mm]	No.	切欠き半径 [mm]
1	2.34	14	1.64
3	6.10	16	1.53
4	2.01	17	4.61
6	1mm 以下	19	3.44
8	1mm 以下	20	6.09
9	2.94	21	2.27
10	3.51	22	10.77
11	1mm 以下	23	1.43
12	1mm 以下	24	2.93
13	2.34		

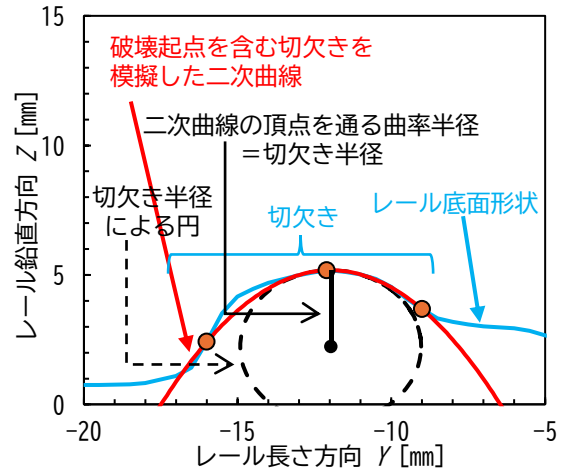


図11 切欠き半径の導出例 (No. 9)

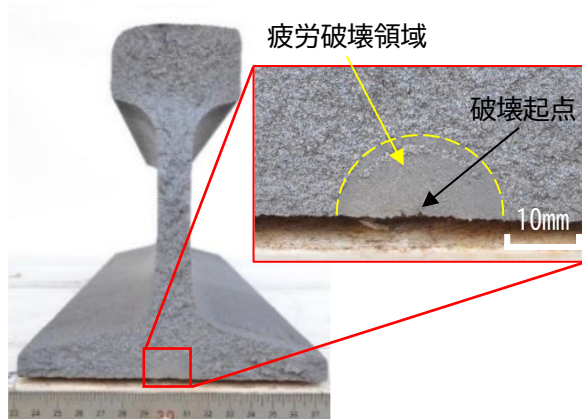


図12 破断面(No.12)

今回試験したレールのうち、形状測定範囲内において破断し、破壊起点がレール底面にあり、その切欠き半径が1mm以上であった15本のレールについて、時間強度補正係数 q と応力勾配 χ の関係を図13に示す。破線は切片を1とした回帰直線である。このときの相関係数 R は0.70であり、強い正の相関がみられた。

時間強度補正係数 q と応力勾配 χ の関係をを用いた腐食レールの破断時載荷回数 N の予測精度を検証した。ここで、試験レールの破断位置と破断位置の応力 $\sigma_{\max}$ 、応力勾配 χ が既知であるとして、時間強度補正係数 q から新品レールの時間強度 σ_{t0} を算出する。この新品レールの時間強度 σ_{t0} と新品レールのS-N曲線を用いて、腐食レールの推定破断時載荷回数 N_E を算出した。疲労試験結果の具体的な推定方法を以下に示す。

- (1) 腐食レールの形状を取得しFEM解析を行うことで、破壊起点のY方向応力 $\sigma_{\max}$ 、応力勾配 χ を算出する。
- (2) 図12から求めた時間強度補正係数 q と応力勾配 χ の関係式より、破断位置における応力勾配 χ から時間強度係数 q を算出する。

- (3) 破壊起点における最大荷重載荷時と最小荷重載荷時の Y 方向応力の差である応力変動範囲 σ_A を求める。
- (4) 式(3)を用いて、応力変動範囲 σ_A を q で除すことにより、腐食レールを新品レールと考えた時の時間強度 σ_{t0} を算出する
- (5) 新品レールの S-N 曲線より、 σ_{t0} のときの推定破断時載荷回数 N_E を算出する。なお、新品レールの S-N 曲線は過去に実施された新品レールの曲げ疲労試験結果¹²⁾ から最小二乗法により、以下の式(4)のように算出した。

$$S = -167 \log_{10} N + 1362 \quad (4)$$

今回試験したレールのうち、時間強度補正係数 q と応力勾配 χ の関係式を導出する際に用いた 15 本のレールについて、本手法を用いて推定破断時載荷回数 N_E と実際の破断時載荷回数 N を比較した結果を図 14 に示す。なお、図中の破線は推定値と実験値の比が 0.5 から 2 の範囲を示している。今回の推定破断時載荷回数 N_E は、破線の範囲内にプロットされた。以上より、時間強度補正係数 q と応力勾配 χ の関係を用いて破断位置の応力 $\sigma_{\max}$ と応力勾配 χ を評価することで、腐食によって生じた様々な形状において、時間強度を 0.5～2 倍の精度で推定できることがわかった。実軌道に敷設されたレールについても、腐食レールを撤去、あるいは持ち上げてレール底面形状を取得できれば、本手法を用いることで疲労試験をすることなくレールの疲労寿命を推定できる可能性がある。なお、予測値を基にしたレール交換等を検討する場合には、2 倍程度の安全率を見込む必要がある。さらに、ここまでの議論では破壊確率が 50% の S-N 曲線を用いており、破壊確率が小さい S-N 曲線を用いることで、より安全側の評価もできる。

なお、現時点では実軌道に敷設された状態でレール底面を含めたレール底部全体の形状を精緻に取得する手法は実用化されていない。本手法を実軌道に敷設された状態のレールに適用するためにはレール底部の形状を取得する手法や破断位置の推定する手法等の更なる検討が必要である。また、実際に敷設されたレールの場合、疲労き裂が進展する間にもレールの腐食が進むことが考えられる。現在の疲労試験ではこの点を考慮することができない。そのため、今後の課題として、腐食の進行も考慮した実物大レールにおける疲労試験の実施がある。

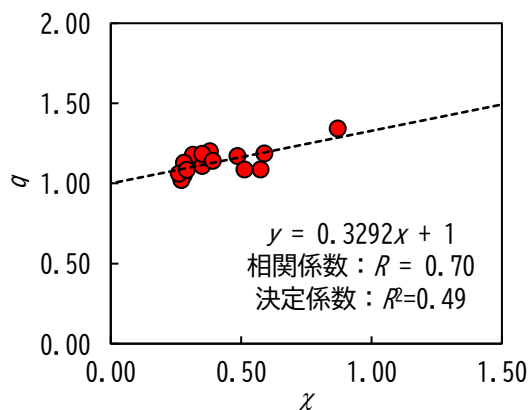


図 13 時間強度補正係数と応力勾配の関係

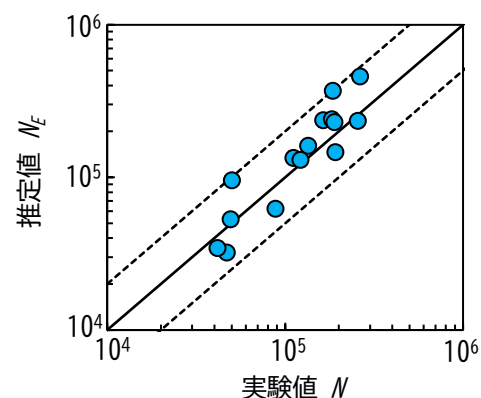


図 14 破断時載荷回数の推定値と実験値の比較

5. まとめ

本研究では、腐食したレールに対して疲労試験および FEM による応力解析を実施し、レールに曲げ荷重

を作用させた際に腐食欠陥の近傍で発生する応力と応力勾配に着目して疲労強度を評価する手法を試みた。

- (1) 今回試験を実施したレールのうち、腐食による減肉がみられたレールの疲労強度は、過去に報告された一般的な明かり区間に敷設された経年レールのそれを下回ることが確認された。
- (2) 腐食によって孔食が発生したレールの破断位置は最大応力と応力勾配によって定まる。
- (3) 提案した疲労強度の評価手法は、新品レールの疲労強度と腐食レールの見かけ上の疲労強度の関係を示すパラメータである時間強度補正係数と応力勾配を用いることで、腐食レールの時間強度を 0.5～2 倍の範囲で推定できることがわかった。

文 献

- 1) 細田充, 片岡宏夫, 高須豊, 弟子丸将: 腐食・電食環境下におけるレールの余寿命評価, 鉄道総研報告, Vol.27, No.4, pp.5-10, 2013
- 2) 水谷淳, 細田充, 山本隆一: 極値統計法による腐食レールの最大さび厚の推定および腐食程度毎のレールの疲労強度の解明, 保全学, Vol. 20, No. 1, pp. 87-92, 2021
- 3) 細見直史, 貝沼重信: コンクリート境界部で腐食した鋼構造部材の疲労挙動に関する基礎的検討, 土木学会論文集 A, Vol.64, No.2, pp.333-349, 2008
- 4) 吉川秀典, 石丸滉大, 鄧鋼, 古池仁暢, 朱世杰: 実応力を用いた曲げ疲労強度評価法の検討 (見かけの曲げ疲労強度と危険点における深さ方向の応力勾配との関係), 日本機械学会九州支部講演論文集, Vol.72, 2019, DOI: 10.1299/jsmekyushu.2019.72.H22
- 5) Deshimaru, T. Kataoka, H. and Abe, N.: Estimation of Ser-vice Life of Aged Continuous Welded Rail, Quarterly Re-port of RTRI, Vol. 47, No. 4, pp. 211-215, 2006.
- 6) 越智保雄, McEvily, A J.: 数種のレール鋼における疲労き裂伝ば特性および破壊靱性特性の評価, 日本機械学会論文集 A 編, Vol.53, No.491, pp.1273-1280, 1987, DOI: 10.1299/kikaia.53.1273
- 7) 中村孝: 金属疲労の基礎知識, 鋳造工学, Vol.79, No.2, pp.58-69, 2007
- 8) Siebel, E. and Stieler, M., Ungleichformige Spannung-sverteilung bei Schwingender Beanspruchung, VDI Z, Vol. 97, No.5, pp.121-126, 1955 (in Germany).
- 9) 村上敬宣: 金属疲労微小欠陥と介在物の影響, 養賢堂, pp.33-35,63-64, 2004
- 10) 陳玳珩: 金属疲労強度学疲労き裂の発生と伝ば, 内田老鶴圃, pp.53-70, 2015
- 11) 西谷弘信: 停留き裂 (切欠き), 材料, Vol.26, No.282, pp.296-306, 1977
- 12) 山崎立良: 自然暴露による腐食実物レールの曲げ疲労特性, 鉄道技術研究所速報, No.80-24, pp.1-28, 1980

鉄道総研報告

RTRI REPORT

地盤・構造物の減衰が応答変位法における 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 Ground and Structure Damping on Combination of Inertia Force and Ground Displacement in Seismic Deformation Method

Niki TANAKA Kimitoshi SAKAI

The seismic response values of pile foundation structures are calculated using the seismic deformation method, which uses inertia force and ground displacement. This paper presents a study that aims to achieve a highly accurate estimation of the combination of inertia force and ground displacement. Specifically, dynamic analyses were conducted for various types of grounds and structures under conditions where either damping was varied. The combination coefficients of the actions were then compiled and discussed. The result clarified that the combination coefficients of the actions change with the damping of the grounds and structures. Using this trend of change, a simple formula has been proposed to calculate the combination coefficient of the actions, taking into account the effect of damping. Using the proposed method, it is possible to set more appropriate coefficients than before, taking into account the damping effects on the ground and structure.

キーワード：減衰，応答変位法，慣性力，地盤変位

1. はじめに

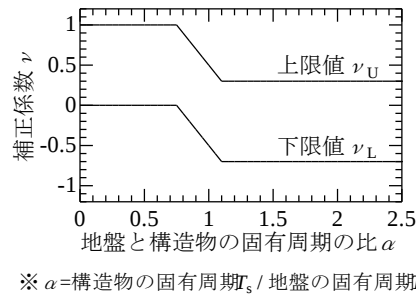
杭基礎などの深く根入れされた基礎構造物は、地震時に上部工からの慣性力だけでなく、地盤変位の影響も強く受ける。そのため、耐震設計において両者の影響を適切に考慮することが重要であり、鉄道構造物の設計では応答変位法が用いられている¹⁾。

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。そのため、地震作用の適切な設定という観点では、慣性力と地盤変位の組合せを適切に考慮することも必要となる。この慣性力と地盤変位の組合せに関する検討は以前から実施されており^{例えば 2)3)}、これらの成果が建築基礎構造物⁴⁾や鉄道構造物¹⁾の設計に反映されている。例えば「鉄道構造物等設計標準・同解説（耐震設計）」¹⁾（以下、鉄道標準）においては、構造物の固有周期 T_s と地盤の固有周期 T_g の比 a に対する組合せ係数の簡易な設定法（図1、式(1)、(2)）が提示されている。ただし、この組合せ係数は限られた実験、解析に基づいて設定されたものであるため、改良の余地が多く残されている。

【上限値 w 】	$w_U = 1.0$	$(\alpha \leq 0.75)$	(1)
	$w_U = -2.0\alpha + 2.5$	$(0.75 < \alpha \leq 1.10)$	
	$w_U = 0.3$	$(1.10 \leq \alpha)$	
【下限値 u 】	$u_L = 0.0$	$(\alpha \leq 0.75)$	(2)
	$u_L = -2.0\alpha + 1.5$	$(0.75 < \alpha \leq 1.10)$	
	$u_L = -0.7$	$(1.10 \leq \alpha)$	

