

# 鉄道総研報告

第38巻 第9号

2024年9月

## 論文

- 車両** 脱線後までを考慮した編成車両の地震時挙動の解析手法  
..... 後藤恵一, 飯田浩平, 徳永宗正 (1)
- 車両** **電気** 再生可能エネルギー活用を指向した鉄道用蓄電装置の充放電制御手法  
..... 小西武史, 緒方隆充, 生出珠之助, 齋藤達仁 (9)
- 施設** 伏び管の破損に伴う軌道への簡易な影響度判定手法  
..... 仲山貴司, 大原勇, 三輪陽彦, 松丸貴樹 (17)
- 施設** 施工性および防除効果に優れた蒸気除草手法の開発  
..... 谷川光, 潮木知良, 池畑政輝, 中村貴久 (23)
- 施設** レール継目を有する鋼橋の列車通過時動的応答  
..... 北川晴之, 徳永宗正, 池田学 (29)
- 施設** 逐次非線形解析に基づく基盤地震動推定の有効性検証  
..... 坂井公俊 (37)
- 電気** 破断確率を考慮したトロリ線の許容ひずみ値  
..... 小原拓也, 山下主税 (45)

## 調査報告

- 施設** 鉄道構造物等設計標準（コンクリート構造物・令和5年）に基づく支承部の試設計  
..... 鈴木瞭, 轟俊太郎, 中田裕喜, 渡辺健 (53)





# 脱線後までを考慮した編成車両の地震時挙動の解析手法

後藤 恵一\* 飯田 浩平\*\* 徳永 宗正\*

Numerical Analysis Method for Seismic Behavior of a Train with Consideration of up to Post-derailment Period

Keiichi GOTO Kohei IIDA Munemasa TOKUNAGA

The authors are researching with the aim of establishing a numerical analysis method capable of evaluating vehicle behavior up to after the derailment of a vehicle during earthquakes. In this paper, as a basic study, we propose an analysis method that can represent seismic vehicle behavior before and after the derailment of a single stationary vehicle. Then, to consider the coupling of multiple vehicles, the proposed method is also extended to include dynamic models of connection elements between vehicles. Furthermore, the influence of the interaction between vehicles on the derailment limit is investigated through trial calculations.

キーワード：地震，脱線，編成車両，連結器，車体間ヨーダンパ，数値シミュレーション

## 1. はじめに

近年の大規模地震の頻発により，新幹線をはじめとした鉄道車両の脱線事象が発生している<sup>例えは<sup>1)</sup></sup>。高速走行する車両が脱線した場合には甚大な被害発生につながる恐れがあることから，脱線した車両が対向線や線路外に大きく逸脱することを防ぐために，軌道側および車両側での逸脱防止対策工<sup>2)</sup>の開発が進められている。

このような逸脱防止対策工を開発・導入するにあたっては，対策工がどのようなメカニズムで機能するのか，また，どの程度の地震動まで有効であるかを明らかにすることが重要となる。しかしながら，この種の現象は実験的アプローチが難しく，また，数値解析手法についても，脱線後を含む地震時車両挙動の解析例<sup>3)</sup>はあるものの，レールや車輪の形状を矩形等の簡易形状に置き換えて表現するに留まっており，脱線後までの車両挙動を適切に評価可能な手法は確立されていない現状にある。

そこで本研究では，地震時における脱線前から脱線後までの車両挙動を評価可能な解析手法を確立することを目的に，その基礎検討として，停止車両を対象とした脱線前後の一連の車両挙動を表現可能な解析手法を提案する。また，本手法に車両間の連結構造<sup>4)</sup>の力学モデルを考慮することで，編成車両としての挙動を表現可能な手法に拡張する。さらに，試計算により車両間の相互作用が脱線挙動に及ぼす影響を検討する。

## 2. 地震時における車両挙動の解析手法の提案

本章では，まず，1両の車両を対象とした脱線後までの

地震時車両挙動を表現可能な解析手法を提案する。次に，車両間の連結構造の力学モデルを考慮することで，編成車両としての挙動を表現可能な手法に拡張する。なお，本手法は非線形構造解析ソフトウェア Ansys LS-DYNA<sup>5)</sup> (R13.1.1) を用いて構築する。

### 2.1 脱線後までの地震時車両挙動の解析手法

#### 2.1.1 解析手法の概要

地震時の現象はその現象時間が数十秒～百秒単位の長時間に及ぶことから，モデル化においては一定の計算精度を確保しつつも計算負荷を極力低減することが求められる。一方で，本研究で対象とする鉄道車両の挙動評価を行う場合には，車輪／レール間の接触に代表される車両部材と軌道部材の複雑な形状同士の接触現象を適切に考慮することが不可欠である。

そこで本研究では，計算負荷が軽く，地震時の鉄道車両の挙動評価への適用性が確認されているマルチボディダイナミクス理論に基づき車両をモデル化<sup>6)</sup>するとともに，脱線前後の車輪と軌道部材（例えばレールや軌道スラブ）の接触現象については剛体の有限要素により表現する手法を構築した。図1に構築した解析モデルを示す。本研究では基礎検討として，1両の車両がスラブ軌道の高架橋上に停止している状態を想定し，車両，軌道（レール，軌道スラブ，CAモルタル，路盤コンクリート）および構造物天端から解析モデルを構成した。

#### 2.1.2 車両のモデル化

図2に車両の力学モデルを示す。車両は車体，台車枠，輪軸を剛体とみなし，これら剛体をばねとダンパで結合して構築した。実車では車両構成部品間に，著大な相対変位発生を抑制するためのストッパが設けられているため，これらもモデル化した。輪軸の一部である左右の車輪については，レールとの接触および脱線後の軌道スラ

\* 鉄道力学研究部 構造力学研究室

\*\* 鉄道力学研究部 車両力学研究室

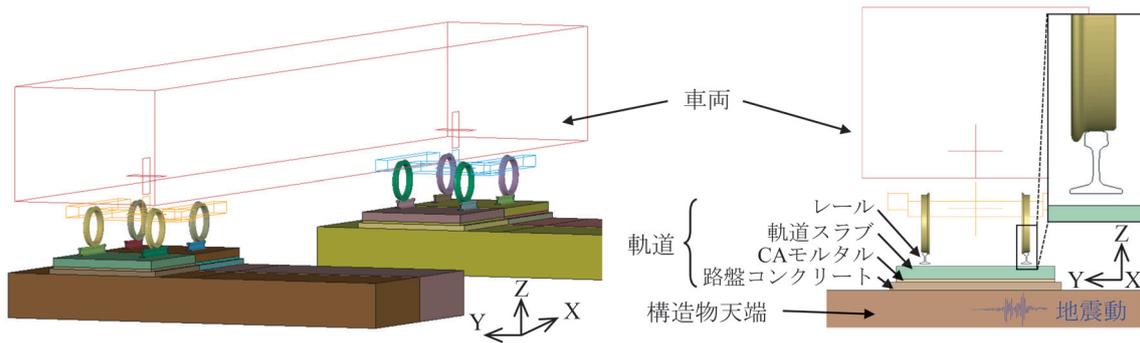


図1 提案手法に基づき構築した解析モデル

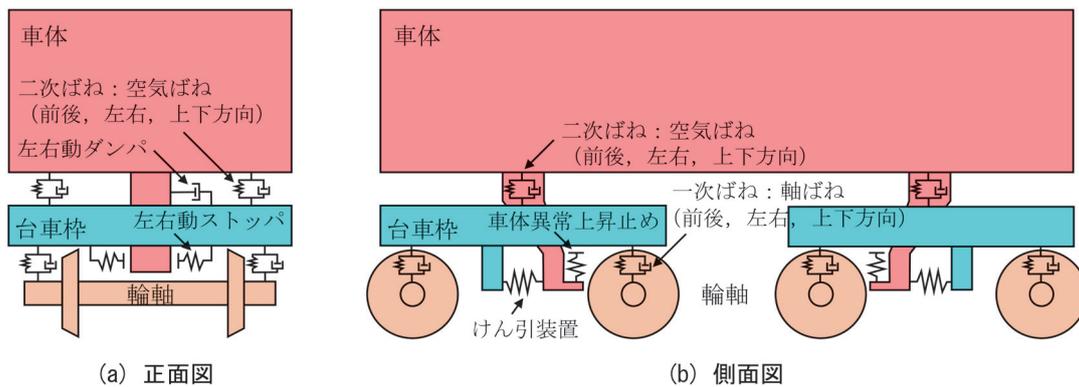


図2 車両の力学モデル

ブ上への落下を表現するために、車輪形状を詳細に再現した接触表現用の剛体の有限要素（平均要素長 10mm 程度）を別途配置した（図1 参照）。なお、車両は停止状態を想定しているため、輪軸は車輪の円周方向の回転自由度（Y 軸回り：座標系は図1 参照）を拘束した。

### 2.1.3 軌道および構造物天端のモデル化

軌道および構造物天端は、図1に示すようにその形状を表現するための剛体の有限要素を用いて、各輪軸直下に個別にモデル化した。軌道の構成要素である軌道スラブ、CAモルタル、路盤コンクリートおよび構造物天端間は剛体結合し、レールと軌道スラブ間は締結装置相当の線形ばねおよびダンパで結合した。レールは車輪との接触を考慮するために、その形状を詳細に再現した。地震動等の入力については、構造物天端への強制変位として設定した。

### 2.1.4 車輪と軌道部材の接触のモデル化

車輪／レール間および脱線後の車輪／軌道スラブ間の接触モデルに関しては、各形状を詳細に再現した有限要素同士による三次元の接触計算を行うものとし、接触面法線方向の接触力についてはペナルティ法により、接触面接線方向の接触力についてはクーロン摩擦（本研究では摩擦係数 0.3 を設定）により表現するモデルとした。なお、本研究では停止状態を想定していることから、車輪回転により発生するクリープ力の影響は考慮していない。

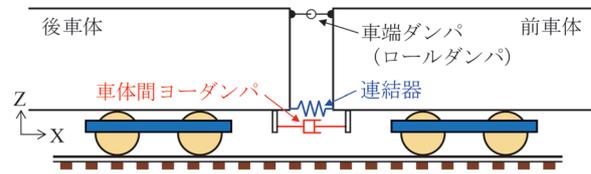


図3 新幹線における車両間の連結構造の例<sup>4)</sup>

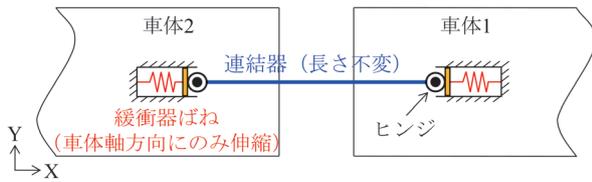
## 2.2 編成車両の地震時挙動の解析手法

### 2.2.1 解析手法の概要

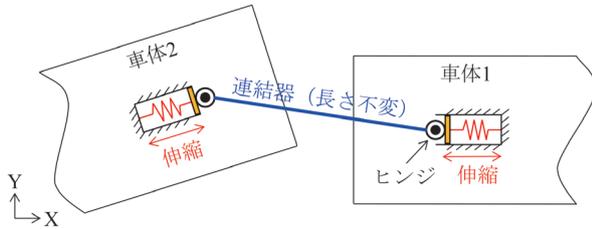
ここでは、2.1節で構築した1両での解析手法を、車両間の連結構造を表現する力学モデルを新たに組み込むことで複数の車両を接続でき、編成車両としての地震時挙動を計算可能な手法に改良する。図3に新幹線における車両間の連結構造の例<sup>4)</sup>を示す。本研究では図に示す車両間の連結構造のうち、連結器および車体間ヨーダンパを対象とした。以下にその力学モデルの詳細を記す。

### 2.2.2 連結器の力学モデル

連結器の力学モデルの概念図を図4に示す。連結器の力学モデルは、各車体に固定される緩衝器の特性を表現するための非線形ばねと、各車体の緩衝器どうしを接続する長さ不変の剛体棒をヒンジ結合することで構築した。緩衝器ばねについては、車体の動きに常に追従し、車体軸方向のみばねが伸縮するものとした。また、そのばね特性は荷重とばねの伸縮量（ストローク）により定義