* 元 鉄道地震工学研究センター 地震応答制御研究室

** 鉄道地震工学研究センター 地震応答制御研究室

図1 慣性力と地盤変位を組み合わせるための補正係数¹⁾

これを踏まえて筆者らは近年、慣性力と地盤変位を組み合わせるための係数（以降、補正係数 ν ）の高度化に向けた検討を行っている⁵⁾⁶⁾。これら検討では、地盤の固有周期 T_g の変化⁵⁾や、地盤・構造物の非線形⁶⁾の程度⁶⁾が補正係数 ν に与える影響を把握するとともに、この影響を考慮した補正係数 ν の算定式を提案している。

これらは主に、地盤・構造物の振動の繰り返し回数や周期特性の変化に着目したものである。その一方で、大規模地震時には地盤・構造物の非線形挙動に伴って、各要素の減衰特性が大きく変化する。また、構造物が線形挙動をする条件においても、地中部と地上部の振動寄与率によって減衰特性が大きく変化することが確認されている⁷⁾。このような地盤・構造物の減衰の変化が、補正係数 ν に影響を与える可能性が考えられるが、この影響を分析した事例はほとんどない。

そこで本稿では、地盤・構造物それぞれの減衰の変化が、慣性力と地盤変位の組合せを表現する補正係数 ν に与える影響を把握した検討⁸⁾について報告する。具体的には、地盤と構造物の減衰定数を変化させた条件で、多様な地盤・構造物の組合せに対して地震応答解析を実施する。この結果を整理することで、補正係数 ν の傾向を把握するとともに、これを考慮した補正係数 ν の算定式を提案する。

なお、解析結果の考察を容易とするため、本検討では地盤・構造物ともに線形弾性体とした条件で解析を実施する。L2地震時には地盤・構造物とも大きく非線形化することが想定されるが、この時には著者らが提案している手順⁶⁾に従って各要素の塑性化に伴う周期特性の変化を考慮するとともに、今回得られた知見に基づいて塑性化に伴う減衰変化の傾向を考慮することで、塑性化に伴う周期、減衰の変化を適切に考慮可能となる。

2. 解析条件・結果の整理方法

2.1 地盤の応答解析の条件

地盤の応答解析には、時間領域の動的解析法を用いる。対象地盤は、多様な地層構成を有する50地盤⁹⁾を用いる。50地盤の減衰は、各地盤の地層構成、土質区分、せん断剛性等に基づいたQ値の提案式¹⁰⁾をもとにしたレーリー減衰が設定されている⁹⁾。この減衰の周波数依存の形状を維持したまま、1次固有振動数の減衰定数が0.05となるようにレーリー減衰の係数 a 、 b を調整した。これを $h_g=0.05$ の基本ケースとする。

続いて、地盤の減衰の影響に着目した検討を行う際（3.1節）には、地盤の減衰定数 h_g を0.01~0.30の間で変化させる。この時には、レーリー減衰の係数を基本ケースから定数倍する。

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II）¹⁾を共通して用いる。

2.2 構造物の応答解析の条件

地盤応答解析によって得られた地表面地震動を入力とした構造物の応答解析を実施することで、構造物天端の応答を算定する。構造物は等価な1自由度モデルで表現する。構造物の固有周期 T_s は、最終的な補正係数 ν の算定結果を地盤と構造物の固有周期比 α ($= T_s/T_g$) で整理することを念頭に、各地盤の固有周期 T_g に対して周期比 α が 0.1~2.5 まで 0.1 刻みで 25 タイプとなるように設定する。構造物の減衰定数 h_s は 0.05 を基本とし、構造物の減衰の影響に着目した検討時 (3.2 節) には、この減衰定数 h_s を 0.01~0.30 の間で変化させた。

なお、ここまで述べた地盤・構造物の減衰は、それぞれの非線形挙動に伴う履歴減衰も含めた等価減衰を想定したものである。そのため 30% という比較的大きな減衰まで設定している。また減衰が大きくなると、系の減衰固有振動数も変化するが、今回の減衰範囲ではせいぜい数% の変化であるため、この影響は無視して結果の整理を行う。

以上の条件に基づいて、地盤・構造物の動的解析を網羅的に実施することで、各条件における応答波形が得られる。これらの応答波形から補正係数 ν を算定することになるが、整理の手順は既往の検討^{5) 6)}と同様であるため、紙面の都合上省略する。

3. 減衰の変化が補正係数 ν に与える影響

3.1 地盤の減衰定数 h_g が補正係数 ν に与える影響

3.1.1 補正係数 ν の算定結果

ここでは、地盤の減衰 h_g が補正係数 ν に与える影響を把握する。具体的には、構造物の減衰定数を $h_s=0.05$ に固定した上で、地盤の減衰定数を変化させた条件で解析を行い、 h_g 毎に補正係数 ν を整理する。得られた周期比 α と補正係数 ν の関係を図 2 に示す。

全体的な傾向として、補正係数 ν は下限値、上限値とも鉄道標準による取り扱い (図 1)¹⁾ と同様に右下がりの傾向を示している。これは周期比 α で表現することで、地盤と構造物の振動が同位相から逆位相に変化する傾向を表現したものである。

続いて地盤の減衰定数 h_g の変化に伴う補正係数 ν の変化に着目する。周期比 α が 0.7 程度以下の領域では、補正係数 ν は地盤の減衰 h_g によらず概ね同程度の値となっている。その一方で、周期比 α が 0.7 程度よりも大きくなると、地盤の減衰 h_g が小さいほど補正係数 ν が小さくなっている。これは上限値 (図 1 (a))、下限値 (図 1 (b)) とともにみられる傾向である。

3.1.2 地盤の減衰定数 h_g の影響の解釈

図 2 で得られた地盤の減衰 h_g の違いが補正係数 ν に与える影響を解釈するため、固有周期 $T_g=1.006$ s の地

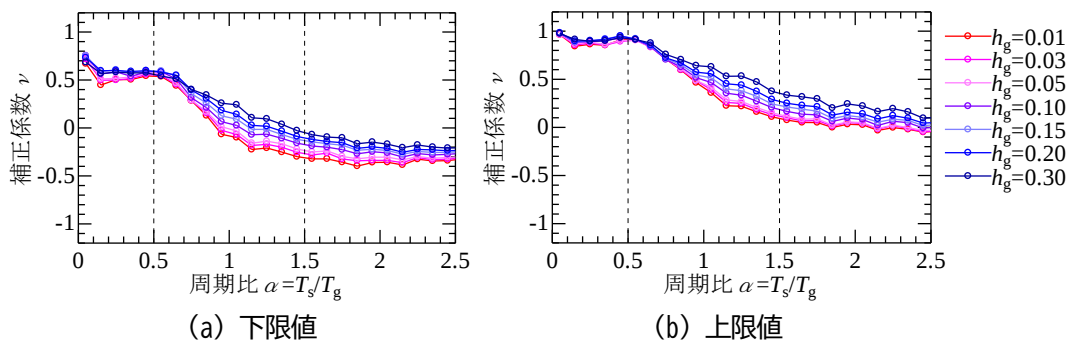


図 2 地盤の減衰 h_g が変化した場合の補正係数の算定結果

盤に絞って考察を行う。まず、この地盤の減衰定数 h_g を 0.01 から 0.30 まで変化させた条件における地盤変位波形の主要動付近の拡大図と各減衰の最大値をまとめて図 3 に示す。当然のように、減衰 h_g が小さいほど変位振幅が大きくなっている。

続いて、地盤の減衰 $h_g = 0.03, 0.20$ の条件に絞って、地盤応答を正規化した結果を図 4 に、構造物の固有周期 $T_s = 1.509s$ における応答変位波形（正規化後）を図 5 に示す。まず、地盤変位（図 4）の絶対値が最大となる時刻は、減衰 h_g によらず 13 秒付近であるが、それ以降の振幅は減衰 h_g が小さい条件の方が相対的に大きくなっている。その一方で、正規化した構造物応答（図 5）は地盤の減衰 h_g によらず概ね同様となっている。

以上の傾向を踏まえて、周期比 $\alpha = 0.5$ ($T_s = 1.006s$)、 $\alpha = 1.5$ ($T_s = 1.509s$) の条件（図 2 の縦破線）における地盤・構造物応答波形を比較する。 $\alpha = 0.5$ における地盤・構造物の応答波形を図 6 に、 $\alpha = 1.5$ の応答波形を図 7 に示す。

周期比 $\alpha = 0.5$ の結果（図 6）を見ると、地盤と構造物は概ね同位相で振動するため、地盤・構造物の応答波形は類似している。そのため地盤の減衰定数 h_g の大小によらず、地盤と構造物の変位が同時に最大となりやすい。

その一方で、周期比 $\alpha = 1.5$ の結果（図 7）を見ると、地盤・構造物の振動波形には位相ずれがみられるとともに、構造物応答は徐々に成長する。地盤変位が最大となる瞬間（ $T = 13.0s$ ）において、構造物応答は成長途中であり、結果として補正係数 ν の値は小さい。また図 5 で示したように、構造物応答の波形形状は、地盤減衰の影響をあまり受けなため、結果的に地盤変位最大時の補正係数 ν は地盤減衰に依らず小さい値となっている。これに対して、構造物変位が最大となる瞬間（図 7(a) : $T = 14.1s$, 図 7(b) : $T = 15.5s$ ）は、地盤変位が減衰する段階であり、図 4 で示したように地盤減衰が小さいほど振幅が大きくなる。そのため、地盤の減衰定数 h_g が小さいほど補正係数 ν が絶対値としては大きく（逆位相で振動する傾向が強いため、値としては小さく）なる傾向がみられる（図 7(a) : $\nu = -0.68$, 図 7(b) : $\nu = -0.20$ ）。

以上のように、地盤の減衰 h_g の変化は、周期比 α が 1 より大きくなる条件で顕著となり、減衰 h_g が小さいほど補正係数 ν が減少する傾向が強くなると解釈できる。

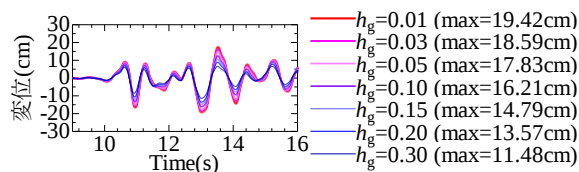


図 3 地盤の減衰 h_g が変化した場合の地盤応答 ($T_g = 1.006s$)

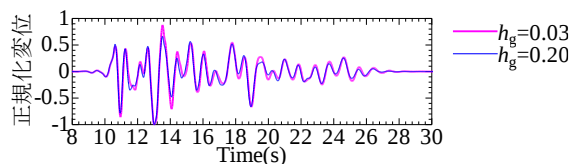


図 4 正規化した地盤応答 ($T_g = 1.006s$)

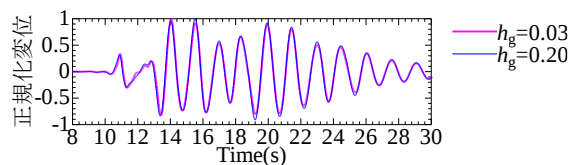
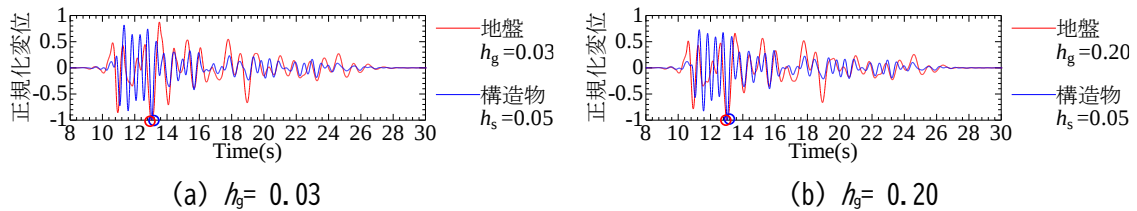
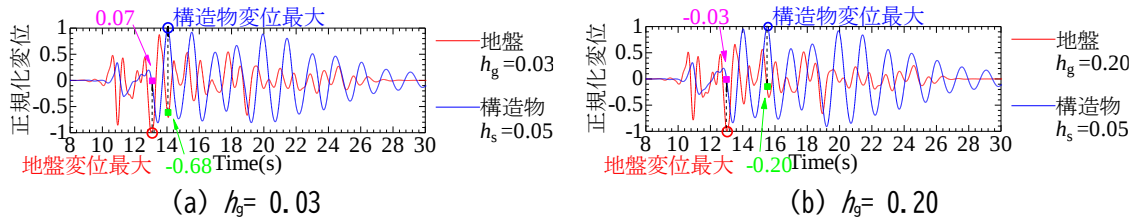


図 5 正規化した構造物応答 ($T_g = 1.006s$, $T_s = 1.509s$, $h_s = 0.05$)

図6 周期比 $\alpha=0.5$ の場合の正規化した地盤、構造物の時刻歴応答波形 ($T_g=1.006s$, $T_s=0.503s$)図7 周期比 $\alpha=1.5$ の場合の正規化した地盤、構造物の時刻歴応答波形 ($T_g=1.006s$, $T_s=1.509s$)

3.2 構造物の減衰定数 h_s が補正係数 ν に与える影響

3.2.1 補正係数 ν の算定結果

次に、構造物の減衰 h_s の変化が補正係数 ν に与える影響について整理する。これは前節とは逆に、地盤の減衰を $h_g=0.05$ に固定した上で、構造物の減衰定数 h_s を 0.01~0.30 の範囲で変化させた条件で整理を行う。それぞれの減衰定数の組合せ毎に補正係数 ν を算出するとともに、周期比 a ごとの平均値を算定した。得られた周期比 α と補正係数 ν の関係を図8に示すが、全体的な右下がりの傾向は図2と同様である。

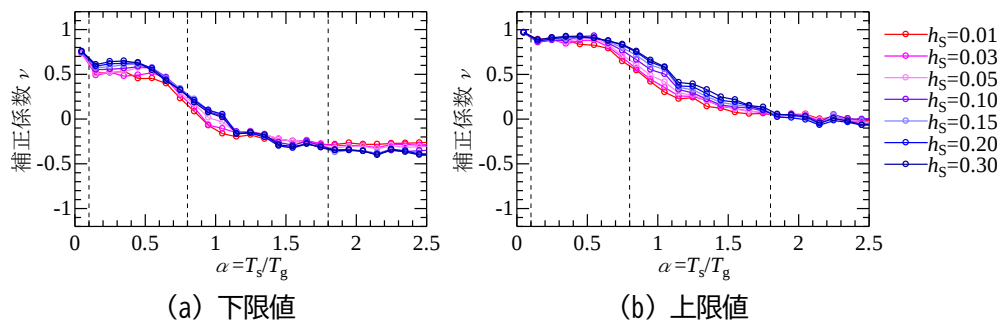
まず図8(a)に示した下限値の結果を見ると、周期比 α が $0 \leq \alpha \leq 1.3$ の範囲において構造物の減衰定数 h_s が小さいほど補正係数 ν が小さくなるとともに、これ以上 ($1.3 \leq \alpha$) の範囲では減衰の影響は相対的に小さい。

上限値の結果（図8(b)）では、周期比 $a=0.1$ 付近、 $1.8 \leq a$ の範囲では構造物減衰 h_s が変化しても ν は概ね同等である。その一方で、 $0.3 \leq a \leq 1.8$ 程度の範囲では、減衰 h_s が小さいほど補正係数 ν が小さくなっていく。

以上のように、下限値、上限値とも限られた周期比 α において、構造物減衰 h_s の影響を受ける傾向がみられた。

3.2.2 構造物の減衰定数 h_s の影響の解釈

図8の傾向を解釈するための考察を行う。まず、地盤を前節と同様（周期 $T_g=1.006s$ ）とした上で、周期比 $\alpha=0.8$ ($T_s=0.805s$) とした条件での構造物減衰 h_s 毎の構造物応答波形をまとめて図9に示す。これより、

図8 構造物の減衰 h_s が変化した場合の補正係数の算定結果

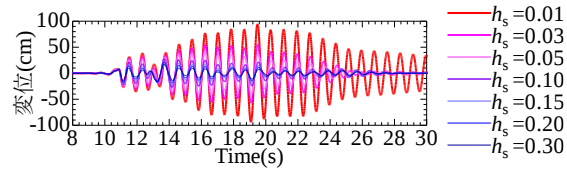


図9 構造物の減衰 h_s が変化した場合の構造物の応答波形 ($T_g=1.006s$, $T_s=0.805s$)

構造物の減衰定数 h_s が小さいほど、構造物応答が成長するために必要な時間と振動全体の継続時間が長くなっている。

続いて、構造物の減衰を $h_s=0.03, 0.20$ に絞って、周期比 $\alpha=0.1, 0.8, 1.8$ とした条件での正規化した地盤・構造物応答を図10～図12に示す。

まず周期比 $\alpha=0.1$ の結果(図10)を見ると、地盤・構造物は同位相かつ類似した波形形状となっており、両者はほぼ同じタイミングで最大となっている。

次に周期比 $\alpha=0.8$ の条件(図11)では、地盤振動によって構造物応答が徐々に増幅するため、構造物減衰が小さい場合(図11(a))では、構造物の振動継続時間が長くなる。一方で、構造物の減衰が大きくなる(図11(b))と、構造物応答の成長が限定的であり、結果として構造物応答は地盤と類似した形状になる。これによって、構造物の減衰 h_s が小さいほど補正係数 ν が小さくなったと考えられる。

最後に、周期比 $\alpha=1.8$ の条件(図12)では、地盤と構造物が逆位相で振動している。また、構造物減衰が小さい条件(図12(a))では、構造物応答が十分成長しきる前に地震動が終了している。その一方で構造物の減衰が大きい条件(図12(b))では、図11(b)と同様に構造物応答の成長が限定的である。結果的に構造物減衰の大小によらず構造物応答の成長が限定的になり、補正係数 ν に与える構造物の減衰 h_s の影響が相対的に小さかったと解釈できる。

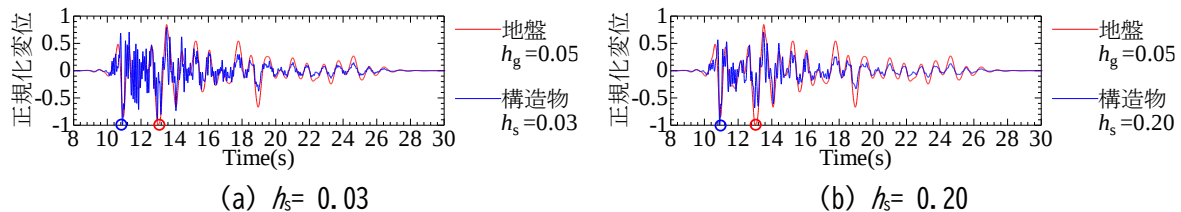


図10 周期比 $\alpha=0.1$ の場合の正規化した地盤、構造物の時刻歴応答波形 ($T_g=1.006s$, $T_s=0.101s$)

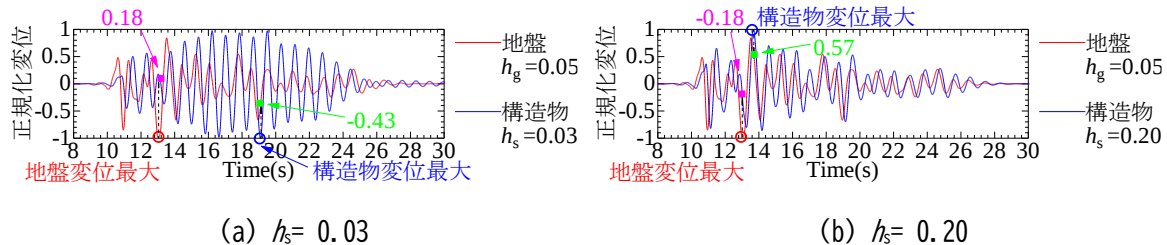


図11 周期比 $\alpha=0.8$ の場合の正規化した地盤、構造物の時刻歴応答波形 ($T_g=1.006s$, $T_s=0.805s$)

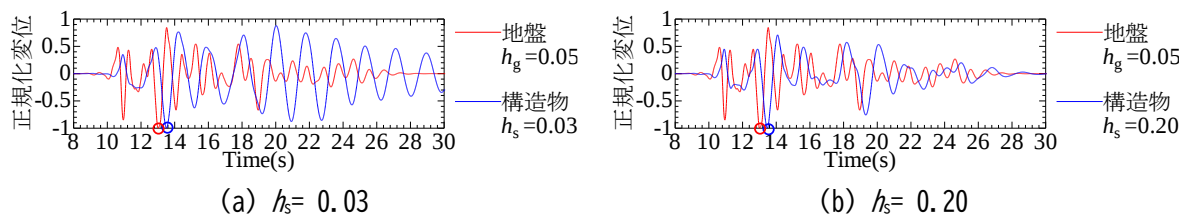


図12 周期比 $\alpha=1.8$ の場合の規化した地盤、構造物の時刻歴応答波形 ($T_g=1.006s$, $T_s=1.811s$)

以上のように、構造物の減衰 h_s の変化は、周期比 α が 1 前後の領域でのみ顕著となり、減衰 h_s が小さいほど補正係数 ν が減少する傾向が強くなる。

4. 減衰の変化を考慮した補正係数 ν の算定法

4.1 補正係数 ν の改良方針

前章で確認した地盤・構造物の減衰が補正係数 ν に与える影響に基づいて、設計で用いる補正係数 ν に減衰の影響を導入する手法を提示する。ここで、既往の検討⁵⁾⁶⁾との連続性を勘案して、地盤・構造物の減衰定数 h_g , h_s を 0.05 とした場合の解析結果を基本とし、この結果との差分によって減衰 h_g , h_s の影響を整理する。最終的に、従来の補正係数の簡易算定式¹⁾ (図 1, 式(1), (2)) に減衰の補正項を組み込む。

4.2 地盤の減衰定数 h_g の影響

基本ケース ($h_g=0.05$) との補正係数 ν の差 $\Delta\nu_g(h_g)$ を地盤の減衰定数 h_g ごとに算定した結果を図 13 に示す。なお前章の結果から、地盤の減衰定数 h_g が補正係数 ν に与える影響は上限値、下限値でほぼ同様であるため、両者の平均値を実線で記載している。

この図より、周期比 $\alpha < 0.75$ の範囲では、減衰 h_g の影響は限定的である。その一方で、周期比 $\alpha \geq 0.75$ の範囲では、減衰 h_g が大きいほど補正係数の差 $\Delta\nu_g(h_g)$ が大きくなる。ただし周期比 $\alpha \geq 1.1$ の範囲では、 $\Delta\nu_g(h_g)$ は周期比 α に依らず概ね一定になっている。

この結果を踏まえて、周期比 $\alpha=0.75, 1.1$ を分岐とした式(3)による表現を試みる。

$$\begin{aligned} \Delta\nu_g(h_g) &= 0 & (\alpha \leq 0.75) \\ \Delta\nu_g(h_g) &= 0.75(h_g - 0.05)(\alpha - 0.75)/(1.1 - 0.75) & (0.75 < \alpha \leq 1.10) \\ \Delta\nu_g(h_g) &= 0.75(h_g - 0.05) & (1.10 < \alpha \leq 2.5) \end{aligned} \quad (3)$$

この式(3)によって表現される補正係数の差 $\Delta\nu_g(h_g)$ をまとめて図 14 に示す。これを見ると、簡易な表現によっても図 13 の全体的な傾向を良好に表現できている。

そこで、式(3)に示す $\Delta\nu_g(h_g)$ を用いた次式によって、地盤の減衰定数 h_g の変化を考慮することを考える。

$$\nu_g(h_g) = \nu_g(0.05) + \Delta\nu_g(h_g) \quad (4)$$

ここに、 $\nu_g(h_g)$: 地盤の減衰定数 h_g における補正係数、 $\nu_g(0.05)$: $h_g=0.05$ のときの補正係数である。

式(4)を用いて、地盤の減衰定数 h_g の変化に伴う補正係数 $\nu_g(h_g)$ を算出した結果を図 15 に青色実線で示す。この図には、補正前の結果として、減衰定数 $h_g=0.05$ における補正係数 $\nu_g(0.05)$ を水色実線で、正解値

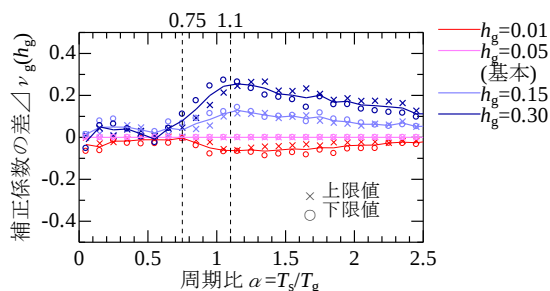


図 13 基本ケースとの補正係数 ν の差 $\Delta\nu_g(h_g)$

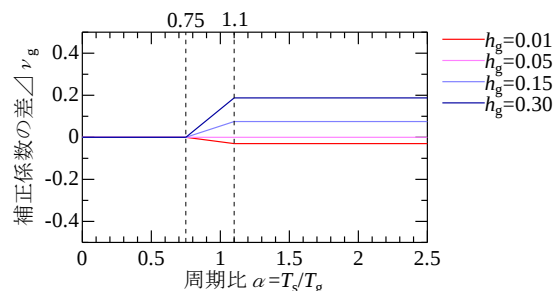


図 14 $\Delta\nu_g(h_g)$ の近似式

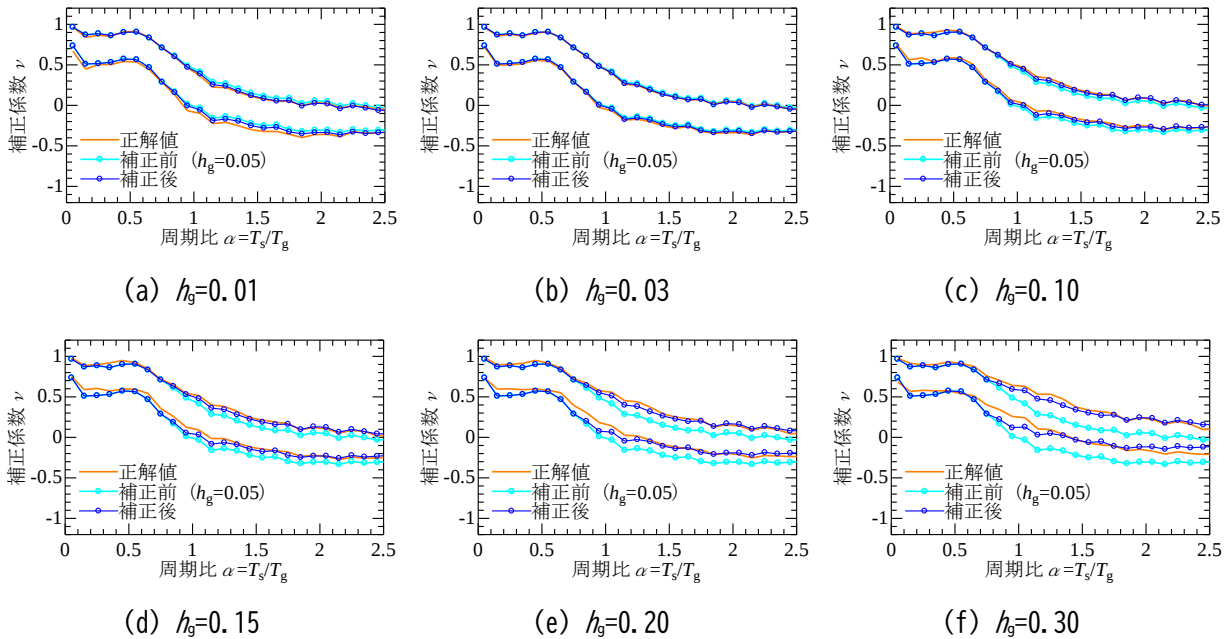


図 15 補正係数の算定結果（地盤の減衰定数 h_g を補正後）

として、各減衰 h_g における解析結果を橙色実線で示している。式(4)による補正係数 $\nu_g(h_g)$ が正解値に近づいており、今回提案した簡易な補正係数 ν の妥当性が確認できる。