(a) 初期状態



(b) 車体間の相対変位発生時

図4 連結器の力学モデル

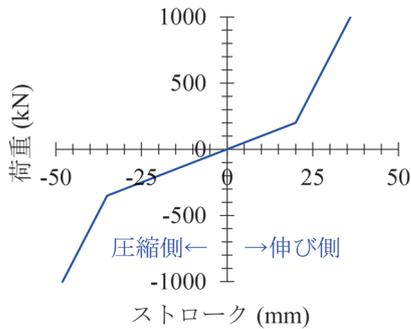


図5 設定した緩衝器のばね特性

するマルチリニアモデルとした。図5に本研究で設定した緩衝器のばね特性を示す。新幹線に用いられる緩衝器のばね特性<sup>7)</sup>を参考に、伸び側でより高い剛性が発揮されるバイリニア型とした。

### 2.2.3 車体間ヨーダンパの力学モデル

車体間ヨーダンパの力学モデルの概念図を図6に示す。車体間ヨーダンパは、減衰特性表現用のダンパと車体間ヨーダンパが限界まで伸縮した際の底突きを表現するためのストッパばねを並列に配置し、その両端を各車体の任意の位置にヒンジ結合することで構築した。

図7に本研究で設定した車体間ヨーダンパの減衰特性と底突き特性を示す。減衰特性はカタログ<sup>8)</sup>を参考に設定したが、車体間ヨーダンパは急曲線通過時などにピストンストロークが大きくなると、減衰力を発生しないように油圧をリリースする構造が採用されているため<sup>4)</sup>、図7(a)に示すようにピストンストローク $\delta$ がある閾値(本研究では $\pm 40\text{mm}$ とした)を超えると減衰力が発生しなくなる特性とした。なお、ピストンストロークが閾値を超えた後に再度閾値の範囲に入った場合には、減衰力が復帰するものとした。底突きばねの特性については、図

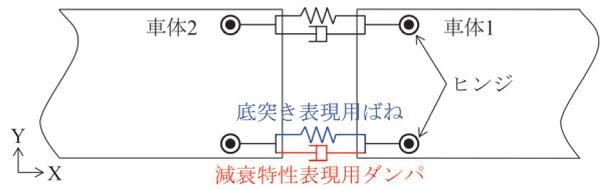


図6 車体間ヨーダンパの力学モデル

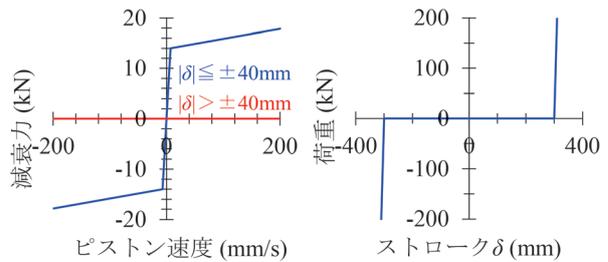


図7 設定した車体間ヨーダンパの特性

7(b)に示すようにピストンストロークが $300\text{mm}$ を超えると底突きが発生し、ストップとして機能する特性とした。

## 3. 車両連結構造が脱線限界に及ぼす影響評価

本章では、2章で提案した解析手法により3両編成状態での加振解析を実施することで、車両連結構造の存在により生じる車両間の相互作用が脱線限界に及ぼす影響を検討する。

### 3.1 検討方法

図8に本検討に用いた解析モデルを示す。解析モデルは停止状態の1両モデルを3両分並べ、各車両間に前章で述べた連結構造(連結器および車体間ヨーダンパ)の力学モデルを挿入することで、3両分を連結した編成モデル(以下、編成モデルと称す)とした。連結構造の力学モデルおよび特性は2.2節で示したものとした。

加振条件としては、3両すべてを同位相で加振した場合、1両目(先頭車両)のみを加振した場合、2両目(中間車両)のみを加振した場合で検討を行った。本加振条件は現実には起こり得ない条件ではあるが、車両間の相互作用の影響を確認するためにあえて極端な条件設定とした。加振は一定振動数、一定振幅の左右方向(Y軸方向:座標系は図1・図8参照)の正弦波振動を5周期分入力することで実施した。正弦波の加振振動数は $0.5\text{Hz} \sim 3.0\text{Hz}$ の $0.1\text{Hz}$ 刻み、加振振幅は脱線の有無を見極めるために振幅を $5\text{mm}$ ずつ増加させた。脱線判定の閾値は地震時の脱線の目安とされる車輪/レール間の相対左右変位 $\pm 70\text{mm}$ <sup>2)</sup>を用いた。ここで、3両編成モデルで

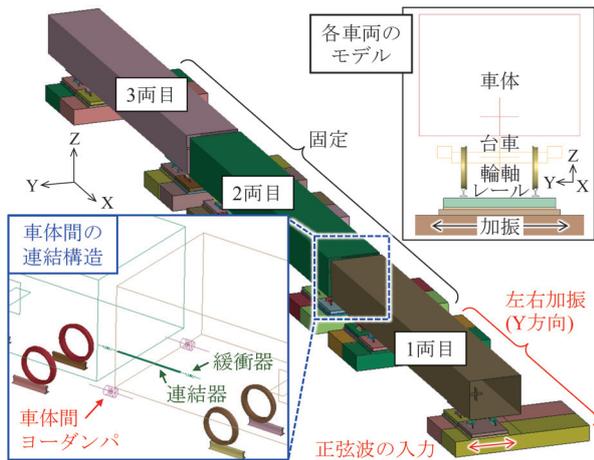


図8 本検討に用いた3両編成の解析モデル（1両目のみを加振した場合の例）

の計算時間は、デスクトップ型PCの2コアでの並列計算で0.5Hz（15秒間）の場合で1ケース当たり45分程度であった。

上記に加えて、編成モデルとの車両挙動の差異を確認するために、1両のみでの正弦波加振解析も別途実施した。また、本提案手法の妥当性を確認するために、実物大の振動台試験結果との比較によりその妥当性が検証されている車両運動シミュレータVDS（Vehicle Dynamics Simulator、以下VDSと記す）<sup>6)</sup>による同一条件での加振解析（正弦波5波、0.3Hz～3.0Hz）を併せて実施し、提案手法による結果と比較した。ここで、VDSは脱線直前までを対象としている車両運動シミュレータであり、いずれかの車輪が上記の脱線判定基準に達した段階で計算が終了する。

### 3.2 検討結果

#### 3.2.1 提案手法の妥当性検証

図9に1両モデルでの脱線限界線図に関するVDSと提案手法の比較を示す。ここで、脱線限界線図とは各加振振動数において脱線と判定を受ける直前の加振振幅をプロットしたものである。図には加振振動数と加振振幅の組み合わせがどの程度の入力加速度に対応するかの目安とするために、加速度振幅ごと（500gal、1000galおよび1500gal）のラインも示している。図より、VDSと提案手法では0.3Hzおよび0.4Hzで若干の差異が見られるものの、それ以外の各加振振動数では限界値がよく一致していることが確認できる。すなわち、提案手法によりVDSと概ね同等の脱線限界線図を算出できるといえる。

また、図9には提案手法において脱線の判定基準を車輪／レール間の相対左右変位 $\pm 70\text{mm}$ とした場合だけでなく、車輪がレールから落下した場合の結果も併せて

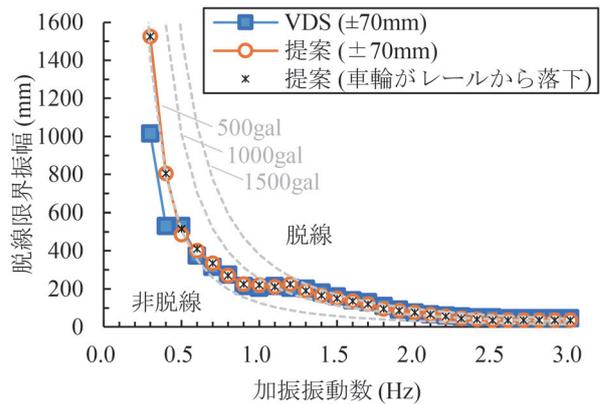


図9 正弦波5波に対する脱線限界線図（1両モデル）

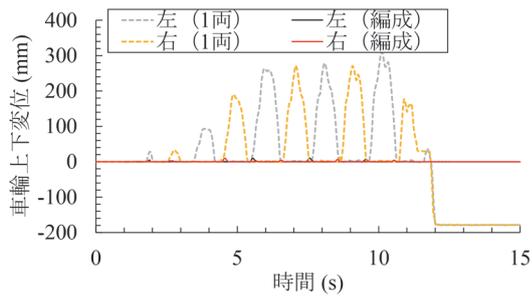
示している。図より両者の結果が概ね一致していることが確認できるが、これは車輪／レール間の相対左右変位が $\pm 70\text{mm}$ に達した場合、その直後にはほとんど脱線に至ることを意味しており、従来の脱線の判定基準が妥当であることを示している。

#### 3.2.2 車両間相互作用の影響評価

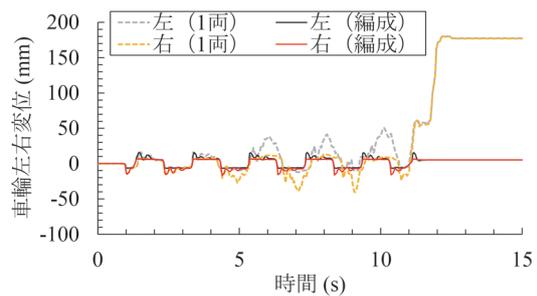
図10に、3両編成モデル（1両目のみの加振、加振振動数：0.5Hz、加振振幅：520mm）の1両目の車両応答に関する時刻歴波形を、1両モデルと比較する形で示す。まず、図10(a)に示す車輪／レール間の相対上下変位に着目すると、1両モデルにおいてのみ時間経過による応答の増大を確認でき、編成モデルではほとんど車輪上昇が生じていないことが確認できる。1両モデルでは12秒程度で約 $-180\text{mm}$ の変位が生じているが、これは当該軸が脱線したことによるものであり、本手法により脱線前後の一連の車両挙動を表現可能であることが分かる。また、図10(b)に示す左右変位においても脱線が生じる12秒程度で変位が急増する様子を確認できる。

次に、図10(c)の車体重心の上下変位、図10(d)の車体重心の左右変位およびロール角に着目すると、正弦波の1波目が終了する3秒程度までは両者の応答が概ね一致しているものの、それ以降については編成モデルでは各応答の振幅が時間経過に対してほぼ一定であるのに対し、1両モデルでは各応答の振幅が時間経過により徐々に増大する現象を確認できる。また、振動周期についても編成モデルと1両モデルで違いがみられ、編成モデルの方が1両モデルと比較して振動周期が短くなっていることも分かる。

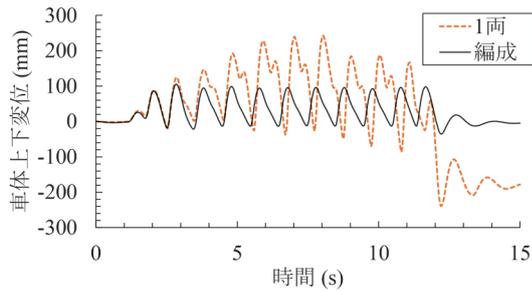
図11に編成モデル（1両目のみの加振、加振振動数：0.5Hz、加振振幅：520mm）における1～2両目間の1両目側の緩衝器ばねの時刻歴波形を、前後・左右・上下方向（それぞれ図8のX軸・Y軸・Z軸方向に対応）の成分に分けて示す。前後方向に着目すると正側（伸び側）の荷重振幅が負側（圧縮側）と比較して大きく、1両目のみを加振することで1両目と2両目の車体間の



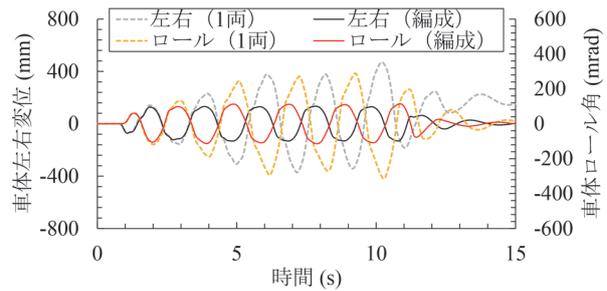
(a) 車輪/レール間の相対上下変位 (1 軸目)



(b) 車輪/レール間の相対左右変位 (1 軸目)