なお紙面の都合上省略するが、構造物の減衰定数 h_s による補正手法の提案と妥当性の確認も別途実施⁸⁾している。

5. まとめ

本検討では、応答変位法における慣性力と地盤変位の組合せ係数の高度化に向けた検討を行った。具体的には、地盤・構造物の減衰定数の変化が作用の組合せ係数に与える影響を解析的に把握するとともに、この結果の解釈、簡易な補正式の提案を行った。本検討で得られた知見を以下に示す。

- (1) 多数の地盤、構造物に対してそれぞれの減衰定数を変化させた網羅的な動的解析を実施するとともに、この結果から慣性力と地盤変位の補正係数 ν を整理した。この補正係数 ν を地盤と構造物の周期比 α で整理したところ、地盤、構造物の減衰によって補正係数 ν が変化し、その変化率は周期比 α によって異なる傾向を示すことを確認した。
- (2) 地盤の減衰 h_g が補正係数 ν に与える影響は、周期比 α が小さい範囲では些少であり、周期比 α が大きい範囲では、減衰 h_g が小さいほど補正係数 ν が小さくなる。
- (3) 構造物の減衰 h_s が補正係数 ν に与える影響は、周期比 α が小さい範囲では減衰 h_s が小さいほど補正係数 ν が小さくなる。周期比 α が大きい範囲では、影響は些少であった。また上記(2)も含めて、代表的な解析結果に基づく分析を実施し、各減衰の変化が補正係数に影響する要因を整理した。
- (4) 地盤、構造物の減衰の影響を補正係数 ν に簡易に考慮可能とするため、地盤、構造物の減衰定数を考慮した補正係数 ν の簡易算定式を提示した。さらに、提案手法の妥当性を確認した。

今回整理した方法を用いることで、これまで考慮していなかった地盤条件・構造物条件の違いや非線形化に伴う地盤・構造物の減衰の変化を考慮した上でのより適切な慣性力と地盤変位の組合せ係数 ν の設定が期待される。

ここで本検討における減衰は、地盤・構造物それぞれの履歴減衰を含んだ等価減衰を表現していることに相当する。設計実務を考えると、地盤・構造物それぞれの塑性化程度と減衰変化の関係を簡易に表現する必要がある。さらに、これまでの検討内容⁶⁾⁷⁾との融合や実際の構造物を対象とした妥当性の検討、構造物断面に与える影響の把握も必要である。これらについては、今後も検討を継続する予定である。

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（耐震設計），丸善出版，2012
- 2) 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，pp.1-8，1999
- 3) 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
- 4) 日本建築学会：建築基礎構造設計指針，2019
- 5) 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－線形状態での検討－，土木学会論文集，Vol.80，No.13，論文 ID: 23-13119，2024
- 6) 田中仁規，坂井公俊：地盤と構造物の非線形化を考慮した応答変位法における作用の組合せ係数の改良，日本地震工学会論文集，Vol.25，No.4，pp.62-73，2025
- 7) 石川太郎，坂井公俊，和田一範，室野剛隆，小島謙一：構造物全体系の振動モードに占める地中部の振幅比を考慮した鉄道橋梁・高架橋の実用的な減衰設定方法の提案，日本地震工学会論文集，Vol.20，No.3，pp.3_35-3_50，2020
- 8) 田中仁規，坂井公俊：鉄道構造物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－地盤・構造物の減衰の影響－，土木学会論文集，Vol.81，No.13，論文 ID: 24-13495，2025
- 9) 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，論文 ID: 22-13001，2023
- 10) 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

曲線外軌の損傷低減を目指した熱処理レールの長期敷設試験

兼松 義一* 寺下 善弘**

Long-Term Installation Test of Head-Hardened Rails for
Reducing Rolling Contact Fatigue on High Rails in Curved Sections

Yoshikazu KANEMATSU Yoshihiro TERASHITA

Head-hardened rails (HH340) are characterized by reduced wear compared to standard as-rolled rails. As a result, they extend the replacement life of rails due to wear on high rails in curved sections. However, HH340 can develop rolling contact fatigue (RCF) damage in the form of gauge corner cracks. Therefore, to reduce both wear and RCF damage, several new types of head-hardened rails have been developed and its resistance to damage was evaluated in long-term installation tests. These tests showed that some of the developed rails exhibited less wear than standard as-rolled rails. Moreover, fewer horizontal cracks that could develop into gauge corner cracks than HH340 rails.

キーワード：熱処理レール，摩耗，転がり接触疲労，ゲージコーナキ裂，敷設試験，硬さ

1. はじめに

既存の熱処理レール（以降，HH340 レールと呼ぶ）は，直線用の普通レール（以降，AS レールと呼ぶ）に比べて硬さが高いため，車輪との繰り返し接触による摩耗が少なくなり，曲線外軌の摩耗によるレール交換寿命を延伸する効果がある．しかし，曲線半径 600m～800m 程度の外軌に敷設された HH340 ではゲージコーナキ裂が発生しやすい傾向が見られる¹⁾．ゲージコーナキ裂は，転がり接触疲労損傷であるシェリングと同様に水平裂（外観上，山形き裂が形成される）から横裂へ進展し，折損に至る場合がある（図 1）．また，ゲージコーナキ裂はきしみ割れと混在するため外観の識別が難しいことや，群発することがあるため超音波探傷検査や継目板の設置が困難になる等，保守管理上の課題となる．

そこで，このゲージコーナキ裂へのレール材質面からの対策として，素材や硬さが異なる新型熱処理レールを開発し，溶接条件の検討，敷設試験を行った．本報告はこれらの結果をまとめたものである．

2. 新型熱処理レールの開発

2.1 曲線外軌の損傷発生率

曲線外軌の損傷発生状況について傾向を把握するため，鉄道事業者が保有するレール探傷車のデータを集約して解析した．対象とした曲線は，曲線半径 400m 以上，レール削正履歴なし，塗油潤滑なし，累積通過トン数 1.5 億トン以上の曲線延長 100m 以上の円曲線の範囲とした．図 2 に AS レールおよび HH340 レールの損傷発生率を示す．曲線外軌の AS レールの損傷発生率は HH340 レールよりも低く，特に曲線半径 600m 以上 700m 未満における AS レールの損傷発生率 18.7%に対し，HH340 レールは 57.1%であった²⁾．これは，レールの硬さ等を変えることによって，ゲージコーナキ裂を抑制できる可能性を示すものと考えられた．

* 材料技術研究部 摩擦材料研究室

** 軌道技術研究部 レールメンテナンス研究室

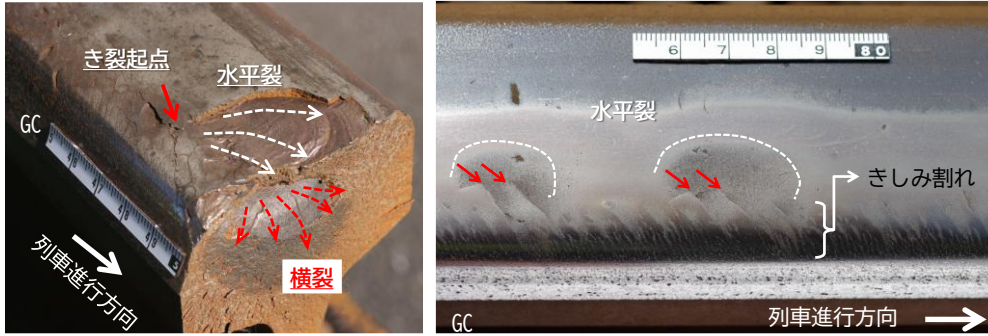


図1 ゲージコーナき裂で折損したレール・ゲージコーナき裂の外観

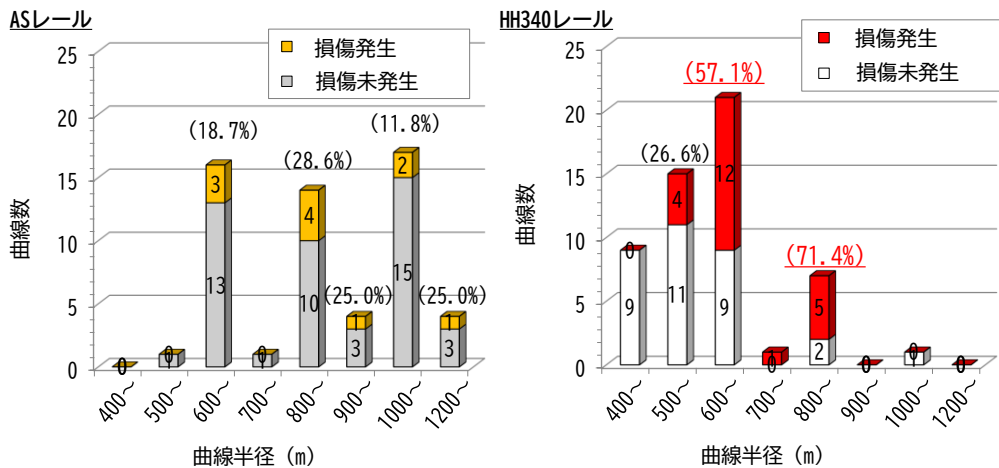


図2 曲線外軌の損傷発生率²⁾

2.2 新型熱処理レールのコンセプト

新型熱処理レールは既存のレール（AS レール，HH340，HH370）を素材として熱処理によって硬さを変更しており，二種類のコンセプトの4鋼種である（表1）．第一のコンセプトは疲労損傷を抑制するため適度に摩耗を進行させることを目指した「摩耗重視型」であり，硬さの異なる3鋼種（HH320，JHH1，JHH2）を試作した．第二のコンセプトは強度向上によって疲労損傷の前駆現象である塑性変形を抑制して損傷の予防を目指した「強度重視型」で1鋼種（JHH37）を試作した．いずれも金属組織はパーライト組織である．

2.3 新型熱処理レールの溶接

2.3.1 溶接条件

溶接条件の検討対象とした溶接法は，敷設試験に適用されるフラッシュ溶接，ガス圧接およびテルミット溶接の3工法である．なお，本検討にあたっては，各レール鋼種の化学成分および頭部硬さを考慮した．フラッシュ溶接では既存のAS レールおよびHH340 レールのどちらについても同一の溶接条件で施工されている．新型熱処理レールは何れの鋼種も既存の各レール鋼種の化学成分の規格範囲内であり，機械的性能も既存鋼種と大差ないことから，既存レールに対する溶接条件をそのまま適用することとした．ガス圧接では，AS レールとHH340 レールの圧接条件（圧縮量）に差があり，これは各鋼種の化学成分の差に基づいている．このことから，新型熱処理レールの圧接条件についても各レール鋼種の化学成分を考慮して圧縮量を設定した．また，テルミット溶接では，溶接部の頭部硬さを考慮して適用するテルミット溶剤を選定した．なお，JHH37は，化学成分および頭部表面硬さが既存熱処理レール（HH370）に相当することから，既存の溶接条件および後熱処理条件がそのまま適用できると考え，溶接試験を省略した．

表1 新型熱処理レールと既存レールの諸元

鋼種	HH320	JHH1	JHH2	JHH37	AS	HH340
種別	新型熱処理レール				既存レール	
コンセプト	摩耗重視型			強度重視型	—	—
レール素材	AS	HH340	HH340	HH370	—	—
炭素量	0.63-0.75%	0.72-0.82%			0.63-0.75%	0.72-0.82%
ブリネル硬さ	320HB	285HB	310HB	370HB	260HB	340HB

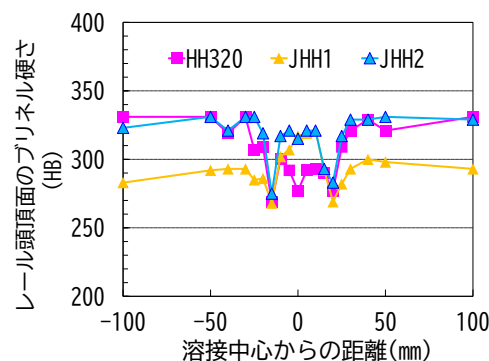


図3 フラッシュ溶接部の頭頂面硬さ分布（溶接したままの状態）

表2 選定した新型熱処理レールの溶接条件および後熱処理条件

溶接法／条件／鋼種		HH320	JHH1	JHH2	JHH37
フラッシュ溶接	溶接	従来条件	従来条件	従来条件	従来条件
	後熱処理	RSQ：風圧—※	なし	なし	RSQ：風圧 2.94kPa
ガス圧接	溶接	AS レールの従来条件	HH340 レールの従来条件	HH340 レールの従来条件	HH340 レールの従来条件
	後熱処理	RSQ：風圧 1.57kPa	なし	RSQ：風圧 0.98kPa	RSQ：風圧 2.94kPa
テルミット溶接	溶接	AS レールの従来条件	AS レールの従来条件	HH340 レールの従来条件	HH340 レールの従来条件
	後熱処理	SQ：風圧 4.41kPa	なし	なし	なし

※空冷風圧については、今回の試験では実施できなかったことから、今後検討が必要

2.3.2 溶接後熱処理条件の検討

JHH1, JHH2, HH320 の新型熱処理レールの頭部硬さは、AS レールと HH340 レールの中間的な硬さに設定されている。そこで、各レール母材の硬さレベルを考慮して、溶接後熱処理条件を検討した。図3に溶接したままの状態のフラッシュ溶接部の頭頂面硬さ分布を一例として示す。例えば HH320 のように、溶接しただけの状態では溶接部の頭頂面硬さが母材レールと比べて低くなるレール鋼種に対しては、溶接直後に強制空冷（SQ）処理，または強制空冷だけでは溶接部頭頂面の硬さが上昇しない場合には，再加熱・強制空冷（RSQ）処理を施すこととした。なお，検討にあたっては複数の後熱処理条件で溶接試験体を作製し，溶接部の頭頂面硬さ分布を測定することで適切な後熱処理条件を選定した。

表2に本検討により選定した各新型熱処理レール同士の溶接に対する溶接条件と後熱処理条件を示す。なお，HH320 については，フラッシュ溶接の後熱処理における空冷風圧に関する検討が未実施である。また，新型熱処理レール同士の溶接条件についても今後検討を進める必要がある。

3. 敷設試験による耐摩耗性と耐損傷性の調査

3.1 敷設試験箇所

敷設試験箇所は，主に曲線半径 600m から 800m の曲線区間とし，敷設試験のためのレール交換前の HH340 レールにゲージコーナキ裂が発生している線区から 16 箇所を選定した。敷設試験箇所には，表1に示した各新型熱処理レールと，比較として AS レールおよび HH340 を同一曲線内に敷設し，摩耗や損傷の傾向を調査した。敷設開始からの累積通過トン数は 1.4 億トン～3.8 億トンである。

3.2 調査方法

摩耗量測定は、MiniProf（Greenwood Engineering 社製）を用いて各レールの断面形状を測定し、設計断面形状における 45 度摩耗量を求めた。外観観察でゲージコーナキ裂の特徴である不均一なきしみ割れや山型き裂が見られた箇所、および局所的な照面の変化が見られた箇所について、超音波厚さ計（日本非破壊検査協会 KT-310D）を用いて探傷検査を実施した。探触子を表面き裂の軌間外側先端付近で接触させ、深さ 3～5mm 程度のき裂が検知された場合にレール内部に進展した水平裂とみなした。

3.3 調査結果

敷設試験 16 箇所中、トンネル内の漏水によって部分的なレール交換が行われた区間、車上からの塗油によって摩耗量が適切に評価できない区間、レール削正が実施された区間等の 7 箇所については摩耗やゲージコーナキ裂の評価対象から除外した。評価対象となった 9 箇所のうち、敷設試験の経過が特徴的であった 3 箇所を紹介する。表 3 に当該箇所の諸元・特徴を示す。

3.3.1 敷設試験箇所 1

① 摩耗量

定点調査箇所の 45 度摩耗量の推移を図 4 に示す。各種レールの摩耗量は、いずれの調査時の通過トン数においても HH320>HH340>JHH37 の傾向であった。2.03 億トン時点の摩耗量は、HH340 レールに比べて、HH320 は約 1.6 倍、JHH37 は HH340 レールに比べて約 0.8 倍であった。

② 外観観察および超音波探傷検査

図 5 は、水平裂が形成された各レールの外観を示す。照面の変化が認められた箇所について超音波探傷検査を実施し、水平裂の有無を確認した。水平裂は HH320 では 50m の敷設延長で 1 箇所、HH340 では 5 箇所

表 3 各敷設試験箇所の諸元

敷設試験箇所	曲線半径 カント	調査時点の 累積通過 トン数	敷設レール
1	800m C:95mm	2.03 億トン	HH320, JHH37, HH340
2	800m C:102mm	3.8 億トン	HH320, JHH1, JHH2, AS, HH340
3	600m C:40mm	1.4 億トン	HH320, JHH1, JHH2, AS

番号 1：JHH37 は当該試験箇所でのみ試験
番号 2：敷設試験箇所中最も通過トン数が多い
番号 3：駅構内での敷設試験

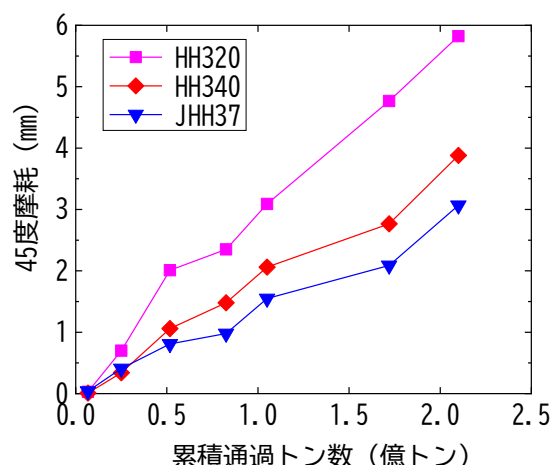


図 4 敷設試験箇所 1 の各レールの 45 度摩耗の推移³⁾

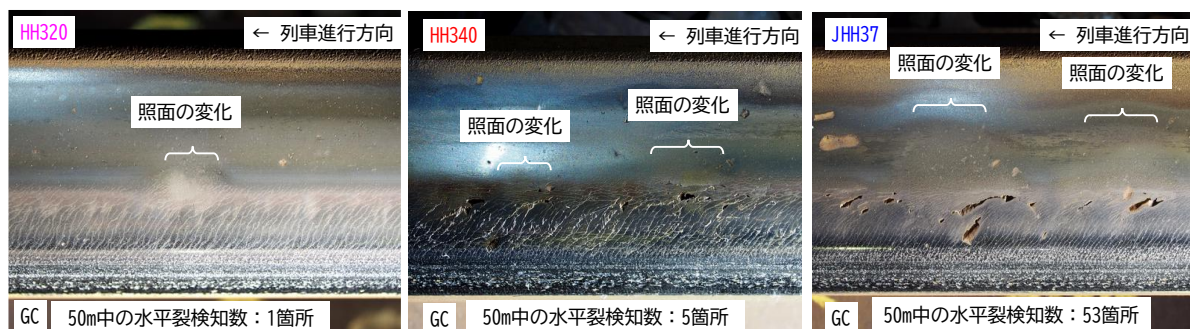


図 5 敷設試験箇所 1 の水平裂が形成された各レールの外観³⁾

所, JHH37 では 53 箇所検知された。なお, JHH37 は隣接する水平裂が連結し, 水平裂の個数の把握ができない場合があった。その場合には, 照面の変化箇所の個数を計上した。損傷が顕在化したため, 本敷設試験は 2017 年に終了した⁴⁾。

3.3.2 敷設試験箇所 2

① 摩耗量

図 6 に 45 度摩耗量の推移を示す。各鋼種が敷設された区間の平均摩耗量は, 概ね鋼種の初期硬さに対応しており, AS レールを基準とした場合, HH340 は 0.49 倍, HH320 は 0.54 倍, JHH2 は 0.75 倍, JHH1 は 0.97 倍の摩耗量であった。

② 外観観察および超音波探傷検査

図 7 に, 各種敷設レールの外観写真を示す。AS レール, JHH1 および JHH2 ともに, きしみ割れが見られ, 一部の区間できしみ割れが連結してはく離していた。一方で, HH320 および HH340 ではゲージコーナキ裂に進展することが考えられる照面の変化が見られた。

超音波厚さ計による水平裂検査では HH340 において水平裂の形成が最も多く見られ, 敷設延長 50m で 82 箇所であった。HH320 にも微小なき裂が 2 箇所形成されていた(敷設延長 100m)。外観観察ではく離が見られた JHH1, JHH2, AS レールでは水平裂は検知されなかった。

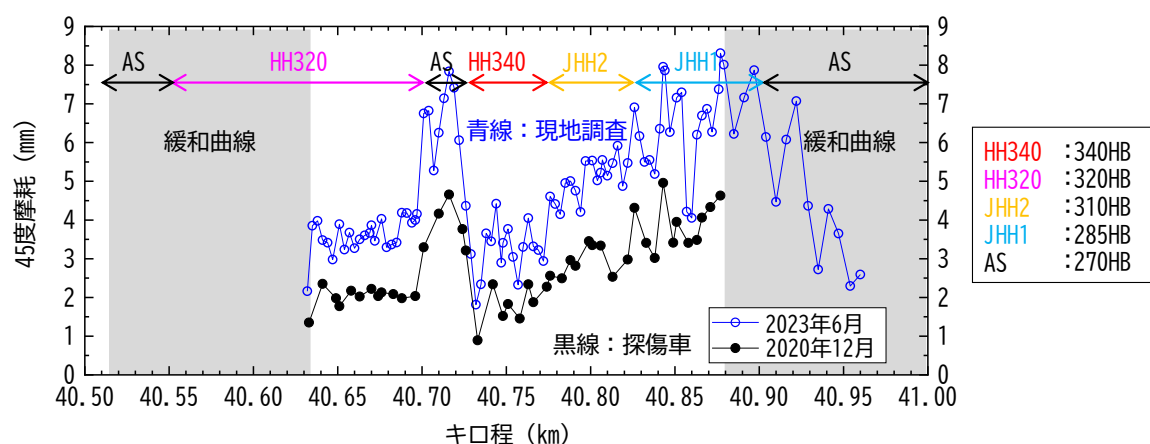


図 6 敷設試験箇所 2 の 45 度摩耗量の推移 (黒線: 2020 年度探傷車データ, 青線: 2023 年調査)

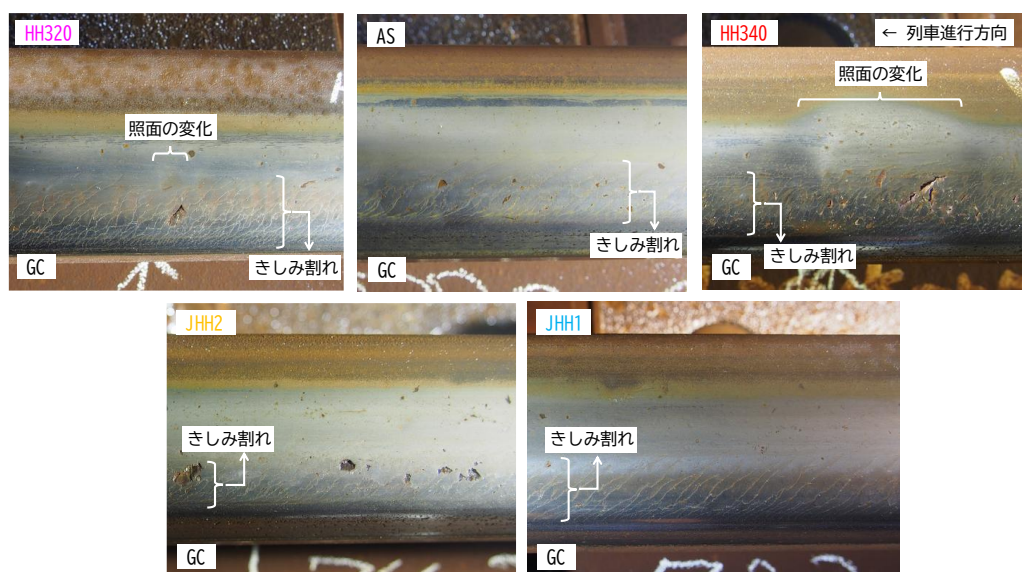


図 7 敷設試験箇所 2 の各種レールの外観写真

3.3.3 敷設試験箇所3

① 摩耗量

図8に、各種敷設レールの45度摩耗量の推移を示す。なお、45度摩耗の測定結果には、2020年度の調査で測定された摩耗量を合わせて示している。摩耗の状態は、停車駅から列車進行方向である起点方から終点方に向かって摩耗量が増加する傾向が見られ、初期硬さに応じた結果ではなく、キロ程によって曲線内における摩耗進みに違いがあることが考えられる。今回の調査ではこの原因は明らかではないが、駅構内における列車通過時の速度差や軌道変位等による車輪・レールの接触状態が起因している可能性がある。なお、本試験箇所には著大な軌道変位は確認されていない。

② 外観観察および超音波探傷検査

ホーム近くに敷設されたHH320には連続的にゲージコーナキ裂が形成されていた（図9左）。また、超音波厚さ計による水平裂の検査の結果、ASレール（敷設延長25m）に6箇所、JHH1（敷設延長50m）に9箇所（図9右）、JHH2（敷設延長75m）に29箇所といずれのレールにも水平裂が形成されている結果であった。なお、HH320は外観上で多数の損傷が確認されたことから検査時間が不足したため検査を省略した。

3.4 敷設試験箇所全体の摩耗重視型3鋼種の摩耗量

探傷車による45度摩耗測定データから各敷設試験箇所の摩耗量を整理した。一部敷設試験箇所では摩耗の明瞭な差が認められず、敷設試験の目的である鋼種による摩耗の差に関する評価が困難であった。これは、特急列車通過に合わせて設定カントが大きいことや、累積通過トン数の少なさが影響していることが考えられる。それ以外の箇所については摩耗の差がみられた曲線を対象とした。表4に45度摩耗の平均値とASレールを基準とした各レールの摩耗比を示す。