(c) 車体重心の上下変位



(d) 車体重心の左右変位およびロール角

図 10 1 両モデルと 3 両編成モデル (1 両目のみを加振した場合) での車両挙動の比較 (加振振動数: 0.5Hz, 加振振幅: 520mm)

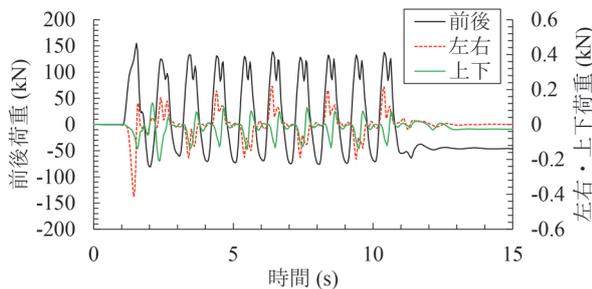


図 11 緩衝器ばねの時刻歴波形 (1 両目のみを加振した場合の 1~2 両目間, 1 両目側)

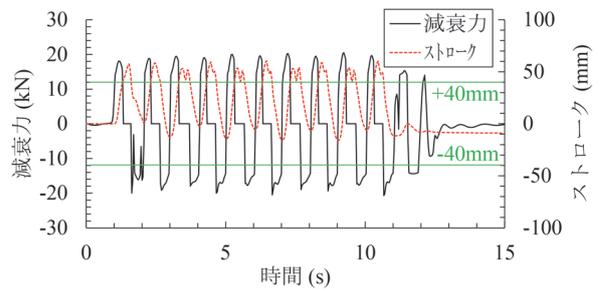


図 12 車体間ヨーダンパの減衰力波形 (1 両目のみを加振した場合の 1~2 両目間, 左側)

相対変位が大きくなる、すなわち、車体間に引張力が発生する加振条件と対応していることが分かる。なお、前後方向の荷重に対して左右および上下方向の荷重が非常に小さくなっているが、これは車体軸方向以外の荷重については緩衝器ばねではなく、連結器と緩衝器ばねの接続点であるヒンジ (図 4 参照) が負担するためである。

図 12 に編成モデル (1 両目のみの加振, 加振振動数: 0.5Hz, 加振振幅: 520mm) における 1~2 両目間の左側の車体間ヨーダンパの軸方向の減衰力およびピストンストロークの時刻歴波形を示す。図には油圧リリースにより減衰力が発生しなくなるピストンストロークの閾値  $\pm 40\text{mm}$  のラインも表示している。図より、ピストンストロークが  $+40\text{mm}$  (伸び側) のラインを複数回超えており、そのタイミングで減衰力がゼロとなり、さらにその後ピストンストロークが  $\pm 40\text{mm}$  の範囲に入ると減衰力が再度発生する様子を確認できる。

図 13 に車両間の相互作用が脱線限界に及ぼす影響として、1 両モデルでの加振、3 両編成モデルでの全車両同位相加振、3 両編成での 1 両目 (先頭車) のみの加振、3 両編成での 2 両目 (中間車) のみの加振における、加振振動数 0.5Hz~2.0Hz での脱線限界線図の比較を示す。なお、本脱線限界線図は加振された車両に対するものであるが、いずれの加振条件においても加振された車両から脱線が生じた。また、車両間の相互作用の影響を把握しやすくするために、図 13 を 1 両のみの脱線限界振幅との比に変換したものを図 14 に示す。本図は振幅比が 1 より大きい場合には 1 両のみの場合と比較して脱線しにくいことを、振幅比が 1 より小さい場合は 1 両のみの場合と比較して脱線しやすいことを意味する。両図より、1 両のみでの加振と 3 両編成での同位相加振の結果がほぼ一致していることが確認できる。これは既往の研究<sup>4)</sup>と同様の結果である。また、3 両編成での 1

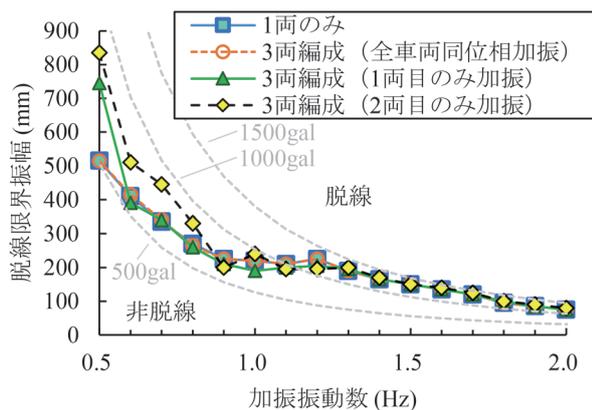


図 13 車両間の相互作用が脱線限界に及ぼす影響

両目（先頭車）のみ加振の場合は、1両の場合と比較してその限界値が概ね同程度であるものの、1.2Hz以下では若干低下する傾向にあることが分かる。それに対して、3両編成での2両目（中間車）のみの加振の場合は、1両の場合と比較して一部の加振周波数で限界値が低下しているものの、全体的には限界値が増加傾向にあること分かる。図には、1両モデルと編成モデルの脱線限界の比が $\pm 10\%$ となる範囲を示すが、概ねこの範囲に収まっていることが確認できる。本検討では車両間の相互作用の影響を把握しやすくするために意図的に極端な加振条件を設定しており、実地震の場合にはその影響度はさらに小さくなるものと推測される。一方で、上記の検討結果は一例に過ぎず、車両間の相互作用が脱線限界に及ぼす影響は、車両特性や車体間連結構造の特性等により大きく異なる可能性があることに留意が必要である。

#### 4. まとめ

本研究では、地震時における脱線後までの車両挙動を評価可能な解析手法を確立することを目的に、その基礎検討として、停車車両を対象とした脱線前後の一連の車両挙動を表現可能かつ、編成車両としての挙動を表現可能な手法を提案した。さらに、提案手法により車両間の相互作用が地震時の脱線限界に及ぼす影響を検討した。本研究のまとめを以下に示す。

- 1) 1両の車両の脱線前から脱線後までの地震時挙動を効率的に計算可能な解析手法として、車両運動表現用のマルチボディと接触表現用の剛体の有限要素を組み合わせた解析手法を提案した。
- 2) 車両間の連結構造である連結器および車体間ヨーダンパを表現する力学モデルを新たに提案するとともに、上記の1両での解析手法に組み込むことにより編成車両の地震時挙動を表現可能な解析手法に改良した。

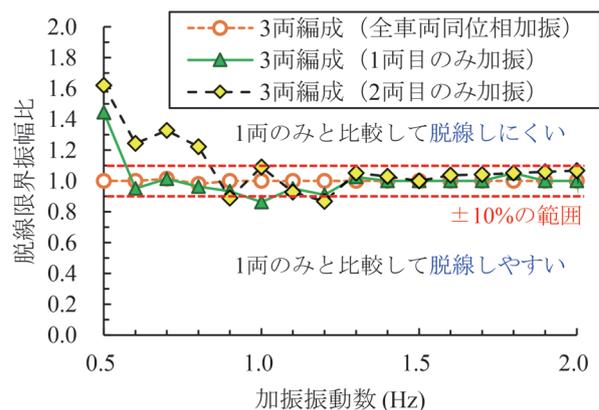


図 14 1両モデルに対する脱線限界振幅比

- 3) 上記手法を用いた3両編成での解析により、車両間の相互作用が脱線限界に及ぼす影響を検討した。車両間の相互作用の影響が発揮されにくい条件として設定した3両編成状態での全車両同位相加振の場合には、1両の脱線限界とはほぼ一致することを示した。また、車両間の相互作用の影響が発揮されやすい条件として設定した3両編成状態の2両目のみを加振した場合には、1両の場合と比較して脱線限界が増加傾向にあることを示した。

上記の検討結果は一例に過ぎず、車両間の相互作用が脱線限界に及ぼす影響は、車両特性や車体間連結構造の特性、加振条件等により大きく異なることが予想される。これらの影響度を明らかにするためには、本研究で構築した車両間の相互作用を考慮した地震時車両挙動の解析手法の妥当性を検証するとともに、現実に想定される条件下での各種パラメトリックスタディを実施する必要がある。また、車両間の相互作用は脱線後の車両挙動に及ぼす影響が大きいことが想定されるため、今後は脱線後の挙動に着目した検討についても実施していく予定である。

#### 文献

- 1) 航空・鉄道事故調査委員会：東日本旅客鉄道株式会社 上越新幹線 浦佐駅～長岡駅間 列車脱線事故、鉄道事故調査報告書、RA2007-8-1、2007
- 2) 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
- 3) 後藤恵一、曾我部正道、田辺誠、渡辺勉、徳永宗正：マルチボディーダイナミクスを用いた輪軸部材と軌道部材の簡易な接触解析法、鉄道工学シンポジウム論文集、No.20、pp.37-44、2016
- 4) 宮本岳史、石田弘明、曾我部正道、川西智浩、室野剛隆：編成車両の地震時走行安全性解析、鉄道総研報告、Vol.21、No.12、pp.41-46、2007

- 5) Ansys Inc.: LS-DYNA Theory Manual [https://ftp.lstc.com/anonymous/outgoing/jday/manuals/DRAFT\\_Theory.pdf](https://ftp.lstc.com/anonymous/outgoing/jday/manuals/DRAFT_Theory.pdf) (参照日: 2024年4月16日)
- 6) 宮本岳史, 石田弘明, 松尾雅樹: 地震時の鉄道車両の挙動解析(上下, 左右に振動する軌道上の車両運動シミュレーション), 日本機械学会論文集 C 編, Vol.64, No.626, pp.3928-3935, 1998
- 7) 早勢剛, 長南征二: 列車座屈に関する数値解析, 日本機械学会論文集 (C 編), Vo.66, No.646, pp.213-221, 2000
- 8) カヤバ株式会社: 鉄道車両用機器, pp.7 [https://www.kyb.co.jp/media/rolling\\_stock\\_equipment\\_en.pdf](https://www.kyb.co.jp/media/rolling_stock_equipment_en.pdf) (参照日: 2024年4月16日)



# 再生可能エネルギー活用を指向した 鉄道用蓄電装置の充放電制御手法

小西 武史\* 緒方 隆充\* 生出 珠之助\*\* 齋藤 達仁\*\*\*

A Control Method of Stationary and On-board Energy Storage Systems for Use of Renewable Energy

Takeshi KONISHI Takamitsu OGATA Tamosuke OIDE Tatsuhito SAITO

The installation of renewable energy is accelerating to achieve the carbon neutrality in 2050. This paper proposes a control system for integrating charge/discharge of stationary and on-board energy storage systems in the DC electrified railway. By simulating the performance of a train operation power, we can obtain the effect of the demand response and effective use of renewable energy by adopting the control system.