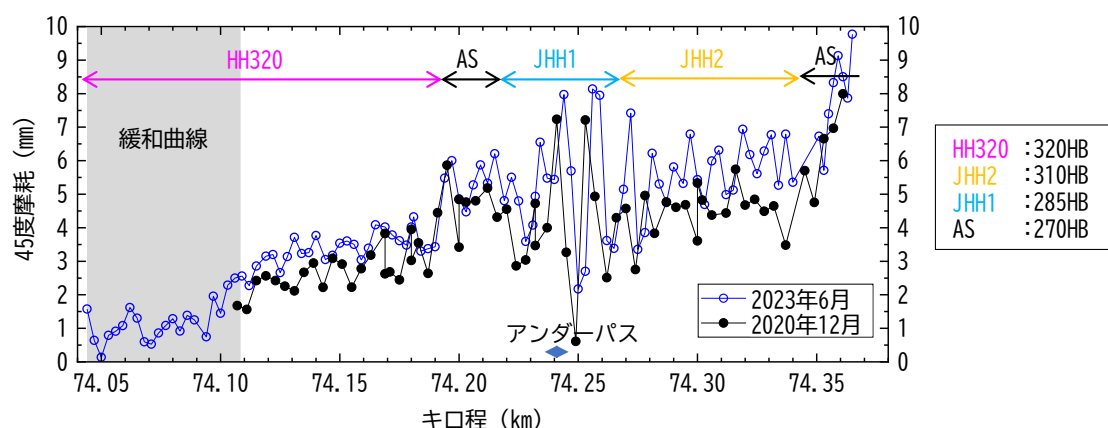


図8 敷設試験箇所3の45度摩耗量の推移（黒線：2020年度探傷車データ、青線：2023年調査）

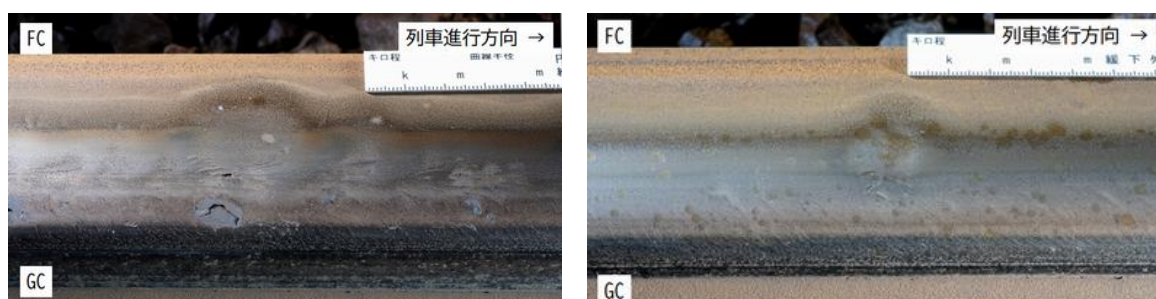


図9 敷設試験箇所3の損傷レールの外観例（左：HH320、右：JHH1）

表 4 敷設試験箇所全体の
摩耗重視型 3 鋼種の摩耗量

レール鋼種	初期硬さ	AS 基準の摩耗比
AS	260HB	1.00
JHH1	285HB	0.97~0.98
JHH2	310HB	0.74~0.92
HH320	320HB	0.51~0.80
HH340	340HB	0.49~0.53

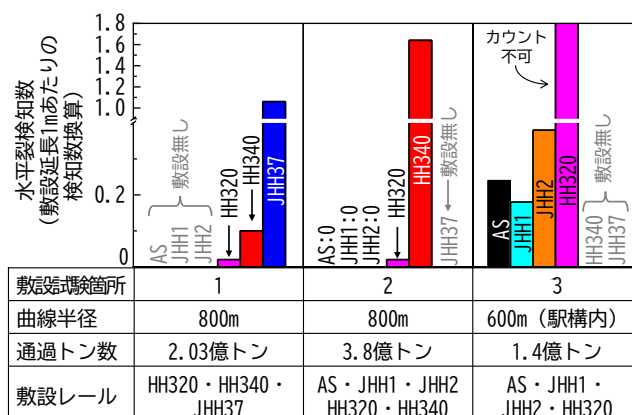


図 10 敷設試験 3 箇所の水平裂検知数

3.5 敷設試験結果に対する考察

図 10 には現地調査での各レールの水平裂検知数を整理した結果を示す。試験箇所 1 の結果では、HH320、HH340、JHH37 のいずれの鋼種にもゲージコーナキ裂に起因した水平裂が発生していることが確認されたが、累積通過 2.03 億トン時点で、JHH37 は HH340 よりも水平裂の発生数が多かった。そのため、JHH37 は、当該敷設箇所に関してはゲージコーナキ裂に対する耐性が HH340 より低いと判断された。一方、HH320 は HH340 よりもゲージコーナキ裂に対する耐性が高いと考えられた。

敷設試験箇所 1 および 2 の結果では、HH320 は、HH340 よりもゲージコーナキ裂に発展し得る水平裂の発生数が少なかった。また、敷設試験箇所 2 では、JHH1 と JHH2、AS レールには調査段階においては水平裂が形成されていなかった。なお、JHH1 と AS レールは 45 度摩耗に関しては同程度の摩耗量であった。そのため、摩耗による交換寿命は普通レールと同程度であると予想された。

試験敷設箇所 3 では、45 度摩耗量は各鋼種の初期硬さに応じた結果にならなかった。今回の調査ではこの原因は明らかではないが、駅構内における列車通過時の速度差や低速域でのカント過大等に起因している可能性が考えられる。同敷設箇所の水平裂検査の結果については、摩耗重視型は疲労損傷を抑制するため適度に摩耗を進行させることを意図したものだが、敷設箇所の摩耗量が少ないと摩耗進行が十分でなく、ゲージコーナキ裂が形成されることがあるものと解釈できる。同敷設箇所において、硬さが低い AS レールおよび JHH1・JHH2 に形成された水平裂の個数は HH320 と比較して少ない傾向であった。

4. まとめ

曲線外軌に敷設された HH340 レールに発生するゲージコーナキ裂の低減を目的とした新型熱処理レール 4 鋼種（摩耗重視型 3 鋼種、強度重視型 1 鋼種）を試作し、溶接条件について検討した。また、敷設試験を行い、摩耗や損傷の発生状況などの現地調査や探傷車での摩耗データについて整理した。

(1) 摩耗重視型（3 鋼種）

曲線半径 800m の敷設箇所において、調査時点の通過トン数において、HH320 にゲージコーナキ裂に発展し得る水平裂が発生したが、発生数は HH340 よりも少なかった。また、JHH1・JHH2・AS には水平裂の発生は見られなかった（敷設箇所 1, 2）。他方、曲線半径 600m の駅構内の敷設箇所では、摩耗重視型 3 鋼種および AS レールの全てでゲージコーナキ裂およびゲージコーナキ裂に発展し得る水平裂が発生した（敷設箇所 3）。敷設試験を総括すると、摩耗重視型の鋼種は HH340 よりもゲージコーナキ裂に発展し得る水平裂が少ない傾向であった。摩耗進行が不十分な条件ではゲージコーナキ裂が顕在化する例も見られたが、

その場合でも硬さが低い鋼種ほど水平裂の発生数は少ない傾向であった。

AS レールに対して、各レールの摩耗量は、JHH1 は 0.97～0.98 倍、JHH2 は 0.74～0.92 倍、HH320 は 0.51～0.80 倍、HH340 は 0.49～0.53 倍であった。今回の敷設試験では、3 鋼種中最も硬さが低い JHH1 は、AS レールと同程度の摩耗量であった。

(2) 強度重視型（1 鋼種）

曲線半径 800m の敷設試験箇所において、JHH37 は、HH340 よりも早くゲージコーナキ裂が群発した。同敷設条件においては、JHH37 のゲージコーナキ裂に対する耐性が HH340 より低いと判断された。

同一の曲線半径であっても、摩耗の進みや損傷の発生傾向が変わる。そのため、新型熱処理レールの導入にあたっては、導入箇所に敷設されている既存の AS レールや HH340 の交換寿命に対して、ゲージコーナキ裂に対する耐性と耐摩耗性の両面からの検討が必要と考えられる。また、新型熱処理レールの耐摩耗・耐損傷の効果については投入線区・区間ごとに確認することが重要と考える。

謝 辞

新型熱処理レールの開発では日本製鉄株式会社および JFE スチール株式会社、敷設試験では東日本旅客鉄道株式会社および西日本旅客鉄道株式会社に多大なご協力をいただいた。この場をお借りしてお礼申し上げる。

文 献

- 1) 兼松義一：近年の曲線外軌の損傷事例と新型熱処理レール，新線路，Vol.70，No.832，pp.23-25，2016
- 2) Kanematsu, Y., and Matsui, M., “Development and Evaluation of the Rail Steel Grade for Damage Restraint to the High Rail in Curve Sections,” Proceedings of 10th International Conference on Contact Mechanics (CM2015), Colorado Springs, Colorado, USA, August 30, 2015.
- 3) 兼松義一，寺下善弘：曲線外軌の損傷低減を狙った新しい熱処理レール，JREA，Vol.65，No.12，pp.30-33，2022
- 4) 品川恒平，堀雄一郎，元好茂：レール傷発生抑制の取り組み，新線路，Vol.74，No.885，pp.24-26，2020

鋼・合成構造物の設計に用いる衝撃係数の簡易算定式の適用条件

池田 学* 徳永 宗正* 小林 裕介**

Application Conditions of the Simplified Calculation Method for the Impact Factor of Steel and Composite Structures

Manabu IKEDA Munemasa TOKUNAGA Yusuke KOBAYASHI

The application conditions of the simplified calculation method for the impact factors of steel and composite structures were studied, with a view to relaxing some of them. As a result, it was reconfirmed that the current application conditions are reasonable. For simply supported composite girders, the impact factors calculated using the simplified calculation method were compared with those calculated through the standard calculation method for concrete structures. It was confirmed that the relative magnitudes of these calculated impact factors vary depending on the girder span, natural frequency and train speed.

キーワード：鋼・合成構造物，衝撃係数，剛性規制条件式，共振，固有振動数

1. はじめに

衝撃係数は、橋りょうの動的な応力やたわみ等の応答の静的応答に対する増加割合と定義される。橋りょうの設計は、一般に静的解析が用いられるため動的応答を直接算定せずに、列車荷重による静的応答に設計衝撃係数（以下、衝撃係数という）を乗じて、動的応答に相当する応力やたわみを算定している^{1) 2)}。

2024年に改訂された「鉄道構造物等設計標準・同解説（鋼・合成構造物）」（以下、鋼・合成標準）²⁾では、「第Ⅱ編 橋りょう」（以下、橋りょう編）に橋りょう共通の衝撃係数の算定式を、「第Ⅲ編 鋼・合成構造」（以下、鋼・合成構造編）に簡便な算定式を規定している。これらの算定式の概要を表1に示す。表1は、比較しやすいように、設計標準の表現を一部変更しており、記号も本稿に用いている記号に統一している。

橋りょう編の算定式（以下、橋りょう編式）は、コンクリート構造物の設計において一般に用いられている。鋼・合成構造編の算定式（以下、簡易算定式）は、従来^{例えば3)}から用いられている算定式で、橋りょう編式より簡便であるが、桁が共振することがない条件で適用されることを前提としている。そのため、表1に示す適用条件(a)～(c)がある。

設計実務において、表1の適用条件のうち条件(a)と(c)を満たすことが困難なケースが増加しているため、これを緩和できると簡易算定式の適用拡大が図れ、さらには桁剛性の低減、すなわち断面縮小による経済化も図れる可能性がある。

本稿では、まず橋りょう編式と簡易算定式の相違点を整理した。簡易算定式の適用条件(a)と(c)について、その根拠を整理するとともに、条件の緩和の可能性について検証した。さらに、橋りょう編式と簡易算定式の計算値を比較し、簡易算定式の適用性を確認した。なお、簡易算定式の適用条件(c)の式(6)は剛性規制条件式と言われており、本稿でもこの名称を用いる。

* 鉄道力学研究部 構造力学研究室

** 構造物技術研究部 鋼・複合構造研究室

表1 橋りょう編と鋼・合成構造編の衝撃係数の算定法の概要

	橋りょう編 ¹⁾ (橋りょう編式)	鋼・合成構造編 ²⁾ (簡易算定式)
設計衝撃係数の算定法	$i = (1+i_a)(1+i_c) - 1 \quad (=i_a+i_c+i_a \cdot i_c) \quad (1)$ i : 設計衝撃係数 i_a : 速度効果の衝撃係数で、速度パラメータ α、車両形式、車両長、部材のスパンを用いて、ノモグラム(動的シミュレーション結果)から算定する。 α : 速度パラメータで、次式により算定する。 $\alpha = \frac{v}{7.2f_b \cdot L_b} \quad (2)$ v : 列車または車両の最高速度(km/h) f_b : 部材の基本固有振動数(Hz) L_b : 部材のスパン(m) i_c : 車両動揺の衝撃係数で、次式により算定する。 $i_c = \frac{10}{65+L_b} \quad (3)$	$i = K_a \cdot \alpha + \frac{10}{65+L_b} \quad (=i_a+i_c) \quad (4)$ ただし、i は 0.7 を超えないものとする。 i : 設計衝撃係数 K_a : 係数で、在来鉄道では $K_a=2.0$、新幹線では $K_a=1.0$ α : 速度パラメータで、次式により算定する。 $\alpha = \frac{v}{7.2f_{bL} \cdot L_b} \quad (5)$ v : 当該区間を走行する列車の最高速度(km/h) f_{bL} : 載荷時の部材の基本固有振動数(Hz) L_b : 部材に最大活荷重断面力を生じさせる同符号の影響線の基線の長さ(m)
適用条件	以下の場合については、別途検討を行う必要がある。 (a) 橋りょうまたは部材の減衰定数が小さい場合 (b) 列車および車両の軸配置が付属資料5-3(鉄道橋の設計衝撃係数)¹⁾の解析条件と大きく異なる場合 (c) 斜張橋等の高次不静定構造物で、部材ごとに動的特性が異なり単純梁で近似するのが困難な場合	以下のすべての条件を満たす場合 (a) 列車速度 300km/h 以下である場合 (b) 単純支持梁で、一次曲げモードが卓越する場合 (c) 電車・内燃動車荷重および新幹線に対しては次式を満たす場合 $\sqrt{\frac{315}{\delta_d}} > \frac{100}{L_b} \quad (\text{剛性規制条件式}) \quad (6)$ δ_d : 死荷重によるたわみ量 (mm)