キーワード：統括制御，地上蓄電装置，車載蓄電装置，DR

## 1. はじめに

日本の鉄道における輸送量あたりのCO<sub>2</sub>排出量は、旅客では自家用乗用車の1/8、貨物では営業用貨物自動車の1/13であり、鉄道はエネルギー効率がよく電化も進んだ交通機関である。ただし、2019年度における鉄道のCO<sub>2</sub>排出量約1000万トンのうち9割が電力由来であり、使用電力の4分の3が火力（化石燃料）由来である<sup>1)</sup>。したがって、鉄道の脱炭素化に向けては、使用電力における非化石燃料由来の割合を高めることが不可欠である。

電力の調達方法が注目されるようになる中、鉄道分野においても非化石燃料由来電力を活用する動きが始まっている。増加する非化石燃料由来電力の多くは太陽光発電（以下PV）に代表される再生可能エネルギー（以下再エネ）による発電が想定され、日本政府による2030年度の再エネ電力の比率の目標は36～38%である。しかし、PV等の再エネは発電量が季節・時刻・天候に依存し、火力発電等と比較して小規模であるうえ、発電に適した地域が限定されるといった課題があり、2020年度の再エネ比率は約20%にとどまっている。さらに、鉄道の需要が朝夕ラッシュ時に大きいものに対して、PVの発電量は昼に最大となり朝夕は小さいといった電力需給のギャップが存在する。したがって、再エネ電力活用の拡大による鉄道の脱炭素化に向けては、そのような時間的・空間的ギャップの存在が大きな課題であり、その解決には蓄電装置によって再エネを一時的に「貯める」ことが必要となる。

鉄道分野においては、変電所等に設けられる「地上蓄電装置」、車両に蓄電池等を搭載する「車載蓄電装置」

が既に多く実用されている。そこで、筆者らは、鉄道における再エネ活用を指向した蓄電装置の制御手法として、①従来の再生電力活用と余剰再エネ電力活用を両立する制御手法、②複数の（地上・車載）蓄電装置を統括する制御手法を検討した。本稿では、提案する制御手法の概要を述べたのち、具体的なケーススタディとして、提案手法による再エネ活用効果の試算結果と、系統側の要請に応じて蓄電装置を充放電するデマンドレスポンス制御（Demand Response: DR）の動作を確認した結果について報告する。

## 2. 再生電力活用と再エネ電力活用を両立する蓄電装置の制御手法

### 2.1 鉄道用蓄電装置の概要

直流電気鉄道に適用されている地上蓄電装置に関しては、再生電力活用による省エネ、あるいは停電時の緊急走行等を主目的として、2019年までに国内で約40台が導入されている<sup>2)</sup>。車載蓄電装置に関しては、車両に蓄電池を搭載し、ディーゼル発電機と蓄電池の電力により走行するハイブリッド方式の車両（ディーゼルハイブリッド車両）や、電化区間あるいは充電設備で蓄電した電力により非電化区間を走行する車両（蓄電池電車）が開発され、国内ではこれまでに約140両が導入されている<sup>1)</sup>。また、電化区間において停電時に駅や安全な箇所まで自力移動するための緊急電源として蓄電池を搭載した電車も開発されている。

鉄道向けの蓄電装置は鉄道運行に伴う消費エネルギーを「減らす」ことが重要な機能であり、再エネ等を「貯める」ことによってその機能が有効でなければならず、各々の機能を両立させる必要がある。また、再エネを「貯める」には新規の大型蓄電装置を導入するのみならず、鉄道側に存在する上記の蓄電装置を可能な限り集約して

\* 電力技術研究部 き電研究室

\*\* 元 電力技術研究部 き電研究室

\*\*\* 車両技術研究部 水素・エネルギー研究室

有効活用することが求められる。

## 2.2 両立制御手法の概要

ここでは、蓄電装置によって回生電力活用と余剰再生電力活用を両立する充放電制御法（以下、両立制御）について述べる。両立制御の効果を確認するため、交流系統側の電力潮流計算機能<sup>3)</sup>を運転電力シミュレーションに実装し、モデル線区を対象に試算を実施した。両立制御は、新規に製作する蓄電装置だけでなく、既存の回生電力活用向けの蓄電装置の制御ファームウェアを変更し、通信機能を付加することでの対応も可能である。また、ここでは地上蓄電を対象とした検討を行っているが、停車している列車の車載蓄電にも適用可能である。

両立制御を適用した蓄電装置の導入イメージを図1(a)に示す。蓄電装置は変電所の直流母線に接続されており、回生電力の充電（図1(a)中の①）に加えて整流器を通して交流側より充電を行う（図1(a)中の②）。両立制御の充放電特性を図1(b)に示す。

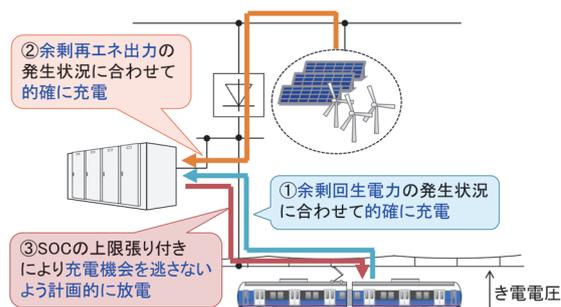
本両立制御は、き電電圧 $V$ が充電開始電圧 $V_c$ を超えると充電を行い、放電開始電圧 $V_d$ を下回ると放電を行うような、回生電力活用向けの蓄電装置の制御（以下、外線電圧制御）を基本とするが、オフセット電流 $I_{\text{offset}}$ を外部からの指令で随時設定可能にすることで、回生電力だけでなく交流側からも余剰再生電力等を積極的に充電可能としていることが特徴である。

両立制御は、 $V$ の値に応じて以下のモードで動作する。

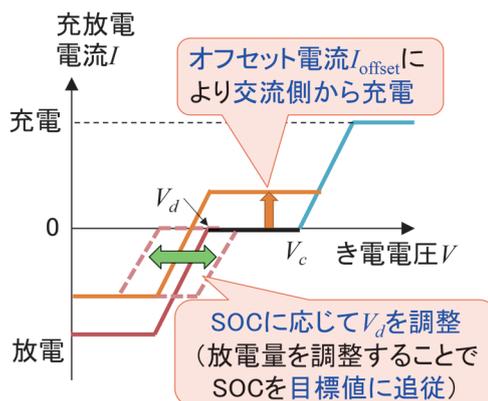
- ・ $V > V_c$ のとき：直流き電回路より回生電力を充電
- ・ $V_d \leq V \leq V_c$ のとき：交流側より電力 $V \times I_{\text{offset}}$ を充電
- ・ $V < V_d$ のとき：直流き電回路に対して放電

また、放電開始電圧 $V_d$ を蓄電装置の充電率（State of Charge: 以下SOC）に応じて自動調整することにより、SOCの調整機能を実現する（図1(a)中の③）。交流側から積極的に充電を行うためには、その充電を開始する時刻までに予めSOCを低下させておく必要がある。そこで両立制御では、SOCの目標値 $\text{SOC}^*$ を事前計画として与え、実績SOCが目標SOCに近づくよう放電量を調整する機能を付加している。SOCが $\text{SOC}^*$ よりも大きいときには $V_d$ を（上限値 $V_{d\text{max}}$ （ $< V_c$ ）を超えない範囲で）上げて放電量を増加させ、逆にSOCが $\text{SOC}^*$ よりも小さいときには $V_d$ を（下限値 $V_{d\text{min}}$ を下回らない範囲で）下げて放電量を低下させる。

SOCに応じた $V_d$ の調整のイメージを図2に示す。SOC目標値の更新間隔を $T$ 、時刻 $t$ におけるSOCの値を $\text{SOC}(t)$ 、時刻 $NT$ （ $N$ : 整数）において与えた目標SOCを $\text{SOC}^*(N)$ とする。実績SOCが目標SOCに到達するまでには遅延があるため、目標値 $\text{SOC}^*(N)$ は、次回SOC目標値更新時刻、すなわち時刻 $(N+1)T$ までに到達すべきSOCの値として与えられるものとする。時



(a) 両立制御における蓄電装置の充放電イメージ



(b) 両立制御の概念

図1 両立制御における蓄電装置の充放電イメージと制御の概念

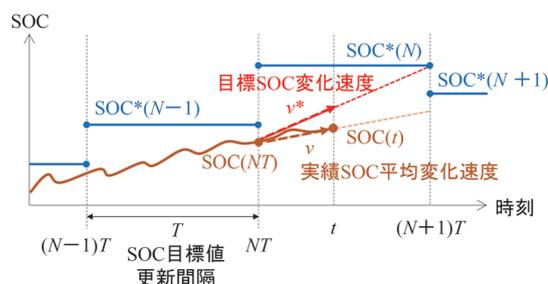


図2 SOCに応じた放電開始電圧 $V_d$ の調整

刻 $t$ （ $NT \leq t < (N+1)T$ ）において、図2に示す前回SOC更新時点から時刻 $t$ 時点までの実績SOCの平均変化速度 $v$ は、

$$v = \frac{\text{SOC}(t) - \text{SOC}(NT)}{t - NT} \quad (1)$$

で表される。一方、図2に示す次回SOC更新時刻までに実績SOCを目標SOCに到達させるための目標SOC変化速度 $v^*$ は、

$$v^* = \frac{\text{SOC}^*(N) - \text{SOC}(NT)}{T} \quad (2)$$

と表される。 $v > v^*$ のときは $V_d$ が低く放電量が不足し

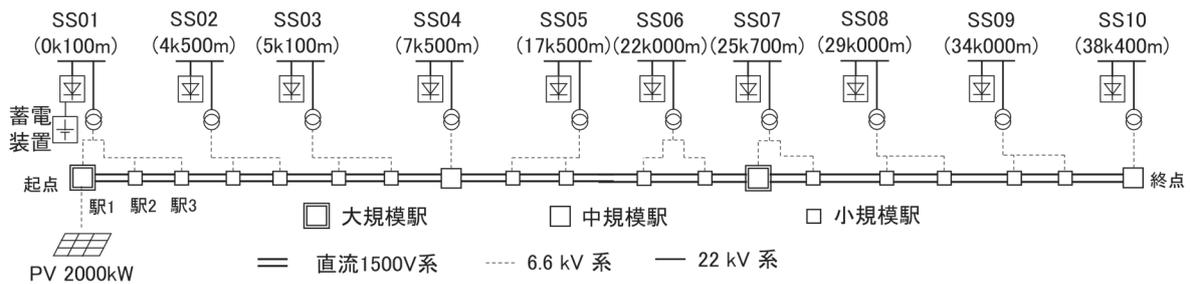


図3 両立制御の効果試算に用いたモデル路線

ていることを示しており、逆に  $v < v^*$  のときは  $V_d$  が高く放電量が過剰であることを示している。そこで、 $v$  と  $v^*$  の差を積算した以下の値を評価値  $E$  とする。

$$E = \int (v - v^*) dt \quad (3)$$

$E$  が評価しきい値  $E_{th}$  ( $>0$ ) まで増加した際に、 $V_d$  を  $V_{step}$  ( $>0$ ) 分増加させ、 $E$  をリセット ( $E=0$ ) とする。

$$V_d \rightarrow V_d + V_{step} \quad (4)$$

逆に、 $E$  が  $-E_{th}$  まで低下した際に、 $V_d$  を  $V_{step}$  ( $>0$ ) 減少させ、評価値  $E$  をリセット ( $E=0$ ) とする。

$$V_d \rightarrow V_d - V_{step} \quad (5)$$

### 2.3 シミュレーションによる両立制御の効果の試算

両立制御を検討した対象のモデル路線を図3に示す。全長38.5km、駅数19駅、全線複線で変電所が10箇所ある仮想の路線とした。整流器は、全ポストとも3000kW、電圧変動率6%（無負荷直流電圧1590V）としている。ダイヤは、時間帯によって5～20分間隔の平行ダイヤ（全列車が各駅停車）で、全列車とも6両編成を充当する。シミュレーション対象時間帯は、早朝1時から翌朝1時までの24時間とするが、このうち運行列車が存在する時間帯は早朝4時台から深夜0時台までである。

各変電所（SS）は22kV系電力会社系統から個別受電し、直流き電負荷と、6.6kV高配系統の駅負荷に電力を供給する。駅負荷として大規模駅2駅、中規模駅2駅、小規模駅15駅が接続されている。大規模駅、中規模駅、小規模駅の日負荷の最大は、それぞれ1000kW、200kW、20kWとした。また、最も起点側の駅において、最大出力2000kWのPVを高配系統に連系した。PV出力特性は、NEDOの日照量データベース閲覧システム「METPV-11」<sup>4)</sup>より取得した1m<sup>2</sup>あたりの水平面日照量（発電量の大きい季節の晴天日）にPVの想定効率

（20%）と想定PV面積（10000m<sup>2</sup>）を乗じた結果を用いた。主に日中時間帯において、SS01のPV出力が、同じ高配系統に接続されている駅負荷（駅1～3）を上回ると、図4に示すようにPV出力と駅負荷合計電力の差に相当する「余剰PV電力量」が発生する（1日合計で4846kWh）。余剰PV電力量のうち直流き電回路の負荷として消費されない電力量（1日合計で2990kWh）は、電力会社系統への逆潮流を避けるためにPVの出力を抑制する必要があるため、PVの発電能力を十分に活用できない。そこで、SS01の直流母線に地上蓄電装置を接続することで、駅1付近に生じる余剰再生電力の活用とともに余剰PV電力の活用を図る想定とした。接続する蓄電装置のエネルギー容量を6000kWh、最大充放電電流を2000Aにそれぞれ設定した。余剰PV電力をできるだけ充電できるように、エネルギー容量は既存の再生電力活用向け装置（最大500kWh相当）よりも大きく設定した。オフセット電流値として、事前に想定される余剰PV電力の30分平均値を標準電圧1500Vで除した値を与えた。