2. 橋りょう編式と簡易算定式の相違

表1より、橋りょう編式と簡易算定式は、いずれも速度効果による影響と車両動揺による影響を組み合わせしており、後者は同じ算定式を用いているという共通点がある。一方、橋りょう編式と簡易算定式は、主に以下のような相違点がある。

- ・ 衝撃係数の上限：橋りょう編式は上限がないが、簡易算定式は 0.7 の上限値がある。
- ・ i_a の算定法：橋りょう編式はあらかじめ計算されたノモグラム等から算定するが、簡易算定式は速度パラメータ α の一次式から算定する。
- ・ $i_a \cdot i_c$ の項：橋りょう編式は考慮するが、簡易算定式は考慮しない。
- ・ 適用条件：橋りょう編式は特殊な構造物以外は適用でき汎用性は高いが、簡易算定式は列車速度や剛性等に関して適用範囲が限定されている。

これらの違いは、橋りょう編式は共振域まで考慮した算定法であるのに対し、簡易算定式は共振しないことを前提としているため生じている。なお、橋りょう編式と簡易算定式で速度パラメータ α の算定式における固有振動数の記号が異なるが、橋りょう編式では構造物の質量のみで算定される固有振動数であるのに対し、簡易算定式では列車の質量を付加した条件で算定される固有振動数であるためである。

簡易算定式の適用条件(b)の取り扱いは、5.1 節において後述する。

3. 列車速度の上限

簡易算定式(式(4)) (表1)において、速度効果による影響である右辺第1項(i_a)に着目し、列車速度との関係を確認する。スパン 10~90m の単純桁について、列車速度をパラメータに、速度 300km/h を超える領域までシミュレーションを行った結果と簡易算定式の比較を図1に示す。図1は、速度パラメータ α

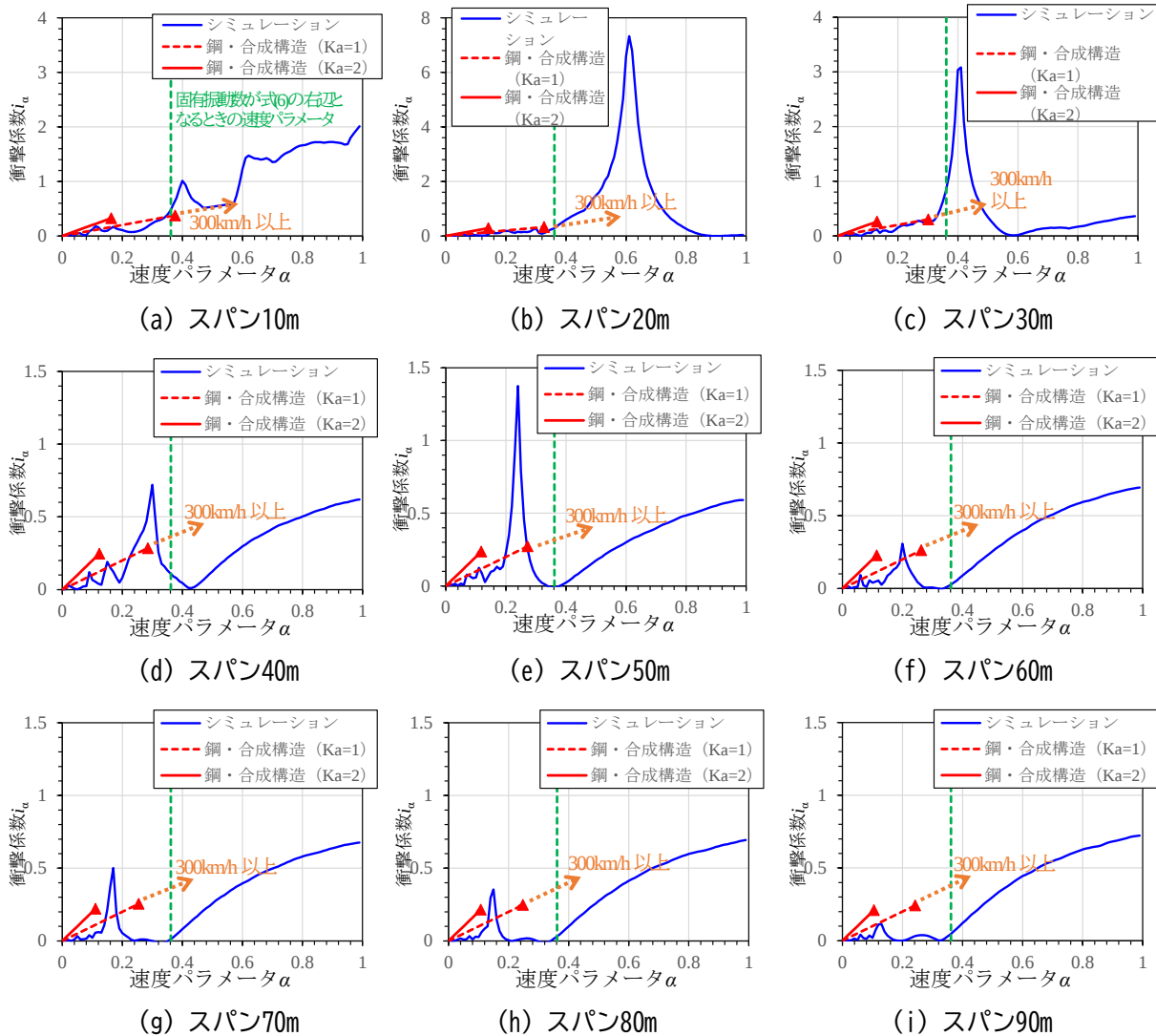


図1 単純桁の衝撃係数（速度効果による衝撃係数 i_α ）の比較

と衝撃係数 i_α の関係を示している。

シミュレーションでは、1自由度系の単純支持梁上を車両16両の車軸配置の連行荷重列が等速で移動する時の梁の動的応答を計算し、動的応答倍率を求めており、橋りょう編式の i_α の計算と同じ条件における結果である^{1) 4)}。シミュレーションの結果は図1の青線で、簡易算定式の結果は、図1の赤実線が在来鉄道 ($K_a=2.0$)、赤破線が新幹線 ($K_a=1.0$) の場合を示している。▲は新幹線では速度の上限である300km/h時点を示し、在来鉄道では速度130km/h時点を示している。また、簡易算定式により新幹線について速度300km/hを超える領域まで外挿した場合のイメージを、橙破線の矢印で記入している。なお、簡易算定式における載荷時の固有振動数 f_{nL} は、設計実務で一般的である $f_{nL}=70L_b^{-0.8}$ により計算している。

図1のシミュレーション結果より、いずれのスパンにおいても、衝撃係数 i_α がピークとなる速度パラメータ α が存在し、そのときの i_α の値はスパンにより大きく変わる。また、衝撃係数 i_α がピークとなる速度パラメータ α はスパンの増加と共に小さくなっている。このピークは共振によるもので、車両走行に伴う加振振動数が桁の鉛直一次固有振動数に一致する場合に発生する。

簡易算定式の新幹線 ($K_a=1.0$) の場合の衝撃係数 i_α は、速度パラメータ α が小さい領域ではシミュレーションとほぼ一致している。新幹線の速度300km/h時点（図1の▲）に着目すると、スパン30m以下の桁では共振領域の手前である。スパン30m以下の桁ではシミュレーションの i_α のピークは共振すると大きく

なるが、速度 300km/h 以下ではその共振域には入らない。速度 300km/h を超える領域まで外挿すると、動的応答が急増する共振領域に入る。スパン 40m, 50m の桁では、速度 300km/h のときは、共振領域あるいはそれをわずかに超えた領域にある。スパン 60m 以上の桁は、速度 300km/h のときは共振領域を超えているものの、シミュレーションにより得られる i_a のピーク値は小さく、簡易算定式の計算値との差異は小さい。

これらの結果より、簡易算定式の適用条件(a) (表 1) については、速度 300km/h 以上では、特にスパン 30m 以下の桁で衝撃係数 i_a が 3.0 を超えるような動的応答が急増する領域に入るため、300km/h より高速域への緩和は難しい。一方、スパン 40m を超える桁では速度 300km/h 未満でも共振域に入るが、スパン 30m 以下の桁と比較して動的応答は小さく、実橋においても共振により桁に問題が生じている事例は確認されていないことより、速度の上限を 300km/h 未満に低減する必要はないと考えられる。このため、従来通り、簡易算定式の適用条件は速度 300km/h 以下とするのがよいと考えられる。

4. 剛性規制条件式

4.1 剛性規制条件式の根拠

表 1 の式(6)の剛性規制条件式は、以下に根拠を示すように、固有振動数が従来の実績の下限以上であることを確認するものである。

式(6)の左辺は、等材質・等断面の単純梁の曲げ振動に関する固有振動数の算定式を意味している。この固有振動数は、列車荷重が載荷されていない状態の梁の固有振動数である。スパン L_b 、曲げ剛性 EI 、橋りょうのみの単位長あたり重量 w の固有振動数 f_b は、理論的に次式により算出される。

$$f_b = \frac{\pi}{2L_b^2} \sqrt{\frac{EIg}{w}} \quad (7)$$

また、等分布荷重 w を受ける単純支持梁の最大たわみ δ_d は、次式により算出される。

$$\delta_d = \frac{5wL_b^4}{384EI} \quad (8)$$

式(8)を変形して式(7)に代入し、 f_b について整理すると次式となる。

$$f_b = \sqrt{\frac{5\pi^2 g}{4 \times 384 \delta_d}} \quad (9)$$

右辺の $\sqrt{\quad}$ 内の π と g に数値を代入して整理すると、式(6)の左辺が得られる。

一方、式(6)の右辺は実績に基づいて定められたものと思われるが、過去の設計標準^{例え5)}等には明確に記載されていない。おそらく、1983 年の建造物設計標準⁵⁾に新幹線荷重を導入するにあたり、文献 6, 7 に示されている、東海道新幹線および山陽新幹線の桁の基本固有振動数の実測値 (図 2) に基づいていると思われる。図 2 に $100/L_b$ を赤線で記入しているが、鋼橋や合成桁の下限相当となっており、経験的に既設の桁剛性の下限と同等以上となるように定めたと推察される。

なお、式(6)の右辺の数値 100 を低減できれば、剛性規制条件式の範囲が拡大できることになるため、適用上は有利な方向となる。ここでは、これを剛性規制条件式の緩和といい、次節以降に、式(6)の右辺を見直せるかどうかに着目して検討する。

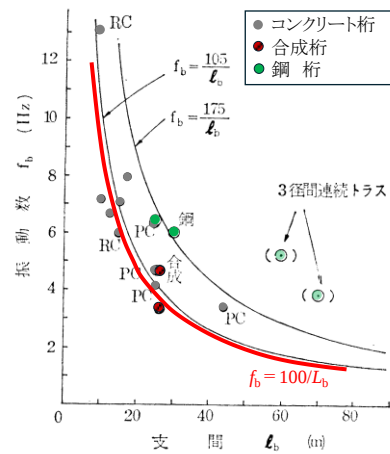
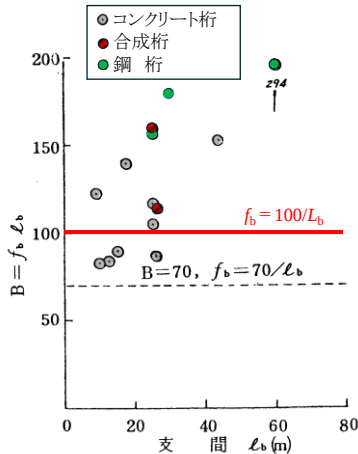
(a) 桁のスパンと $B \cdot f_b L_b$ の関係 ⁶⁾に加筆(b) 桁のスパンと基本固有振動数の関係 ⁷⁾(図-4)に加筆

図2 桁のスパンと基本固有振動数(実測値)の関係

4.2 剛性規制条件式の根拠

桁の固有振動数 f_b は、一般に、スパンに関する経験式である次式により表現することができる。

$$f_b = c \cdot L_b^{-0.8} \quad (10)$$

ここで、 c : 係数, L_b : スパン

剛性規制条件式の式(6)の右辺と式(10)の固有振動数の関係を図3に示す。式(10)の係数 c は、実橋で想定される範囲である40, 50, 60, 70の4ケースとした。図3より、剛性規制条件式は、スパン10~20mでは固有振動数が概ね $60L_b^{-0.8}$ 以上、スパン20~40mでは概ね $50L_b^{-0.8}$ 以上、スパン40mを超えると $40L_b^{-0.8}$ 以上に相当することがわかる。