計算条件として、交流系統より積極的に充電を行わない条件での逆潮流電力量を比較対象とするため、①蓄電装置「なし」、②蓄電装置「従来制御」（外線電圧による制御）、③「両立制御」の3条件について、直流き電回路で活用した1日当たりの余剰PV電力量および余剰再生電力量の試算例を図5に示す。活用した余剰再生電力

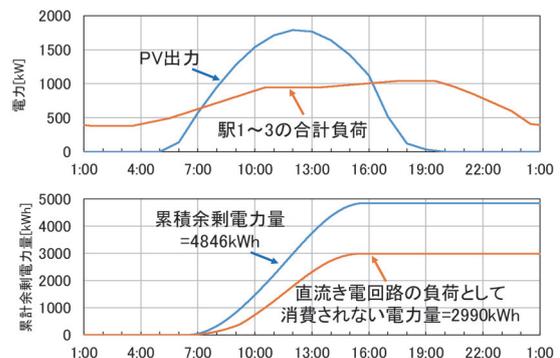


図4 SS01におけるPV、駅負荷と余剰PV電力量の推移

量は、両立制御と従来制御で大きな差がないことから、両立制御でも回生電力活用効果は悪化しないことが分かる。一方、活用した余剰PV電力量は、蓄電なしや従来制御と比較して1500 kWh程度増加した。この増加は、両立制御では駅負荷を差し引いた余剰PV電力を積極的に充電したためであり、その増加割合については蓄電池やPVの容量に依存する。この活用した余剰PV電力量を、2013年度のCO<sub>2</sub>排出係数の0.55kg-CO<sub>2</sub>/kWhに基づいてCO<sub>2</sub>排出削減量に換算すると、0.8t程度に相当する。

蓄電装置のSOC推移を図6上のグラフに示す。8時頃から、実績SOCが目標SOCにやや遅れて上昇する。PV出力が低下する16時半以降は、昼間に蓄電したエネルギーの積極的活用を意図して目標SOCを0%としているため、積極的に放電を行い、実績SOCは時間経過とともに低下する。充放電電流の時間推移を図6下のグラフに示す。回生電力の充電は、運行中において常時行われている。日中の動作モードは、日中のオフセット電流上昇に反応して充電が中心となることが分かる。

時間帯別の充放電特性を図7に示す。5:00~8:00の早朝から朝ラッシュ時間帯にかけては、放電開始電圧 $V_d$ は1575V付近に維持されている。SOCが上昇する9:00~12:00の時間帯では、 $V_d$ が1550V以下の値に推移していく様子を読み取れる。また、500A程度のオフセット電流が確認できる。12:00~15:00の時間帯

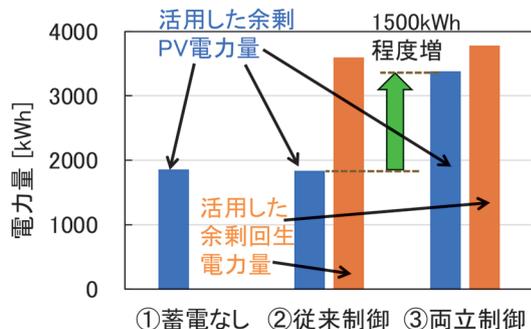


図5 余剰電力量の活用効果の試算例

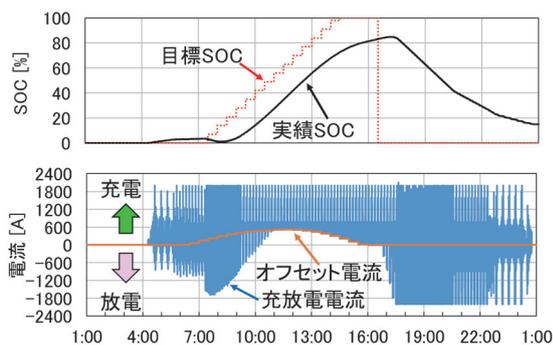
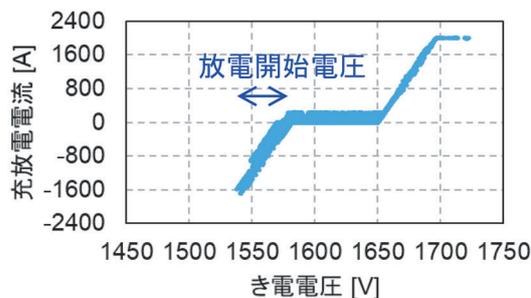
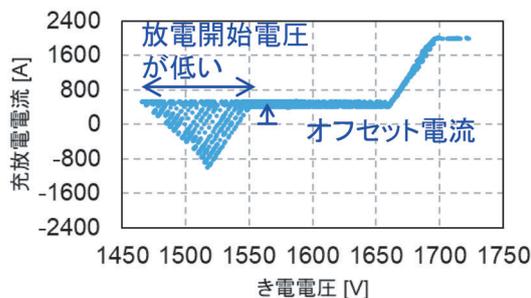


図6 両立制御によるSOCと電流の特性

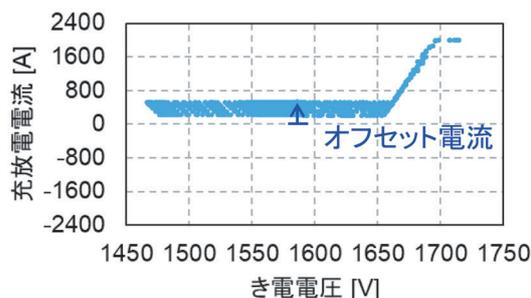
では、 $V_d$ は1470V以下まで低下しており常に充電動作をしている。SOCが低下する18:00~21:00の時間帯では、 $V_d$ が制御上限の1620Vまで上昇しており、積極的に放電を行う特性となる。以上により、時間帯に応じて意図した充放電特性が得られていることが分かる。



(a) 5:00~8:00



(b) 9:00~12:00



(c) 12:00~15:00



(d) 18:00~21:00

図7 充放電特性の推移

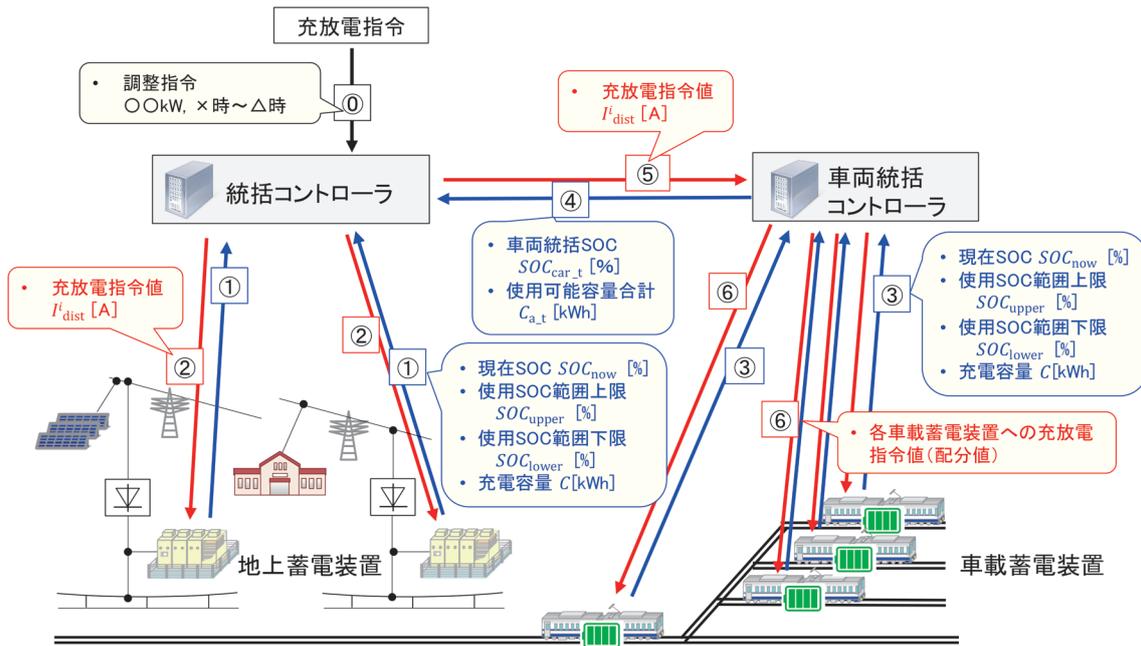


図 8 地上蓄電装置と車載蓄電装置の統括制御のシステム構成

### 3. 地上蓄電と車載蓄電の統括制御手法

#### 3.1 統括制御手法の概要

前章で提案した両立制御では、余剰再エネ電力に相当するオフセット電流  $I_{offset}$  を、地上蓄電装置が一つだけ存在する前提で設定した。一方、この両立制御を複数の地上あるいは車載の蓄電装置に対して適用可能なように拡張するためには、最も単純な対処として蓄電装置を統括制御する「統括コントローラ」から蓄電装置の台数分で割り振ったオフセット電流値を指令値配分する手法が考えられる。そこで、本章ではその指令値配分手法を地上蓄電装置と車載蓄電装置の双方に適用することとした。

制御対象の車載蓄電装置への拡張に際しては、蓄電装置搭載車両の編成数・走行位置等の変化や車両検査等の影響により、制御可能な蓄電装置台数が変化することが予想される。そこで、統括コントローラの傘下に、車載蓄電装置およびその搭載車両の状態を集約し、制御対象編成数並びに使用可能容量の管理を行う「車両統括コントローラ」を加える構成を提案した。統括制御システムの全体構成を図 8 に示す<sup>5)</sup>。

統括コントローラは、まず各地上蓄電装置の充電容量、使用 SOC 範囲、および現在の SOC を集約し、その情報を基に式 (6) に従って各蓄電装置の充放電可能 SOC マージン  $SOC_{margin}$  を計算する (図 8 ①)。ここで  $SOC_{upper}$ 、 $SOC_{lower}$ 、 $SOC_{now}$  はそれぞれ使用 SOC 範囲の上限、下限、現在の SOC を示す。次に、統括コントローラに入力された充放電電力の指令値を直流 1500V で割った電流  $I_{input}$  (ただし充電を正とする) に変換し、各

蓄電装置の充放電可能 SOC マージンと充電容量の積で重みづけ配分する。地上蓄電装置  $i$  に配分される充放電指令値  $I^i_{dist}$  は、式 (7) により与える (図 8 ②)。ここで、 $C^i$  は蓄電装置  $i$  の充電容量である。

次に、車両統括コントローラは各車載蓄電装置の充電容量、使用 SOC 範囲、および現在の SOC を集約し (図 8 ③)、その情報をもとに式 (8) により車両統括 SOC である  $SOC_{car-t}$  を計算する。車両統括コントローラは、式 (9) に示す使用可能容量合計  $C_{a-t}$  と車両統括 SOC を統括コントローラに通知することで (図 8 ④)、複数の車載蓄電装置を 1 台の仮想地上蓄電装置とみなすものとした。また、車両統括コントローラは、統括コントローラから配分された充放電指令値  $I^j_{dist}$  (図 8 ⑤) に対し、 $j$  台の車載蓄電装置への充放電指令値の再配分を行う (図 8 ⑥)。ここでは簡単のため、各編成に等配分とした。

その他の制限として、停車中の車両への大電流通電によるトロリ線の温度上昇等を考慮して、速度 1km/h 以下においては、パンタグラフ 1 基あたり 150kW の充放電電力の制限を設けた。今回使用した車両モデルのパンタグラフは編成あたり 3 台のため、実質の制限値は編成あたり 450kW となる。また、車載蓄電装置自体のリミッターとして、C レート (装置の充電容量を 1 時間で使い切る充放電電流) に対し、その 2 倍以下の充放電電流とする制限を設けた。

$$SOC_{margin} = \begin{cases} SOC_{upper} - SOC_{now} & (I_{input} > 0) \\ SOC_{now} - SOC_{lower} & (I_{input} < 0) \end{cases} \quad (6)$$

$$I_{\text{dist}}^i = I_{\text{input}} \times \frac{C^i \times \text{SOC}_{\text{margin}}^i}{\sum (C^i \times \text{SOC}_{\text{margin}}^i)} \quad (7)$$

$$\text{SOC}_{\text{car}_t} = \frac{\sum \{C^j \times (\text{SOC}_{\text{now}}^j - \text{SOC}_{\text{lower}}^j)\}}{C_{a,t}} \quad (8)$$