最近の整備新幹線の合成桁(スパン20~80m)の固有振動数は、連続合成桁も含まれるが⁸⁾、実測結果⁸⁾によると $55L_b^{-0.8}$ 程度が多い。これは、剛性規制条件式の右辺の $100/L_b$ に近く、剛性規制条件式を満足する限界に近い状態であるものが多いといえる。

4.3 桁の固有振動数による動的応答への影響

剛性規制条件式を緩和した場合の、桁の固有振動数 f_b による動的応答への影響に着目する。

図1には、桁の固有振動数 f_b が式(6)の右辺である $100/L_b$ のときの速度パラメータ α を、緑破線で示している。このときの列車速度は整備新幹線の一般的な最高速度である260km/hとしている。式(6)の右辺の数値100を低減、すなわち剛性規制条件式を緩和すると、これから計算される速度パラメータ α が大きくなるため緑破線は右側に移動し、特に共振時の動的応答が大きいスパン30m以下の桁では動的応答が急増する領域に入る。列車速度が260km/hより大きい場合には緑破線はさらに右側に移動することになる。そのため、共振を極力避けるためには、桁の固有振動数 f_b は、少なくとも式(6)の右辺より大きくする(緑破線の左側にする)必要があると考えられる。

4.4 乗り心地の限界値との関係

「鉄道構造物等設計標準・同解説(変位制限)」⁹⁾には、走行安全性、乗り心地等の照査におけるたわみの限界値が示され、橋りょう編^{1) 2)}に踏襲されている。ここでは、たわみの限界値と剛性規制条件式の関係について検討する。なお、乗り心地のたわみの限界値の方が常時の走行安全性の限界値より小さいため、

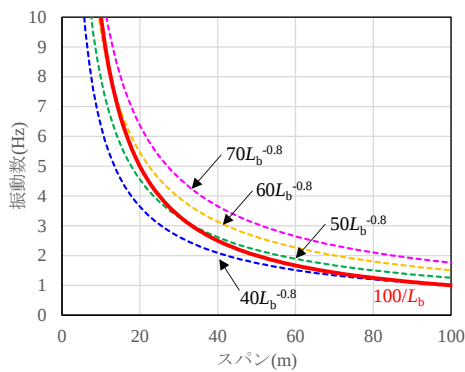
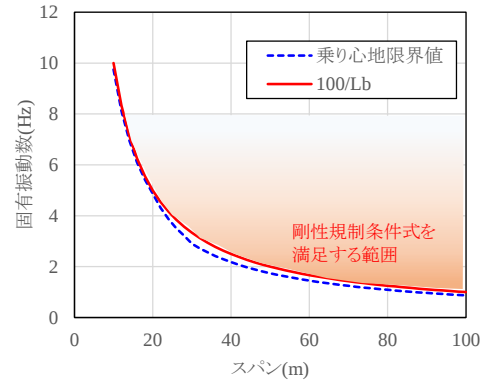


図3 桁の固有振動数と剛性規制条件式の関係

図4 乗り心地のたわみ限界値となる固有振動数と剛性規制条件式の比較
(列車速度 260km/h, 複数連)

ここでは乗り心地の限界値を用いる。

桁の固有振動数とたわみには相関があり、固有振動数が小さくなると、剛性が小さく、桁のたわみは大きくなる。そこで、桁のたわみが乗り心地の限界値^{1) 2) 9)}になるときの固有振動数を算出し、式(6)の右辺と比較する。

具体的には、スパンごとに、死活荷重比率（死荷重と列車荷重の比率）を設定し、活荷重による桁のたわみが乗り心地の限界値となるときの死荷重による桁のたわみを求め、これを式(6)の左辺に代入することにより固有振動数を求めることができる。これにより算定したスパン L_b と乗り心地のたわみ限界値となる固有振動数 f_b の関係を図4に青破線で示す。この固有振動数 f_b は、乗り心地を満足する最小の固有振動数である。なお、ここでは、乗り心地のたわみの限界値として、列車速度 260km/h で複数連の場合の限界値を用いた。また、死活荷重比率は、鋼橋や合成桁の実績から、やや低めの値として、スパン 30m で3、スパン 70m で7としてスパンに応じて線形関係を設定した。

図4には、桁の固有振動数が、剛性規制条件式の下限となる式(6)の右辺 ($100/L_b$) の場合も示している。図4より、乗り心地のたわみの限界値となるときの固有振動数は、式(6)の剛性規制条件式の下限とほぼ等しいことがわかる。このことから、剛性規制条件式を緩和すると、図4の赤線が青破線より下に移動するため、乗り心地の照査を満足しなくなる場合があることがわかる。

4.5 条件緩和の可能性のまとめ

式(6)の剛性規制条件式は、動的応答が急増する共振の回避、乗り心地の確保の観点から、緩和することは好ましくなく、むしろ限界に近いレベルに設定されていることが改めて確認された。スパンが大きい桁では式(6)を満たしていても共振域に入る場合もあるが、これまでの実橋の実績から考えると、剛性規制条件式の限界に近い状態で設計された橋りょうが多く存在するものの実務上の問題は発生していないことから、剛性規制条件式を厳しくすることまでは必要ないと考えられる。また本稿では割愛するが、剛性規制条件式を満たす場合は、式(4)の計算値は、速度 260km/h 以下において上限値である 0.7 より概ね小さくなることも別途確認している。

以上より、式(6)による剛性規制条件式は、緩和は難しく、むしろ必要な剛性を確保する観点から必要十分な条件であると考えられる。

5. 衝撃係数の算定式の適用区分と比較

5.1 衝撃係数の算定式の適用区分

橋りょう編式と簡易算定式の適用区分の概念を図5に示す。図5は、単純桁で電車・内燃動車荷重および新幹線の場合であり、表1の簡易算定式の適用条件(a)と(c)について、列車速度 v と桁の固有振動数 f_b の関係で示したものである。簡易算定式は、速度300km/h以下で、かつ所要の固有振動数以上となるような桁剛性が一定以上の場合が適用条件となる(図5の青色範囲)。

単純桁以外については、表1の条件(b)に当てはまらないため橋りょう編式を用いることになるが、トラス主構や床組の縦桁および横桁については単純支持梁ではないが、これまでの適用実績も多く問題がないため、鋼・合成標準²⁾では、これまでと同等の構造や諸元であれば簡易算定式を用いてよいこととしている。連続桁については、文献10, 11により精度の高い算定法が提案されている。

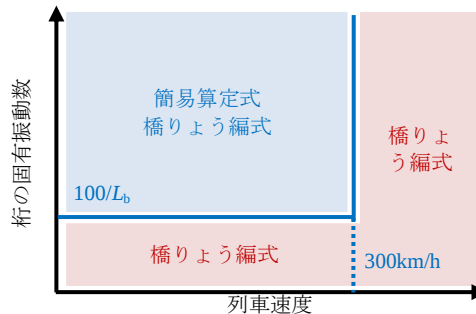


図5 衝撃係数の算定式の適用区分イメージ（単純桁）

5.2 簡易算定式と橋りょう編式の衝撃係数の比較

図6に、スパン30m, 50m, 70mの3ケースの単純合成桁について、簡易算定式と橋りょう編式による衝撃係数 i_a の計算結果の比較を示す。簡易算定式は、速度160km/h以下は在来鉄道、速度200~300km/hは新幹線として計算した。

図6の実線は、載荷時固有振動数 f_{bL} を鋼橋や合成桁の設計で実績の多い $70L_b^{-0.8}$ とした場合、すなわち桁剛性が比較的大きい場合を想定している。同図の破線は、桁の固有振動数 f_b を、剛性規制条件式(式(6))の下限である $100/L_b$ とした場合、すなわち桁剛性が下限に近い場合を想定している。

図6より、まず在来鉄道では、簡易算定式は橋りょう編式と同等または大きくなっている。新幹線では、簡易算定式は橋りょう編式より小さい傾向にある。これは、高速になるほど共振域に入る可能性が高く、共振を考慮して算出される橋りょう編式の方が大きくなるためである。桁剛性が大きい場合(図6の実線)

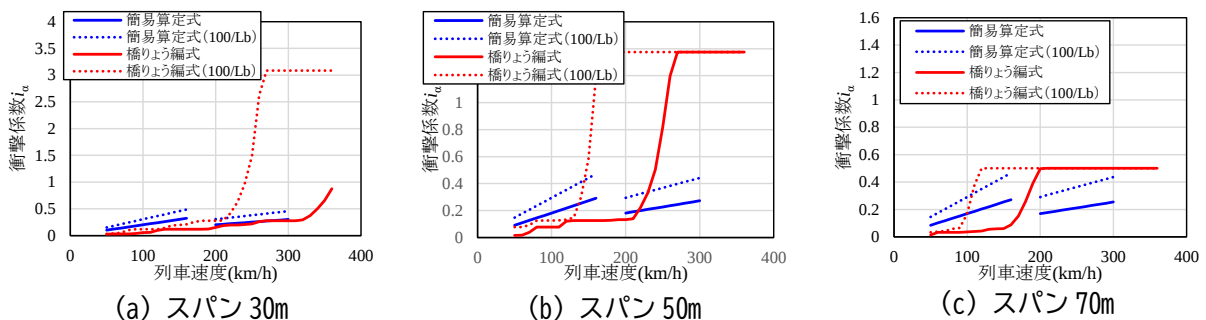


図6 簡易算定式と橋りょう編式の衝撃係数の比較

は、スパン 30m の桁では速度 300km/h まで共振域に入らないため、衝撃係数は両式でほぼ同じ値となっている。

簡易算定式の適用条件を満たす場合、橋りょう編式も適用できる（図 5）が、図 6 より両者の計算値は条件によって大小が変わり一定の傾向はなく、一概にどちらの算定法がよいか示すことは難しい。これまでの設計との連続性の観点からは、簡易算定式を適用できる場合はこれにより衝撃係数を算定するのがよいが、剛性規制条件式を満足していても高速走行時に共振する恐れがある場合は橋りょう編式を用いるのがよいと思われる。

6. おわりに

本稿では、鋼・合成標準における衝撃係数の簡易算定式の適用条件について、主に緩和の可能性の観点から検討した。その結果、この適用条件は妥当であることが再認識された。また、簡易算定式と橋りょう編式の適用条件を整理して示すとともに、単純合成桁を対象に両者による衝撃係数の計算値を比較したところ、差異には一定の傾向は認められず、条件によって大小の傾向が変わることが確認された。

鋼橋・合成桁の衝撃係数については、例えば、走行車両と構造物の連成応答の影響、レール継目による影響等いまだ明確になっていない部分も残されている。引き続き、これらの影響を考慮できる算定法の提案に向けて取り組む。

謝 辞

本稿の内容は、国土交通省からの委託を受けて設立された「鋼・合成構造物の設計に関する委員会」（委員長：奥井義昭埼玉大学教授）で審議していただいた。ここに記して委員・幹事の方々に謝意を表します。

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，2023
- 2) 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（鋼・合成構造物），丸善出版，2024
- 3) 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（鋼・合成構造物），丸善出版，2009
- 4) 曾我部正道，松本信之，藤野陽三，涌井一，金森真，宮本雅章：共振領域におけるコンクリート鉄道橋の動的設計法に関する研究，土木学会論文集，Vol.724，pp.83-102，2003
- 5) 日本国有鉄道：建造物設計標準解説（鋼鉄道橋，鋼とコンクリートの合成鉄道橋），1983
- 6) 松浦章夫：高速鉄道における橋桁の動的応答に関する研究，鉄道技術研究報告，No.1074，1978
- 7) 松浦章夫：高速鉄道における橋桁の動的挙動に関する研究，土木学会論文報告集，第 258 号，1976
- 8) Matsuoka, K., Tanaka, H., Kawasaki, K., Somaschini, C., & 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.
- 9) 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（変位制限），丸善出版，2006
- 10) 徳永宗正，池田学：鉄道連続桁式橋りょうの列車通過時動的応答特性と簡易評価法，土木学会論文集，Vol.79, No.1, 22-00185, 2023
- 11) 徳永宗正，池田学：鉄道連続桁式橋りょうの列車通過時動的応答特性の解明および衝撃係数の簡易評価法，鉄道総研報告，Vol.39, No.2，pp.15-23，2025

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	上半文昭	石毛 真	武内陽子
仁平達也	瀧上唯夫	田所敏弥	根津一嘉
桃谷尚嗣	布川 修	福田光芳	平井 力
松井元英	池田 学	宇田東樹	遠藤広晴
富田 優	豊岡亮洋		

鉄道総研報告 第39巻 第11号

2025年11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. 11

Nov. 2025

PAPERS

- Method for Estimating Causes of AI Decision-making Errors in Train Forward Surveillance
..... N.NAGAMINE, W.GODA (1)
- Prediction Method for Fatigue Strength of Corroded Rails Using Actual Stress and Stress Gradient
.. J.MIZUTANI, R.TAKAYAMA, T.DESHIMARU, M.HOSODA, Y.TERASHITA, R.YAMAMOTO (11)
- Effect of Ground and Structure Damping on Combination of Inertia Force and Ground Displacement
in Seismic Deformation Method
..... N.TANAKA, K.SAKAI (21)

RESEARCH REPORTS

- Long-Term Installation Test of Head-Hardened Rails for Reducing Rolling Contact Fatigue on High
Rails in Curved Sections
..... Y.KANEMATSU, Y.TERASHITA (30)
- Application Conditions of the Simplified Calculation Method for the Impact Factor of Steel and
Composite Structures
..... M.IKEDA, M.TOKUNAGA, Y.KOBAYASHI (38)