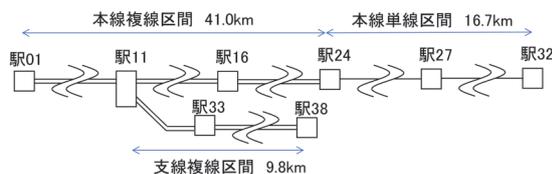
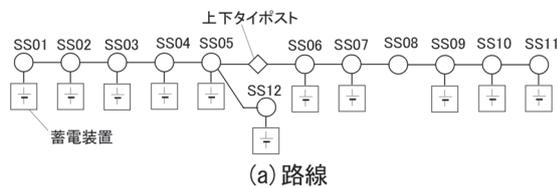
$$C_{a,t} = \sum \{C^j \times (\text{SOC}_{\text{upper}}^j - \text{SOC}_{\text{lower}}^j)\} \quad (9)$$

### 3.2 シミュレーションによる統括制御の効果の試算

統括制御手法のDRへの活用を目的として、具体的な用途例として想定される日中の上げDRのシナリオを想定したケーススタディを実施した。ここでの上げDRは、需要家側の電力消費の促進、すなわち日中であればPVによる余剰電力を蓄電装置等によって活用することと同様であり、再エネ活用に貢献できる。以降のケーススタディにおいては鉄道総研で開発した列車運行電力シミュレータ<sup>6)</sup>を用いた。

#### 3.2.1 検討条件

想定した対象路線の概略図を図9に示す。ダイヤはいずれの区間も日中の平行ダイヤを想定し、駅01～駅16については片道8本/時間、駅16～駅27については片道4本/時間、駅27～駅32については片道2本/時間をそれぞれ設定した。編成路線全体で43編成を想定し、そのうち本線を走行する39編成(1編成7両)に蓄電装置を搭載し、支線を走行する4編成(1編成6両)は蓄電装置なしとした。本線における全車載蓄電装置を車両統括コントローラの制御対象とし、シミュレーション中は制御対象となる編成数は変わらないものとした。変電所は12箇所(SS01～SS12)を想定し、SS08を除く11か所に蓄電装置を設置した。変電所の整流器は全て



(b) 変電所と地上蓄電装置の配置

図9 統括制御の検討モデル路線

容量6000kW、電圧変動率8%(無負荷直流電圧1620V)の設定である。車載蓄電装置および地上蓄電装置の諸元を表1に示す。

#### 3.2.2 日中の上げDRを想定したシミュレーション

シミュレーションは10～14時の4時間を対象とした。DRのシナリオとして、11時から13時まで、再エネ電力余剰電力発生に伴う1000kWの上げDR指令に対し、蓄電装置の充電にて対応する状況を想定した。表2に統括コントローラに入力した充放電指令の設定を示す。

DR指令前の30分は蓄電装置の充電可能容量を増やすため、一定電流での予備放電を行った。続いてDR対応期間では、DR指令値に対し1割程度のマージンを考慮して充放電指令値を750A(電車線電圧1500V時に出力1125kW)に設定した。DR指令後1時間は、地上蓄電装置では各装置のSOCを50%に戻す目的で、50A一定放電を行い、車載蓄電装置ではSOCをフル充電の100%に戻す目的で50A一定充電を行った。

全蓄電装置合計の充放電電力の推移を図10(a)、個々の蓄電装置のSOCの推移を図10(b)にそれぞれ示す。図10(a)において充放電電力が正の方向に振れていることから、回生電力の充電は何れの時間帯においても行われたことが分かる。全蓄電装置合計の充放電電力は、DR対応期間2時間の大半でDR指令値1000kWを上回っていた。しかし、12時以降からSOCが上限に達した車載蓄電装置が増え始めた影響により、蓄電装置全体の充電余力が徐々に低下し、13時直前においてDR指令値を下回った。図10(b)に示すような蓄電装置のSOCのばらつきを是正して均等化することにより、DR対応力を改善する余地がある。

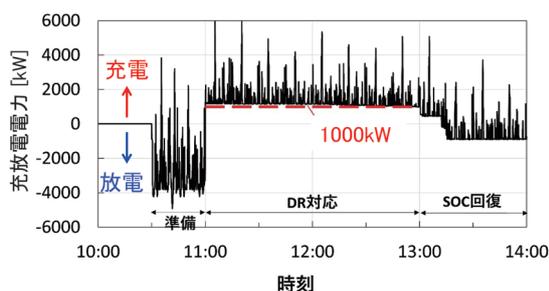
図10(b)よりDR対応期間中の地上蓄電装置と車載蓄電装置のSOCは表2の内容に応じた変化をしている。これらの結果から、地上蓄電装置および車載蓄電装

表1 地上/車載蓄電装置の諸元

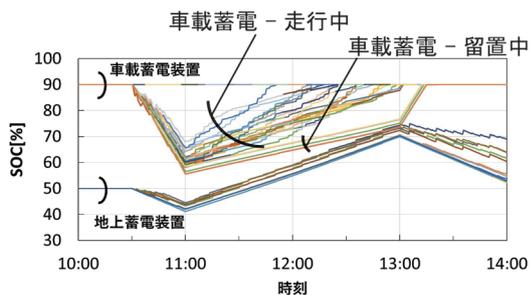
項目	地上蓄電装置	車載蓄電装置
主用途	回生電力	非常走行
容量	500kWh/台	110kWh/編成
台数/編成数	11	39
使用SOC範囲	20～80%	10～90%
使用可能容量	300kWh	88kWh
SOC初期値	50%	90%
充放電効率	90%	90%

表2 設定した充放電指令

時間帯	地上蓄電装置	車載蓄電装置
10:30～11:00	SOC 30%まで各 50A 放電	車両統括 SOC 0%まで各 50A 放電
11:00～13:00	全蓄電装置合計で750A 充電 (統括コントローラが全体に配分)	
13:00～14:00	SOC 50%まで各 50A 放電	車両統括 SOC 100%まで 各 50A 充電



(a) 全蓄電装置合計の充放電電力の推移



(b) 各蓄電装置のSOCの推移

図 10 上げDRを想定した統括制御の計算結果例

置が統括コントローラの指令に応じた充放電動作を行っていることを確認した。

#### 4. まとめ

本稿では、鉄道のカーボンニュートラルの実現に向けた一つのソリューション技術として、地上蓄電・車載蓄電の統括制御手法を提案し、以下の内容を報告した。

- (1) 変動する再エネ電力を安定的に利活用する技術として、列車の運行状況と再エネの発電量に応じて蓄電装置のSOCを制御することで、従来の回生電力に加えて余剰再エネ電力を併せて実現する直流電鉄向け蓄電装置の「両立制御」を提案した。活用した余剰回生電力量に関しては両立制御と

従来制御ではほとんど差がなく、活用した余剰PV電力量に関しては蓄電なしや従来制御と比較して1500kWh程度増加したことを、シミュレーションで確認した。

- (2) 地上蓄電装置と車載蓄電装置の充放電を統括制御するシステムを考案し、列車運行電力シミュレータに実装した。各蓄電装置のSOCのばらつきを抑えて蓄電可能な電力量を増やし、意図する1000kWの上げDR対応がおおむね実現できることをシミュレーションで確認した。

将来、鉄道事業者が電力調整市場において蓄電装置のDR対応を活用することも予想される。活用の際の便益を最大化するための蓄電装置の制御の改良手法についても、今後検討していきたい。

本研究の一部は、国土交通省の鉄道技術開発費補助金を受けて実施した<sup>6)</sup>。

#### 文献

- 1) 国土交通省：鉄道脱炭素の方向性「鉄道分野におけるカーボンニュートラル加速化検討会」中間とりまとめ、2022
- 2) 小西武史：電力貯蔵装置の変遷、鉄道と電気技術、No.30, Vol.1, pp.9-15, 2019
- 3) 生出珠之助、小西武史：直流き電回路に接続する大規模蓄電装置を活用した鉄道デマンドのPV出力特性追従、2022年電気学会産業応用部門大会、5-1, 2022
- 4) NEDO：日射に関するデータベース、<https://www.nedo.go.jp/library/nissharyou.html> (参照日：2024年6月25日)
- 5) 緒方隆充、齋藤達仁、小西武史：直流電気鉄道における地上蓄電装置と車載蓄電装置の統括制御手法の検討、令和5年電気学会全国大会、5-213, 2023
- 6) 武内陽子、小川知行、森本大観、今村洋一、美濃部晋吾、杉本祥一：列車運行電力シミュレータの開発、鉄道総研報告、Vol.30, No.8, pp.5-10, 2016



# 伏び管の破損に伴う軌道への簡易な影響度判定手法

仲山 貴司\* 大原 勇\* 三輪 陽彦\* 松丸 貴樹\*\*

Method for Determining the Degree of Impact on the Track  
due to the Damage of a Submerged Pipe in a Railway Embankment

Takashi NAKAYAMA Yu OHARA Akihiko MIWA Takaki MATSUMARU

When small-diameter pipes buried in railway embankments are damaged, there is concern that the surrounding ground may loosen, leading to a decrease in ground reaction forces and track settlement. In this study, we calculated the distribution of subgrade reaction coefficients on the roadbed surface when a pipe is damaged, and created an impact assessment chart that can easily determine the impact on the track based on the depth and diameter of the damaged pipe. The validity of the calculation method for the distribution of subgrade reaction coefficients has been verified by means of model tests and field tests.

キーワード：維持管理，伏び，盛土

## 1. はじめに

鉄道の盛土には、導水を目的とした小口径の横断管（以下、伏び管）が埋設されているが、これらは主に路線建設時に埋設されたものであり、長い経年を有するものが多く、また多くの伏び管は陶管から構成されている<sup>1) 2) 3)</sup>。伏び管が経年に伴い破損すると、周囲の地盤に緩みが生じ、図1のような路盤面の地盤反力の低下および軌道の沈下につながる懸念されるため、定期的な検査・補修が日々実施されている。しかしながら、数量が多いことに加え、盛土法面の草木の繁茂（図2）が位置の特定を難航させることから、全数の伏び管の検

査を一巡させるために膨大な時間を要している。

そこで本研究では、伏び管の検査の優先度や頻度などを検討するためのツールとして、伏び管の深度と管径を図中にプロットすることで、軌道への影響度合いを簡易に判断できる影響度判定チャートを作成した（図3）。

このチャートは、伏び管に関する種々の条件を変更した路盤面の地盤反力係数分布を計算で求め、列車荷重を載荷したときの沈下量を整理して作成したものであり、地盤反力係数分布計算方法の妥当性については、室内実験および現地試験で検証している。

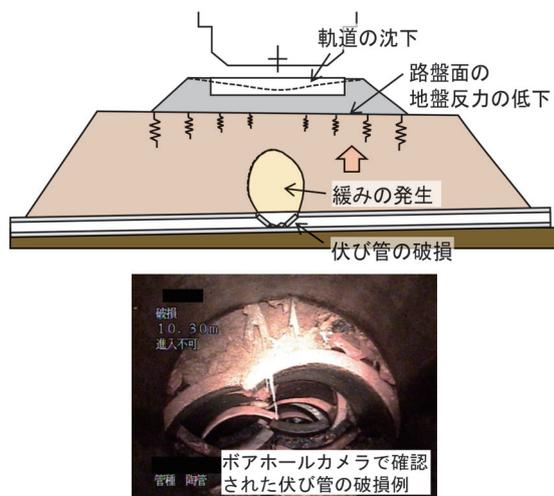
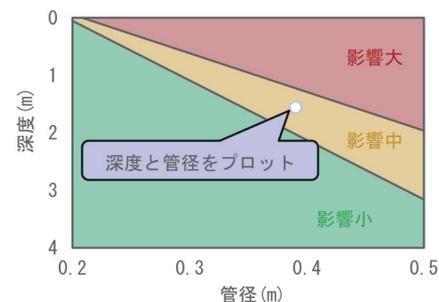


図1 伏び管の破損時に懸念される軌道への影響



図2 伏び管の位置特定を難航させる草木の繁茂



※小、中の境界：軌道の沈下量6mm（整備基準値の40%）  
※中、大の境界：軌道の沈下量10mm（整備基準値の70%）

図3 伏び管の影響度判定チャート

\* 構造物技術研究部 トンネル研究室

\*\* 構造物技術研究部 基礎・土構造研究室

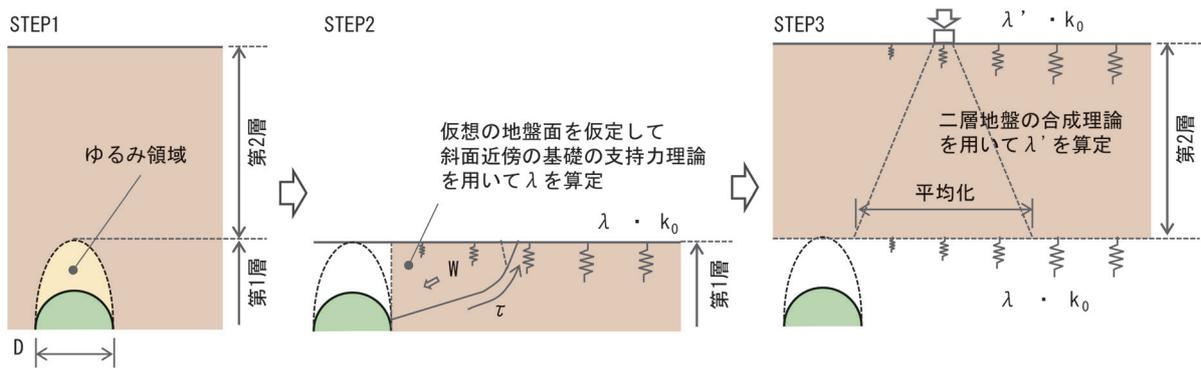


図4 地盤反力係数の計算方法

## 2. 路盤面の地盤反力係数の計算方法

### 2.1 計算方法の仮定

本研究では、伏び管破損時の路盤面の地盤反力係数の分布の計算に図4の方法を適用できると仮定した。

具体的には、STEP1として、ゆるみ領域上端を境界として地盤を2層（境界下側：第1層，境界上側：第2層）に分ける。次にSTEP2として、第1層上面の地盤反力係数比 $\lambda$ （原地盤の地盤反力係数 $k_0$ を1としたときの比率）の分布を、伏び管端部を起点に仮想地盤面があると仮定した安定計算結果より求める。最後にSTEP3として、第2層上面のある位置にまくらぎを想定し、まくらぎ端部から $30^\circ$ で広げた範囲に応力が伝播するとして、この範囲にある第1層上面の地盤反力係数比を平均化し、路盤面の地盤反力係数比 $\lambda'$ を求める<sup>4)</sup>。

STEP2については、鉄道構造物等設計標準・同解説（基礎構造物）<sup>5)</sup>に示されている斜面近傍の基礎の設計に関する計算方法<sup>6) 7)</sup>を応用している。これは、斜面近傍の極限支持力が平地上よりも小さくなることに着目し、斜面近傍の極限支持力と水平地盤上の極限支持力の比を求め、これを地盤反力係数の補正係数とする経験則である。

この計算方法は、これまでにも線路下横断工事における簡易工事桁の設計<sup>8)</sup>や、トンネル同士が極めて近接する場合のシミュレーション解析手法<sup>9)</sup>のために構築した方法を応用したものである。いずれも地盤掘削時の地盤反力係数分布を求めるものであるが、本研究では、伏び管破損時においても地盤反力係数の低下は同じメカニズムで生じると考え、適用を試みた。

### 2.2 模型実験（降下床実験）との比較検証

本研究ではまず、降下床実験と呼ばれる模型実験によって算出方法の妥当性を検証した。降下床実験とは、土槽内に模型地盤を構築したのち土槽底面の一部（降下床）を静的に降下させるものであり、従来、トンネル掘削による周辺地山の緩みの模擬を目的として広く実施さ



図5 降下床実験装置

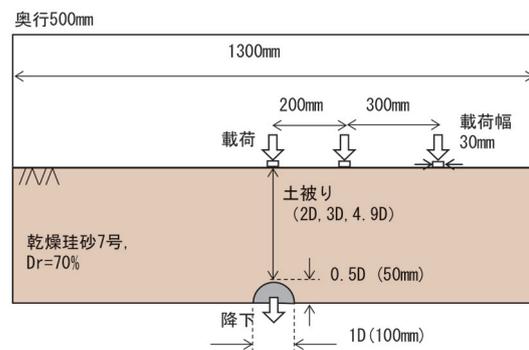


図6 実験条件

れてきた<sup>10)</sup>。本研究では、半円管を降下することで伏び管の破損直後の状態を模擬したのち、地表面を平板載荷することで地盤反力係数を測定した。

図5に実験装置の写真，図6に実験条件を示す。地盤には乾燥状態の珪砂7号を用い、相対密度70%を目標に突き固めることによって作成しており、土被りを変えた3ケースの実験を実施した。

管中心からの水平距離と地盤反力係数比の関係を図7に示す。同図には、地表面の平板載荷から得られた実験結果と、前述した算出方法を用いた計算結果を合わせて

示しており、これらが概ね一致していることがわかる。

この結果から、本研究では、伏び管破損時の路盤面の地盤反力を算定する場合においても、前述した算出方法が適用できる可能性は高いと考え、次節の現地試験との比較検証を実施することとした。

### 2.3 現地試験との比較検証

現地試験では、ボアホールカメラにて損傷が確認された伏び管が存在する3地点で実施した。表面波探査で盛土内の状況を把握するとともに、小型FWD試験で路盤面の地盤反力係数の分布を測定した。このうち、盛土のせん断波速度の速い2地点では、伏び管直上の路盤面に地盤反力係数の低下はみられず、これら2地点よりせん断波速度が遅い、残りの1地点において地盤反力係数の低下がみられた。これらの調査結果の詳細（盛土のせん

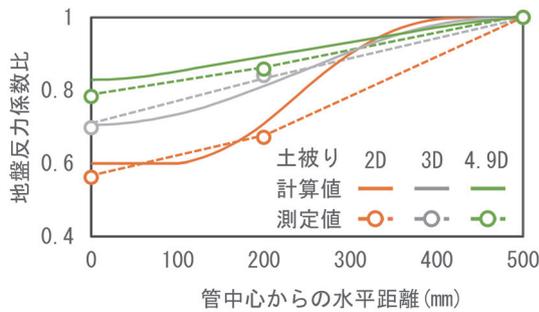


図7 地表面の地盤反力係数比の分布

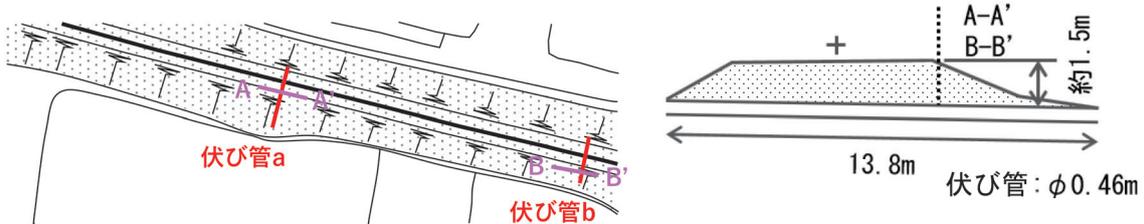


図8 伏び管の埋設位置（地点1）

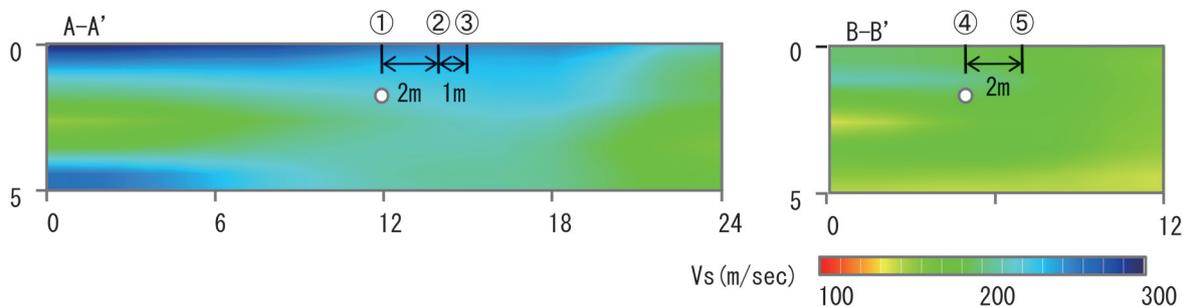


図9 表面波探査結果（地点1）

表1 小型FWD試験結果（地点1）

調査位置	①	②	③	④	⑤
K30 値 (MN/m <sup>3</sup> )	69.0	71.1	67.4	80.7	81.0

断波速度の速い2地点のうちの1地点（地点1）、せん断波速度が遅い地点（地点2）と、前述した算出方法の検証結果を以降に示す。

#### 2.3.1 現地試験結果（地点1）

近傍に伏び管が2本あり（図8）、それぞれに対して表面波探査、小型FWD試験を実施した。

図9に表面波探査の結果を示す。表面波探査は、伏び管直上を中心として横断方向に側線（図8中のA-A'、B-B'）を設けて実施した。この結果から、地表面にはせん断波速度が速い層が分布していることがわかる。

表1に小型FWD試験の結果を示す。伏び管の直上と周辺で明確な違いは確認されなかった。K30換算値はおおむね70MN/m<sup>3</sup>以上であり、鉄道構造物等設計標準・同解説（土構造物）<sup>11</sup>で要求されるK30換算値を満足している結果であった。

#### 2.3.2 現地試験結果（地点2）

地点2にも伏び管が2本あり、伏び管aは土被りが大きい、陶管Bは土被りが小さい（図10）。なお、当該箇所は廃線区間（軌道、地上設備が撤去され、伏び管は残置されている状態）であった。

図11に表面波探査の結果を示す。この結果から、地表面にはせん断波速度が遅い層が分布しており、伏び管bはその層内に位置していることがわかる。

表2に小型FWD試験の結果を示す。K30換算値は伏び管b直上で小さい値を示しており、測定位置③と比較

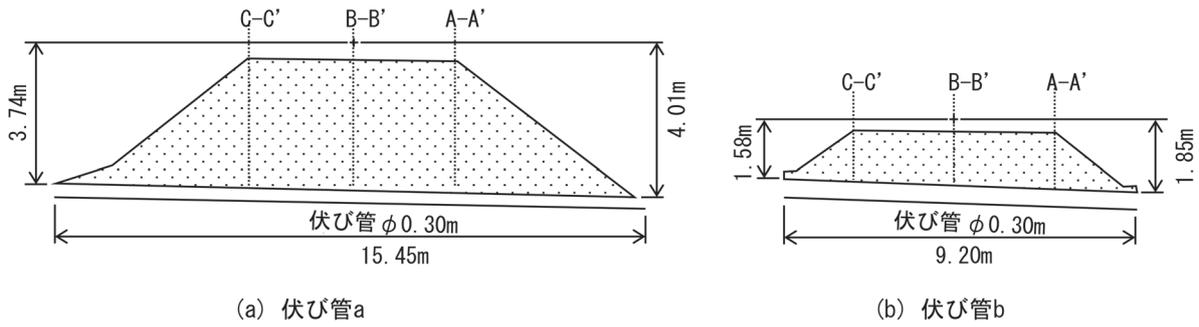


図 10 伏び管の埋設位置 (地点 2)

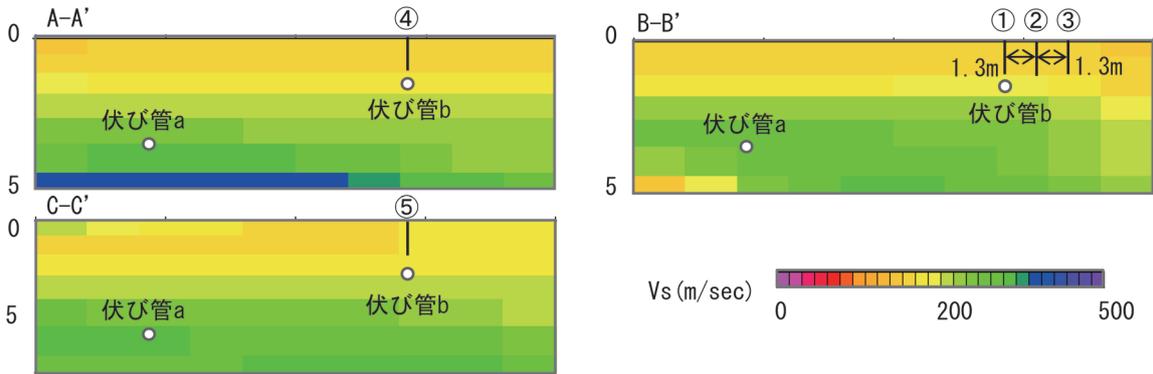


図 11 地表面探査結果 (地点 2)

表 2 小型 FWD 試験結果 (地点 2)

調査位置	①	②	③	④	⑤
K30 値 (MN/m <sup>3</sup> )	30.3	84.6	104.5	167.1	176.7

すると約 70% 低下していることが確認された。

### 2.3.3 計算値との比較

図 12 に、地盤反力係数の低下がみられた現地試験 (地点 2 の伏び管 b) について、現地試験結果と前述した計算方法による計算値の関係を示す。この図から、計算値は 1~2 割ほど小さな値を示していることがわかる。なお、地盤反力係数の低下がみられなかったその他の現地試験結果についても、伏び管の直上では周辺地盤と比べて 2 割程度の地盤反力係数比となる計算結果であった。これらの比較から、改良の余地は残るものの、図 4 の計算方法は実際の地盤反力係数の低下を安全側に計算できると判断できる結果が得られた。

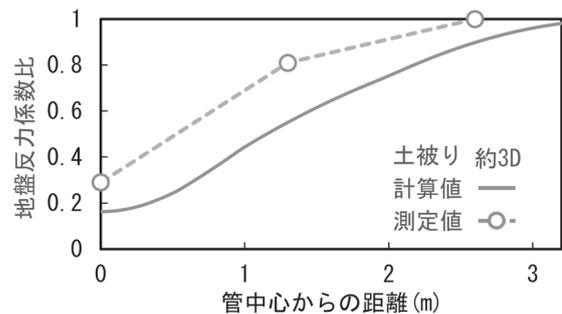


図 12 現地試験結果 (地点 2) と計算値の関係

## 3. 影響度判定チャートの作成

図 13 には、影響度判定チャートの作成のため、パラメータスタディの基本条件を示す。列車荷重については EA-17 とし、継目直下の場合も想定されることから、レール剛性については無考慮とした。伏び管の径は 0.2~0.5m とし、線路と斜角を有することも想定し、交差角 30° を考慮した。なお、伏び管軸方向の損傷長さは有限

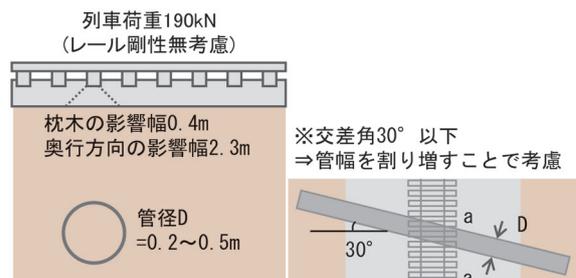


図 13 基本条件

表 3 影響度判定チャートを作成した土質区分

土の種類	群分類	$\gamma_t$ (kN/m <sup>3</sup> )
土質 3 (粒度配合の悪い砂礫, 砂質土等)	GF, GF-S, GFS SF, SF-G, SFG	16
土質 4 (粘性土等)	ML, CL, MH, CH OL, OH, OV, Pt, Mk VL, VH1, VH2	14

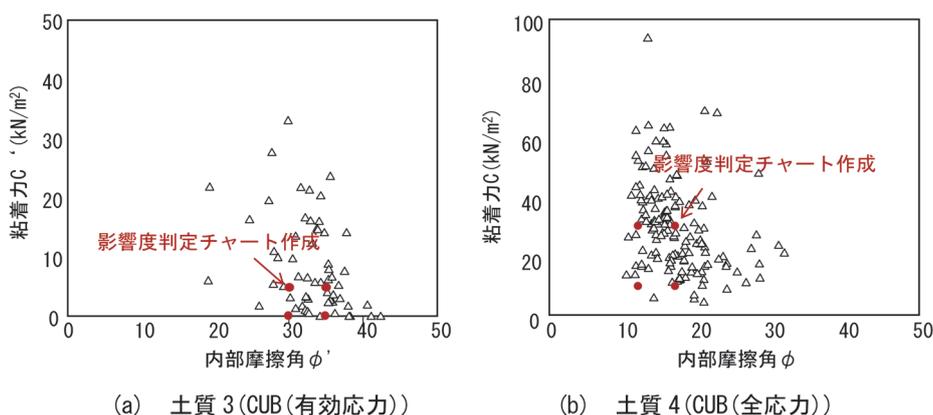
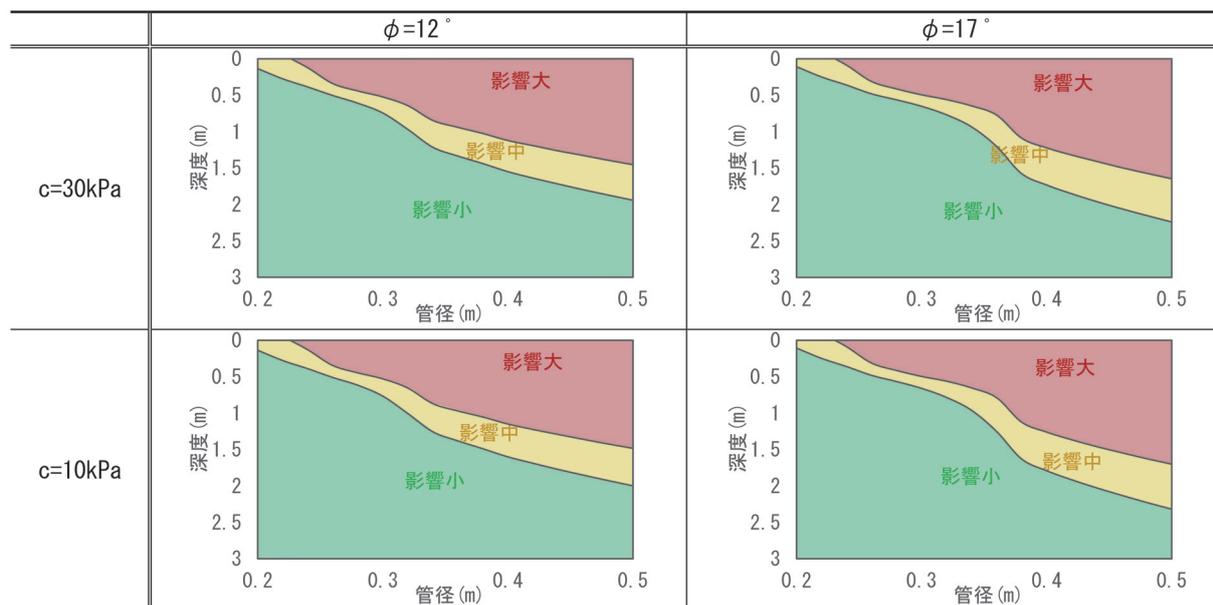


図 14 内部摩擦角および粘着力の設定

表 4 影響度判定チャートの一例 (土質 4)



であると考えられるものの、計算では全損した場合を想定した。軌道沈下量の閾値は 2 段階設定し、限界値①は在来線整備基準値 (1 級線, 高低変位, 静的値)<sup>10)</sup> である 15mm の 0.4 倍として 6mm, 限界値②は 0.7 倍として 10mm とした。

地盤物性値について、鉄道盛土においては、性能ランクに応じて材料の種類を規定したうえで、施工時の締固め密度比と地盤の剛性に管理基準値を設定し、盛土の品質を確保している。そこで原地盤の地盤反力係数につい

ては、在来線の盛土で一般的に適用される性能ランク II において要求される K30 値 (70MN/m<sup>3</sup>) とした。また、単位体積重量については、安全側に表 3 に示す土質 3, 土質 4 を対象とすることとし、粘着力および内部摩擦角については、対象が既設盛土であることを考慮し、それぞれの土質から構成される既設盛土材料の室内試験結果 (図 14) から概ね平均値を下回る値を複数設定した。

表 4 に地盤条件ごとに作成した影響度判定チャートの一例を示す。なお、限界値①未満を影響小、限界値①

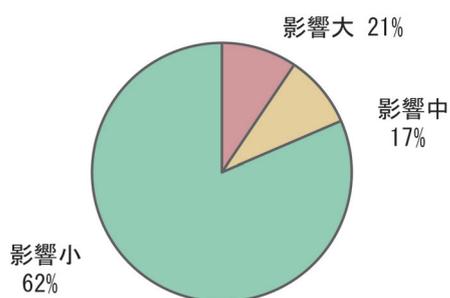


図 15 文献 3 の伏び管のデータに対する各影響の割合

以上かつ限界値②未満を影響中、限界値②以上を影響大として図化した。いずれの場合も管径が大きいほど、あるいは深度が浅いほど軌道への影響が大きくなる。いずれの場合も粘着力と内部摩擦角が小さい方が影響大の領域が大きくなるのがわかる。

また、実際には盛土の粘着力と内部摩擦角が不明である場合が多いため、表 4 に示したチャートの影響大、影響中を全て包含するように、統合したチャートを作成した (図 3)。

なお、地盤反力係数比の算定方法において、部分的な破損である場合についても安全側の評価となっている。そのため、過度に安全側となっている可能性も示唆されたため、文献 3 に示される JR 九州管内の伏び管のデータ (8730 箇所) をプロットし、各影響度合いを整理した (図 15)。この結果、影響大の割合が 21%、影響中が 17%、影響小が 62% と絞り込みができていることを確認している。

#### 4. まとめ

本研究で、得られた成果を以下に示す。

- (1) 模型実験の比較検証を通して、伏び管損傷時の路盤面の地盤反力係数分布の計算に、既往研究の計算方法が適用できる可能性が高いことを確認した。
- (2) 現地にて地表面探査と小型 FWD 試験を実施し、実際の地盤反力係数の分布を把握するとともに、計算方法はこの分布も安全側に計算可能であることを明らかにした。
- (3) 伏び管の検査の優先度や頻度などを検討するためのツールとして、伏び管に関する種々の条件を変更したパラメータスタディを実施し、軌道への影響度を簡易に判断できるチャートを作成した。

ただし、影響度判定チャートは、使用している計算方法が 2 割程度の安全側の結果が算出されるものであることや、計算条件などが安全側の設定となっていること

から、更に深度化することでより精度の高い影響度合いを推定できる余地が残される。また、現場での使用においては影響範囲の境界線を直線で示すほうが実用的であるため、現在チャートの修正に向けて取り組んでいる。

さらに、本チャートはあくまでも損傷直後の影響度合いを表したものであり、損傷後に長期的な降雨による影響を受けて管内への土砂の吸出しがある場合には影響度合いが変化する可能性がある。現在、これについても取り組んでいるため、成果が得られ次第、今後報告していく予定である。

#### 文献

- 1) 山田英機, 山本誠: 線路下横断伏び弱点箇所抽出基準の作成, 日本鉄道施設協会誌, Vol.36, No.3, pp.212-214, 1998
- 2) 鈴木紀夫: 伏びの管理, 新線路, Vol.56, No.4, pp.26-28, 2002
- 3) 杉山健太, 大原勇, 讃岐賢太, 松丸貴樹, 仲山貴司, 池島傑, 井上太郎: 鉄道盛土を横断する伏び管の実態調査及び地盤調査, 土木学会第 77 回年次学術講演会, VI-328, 2022
- 4) 大原勇, 仲山貴司: 鉄道盛土内の伏び管損傷時の軌道への影響判定手法, JREA, Vol.66, No.10, pp.47374-47377, 2023
- 5) 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 基礎構造物, 丸善出版, 2012
- 6) 木村孟, 藤井齊昭, 斎藤邦夫, 日下部治: 砂中の浅基礎の支持力に関する研究, 土木学会論文報告集, Vol.319, pp.97-104, 1982
- 7) 毛戸秀幸, 前田良刀, 上原精治, 日下部治: 斜面上直接基礎の実用的な支持力評価法の提案, 土木学会論文集, Vol.403, pp.147-156, 1989
- 8) 仲山貴司, 板谷創平: 線路下横断工事における簡易工事桁の構造解析手法, 施設研究ニュース No.353, pp.3-4, 2020
- 9) 仲山貴司, 三輪陽彦, 清水達貴: トンネル同士が極近接する工事の影響予測解析法, 鉄道施設協会誌, Vol.62, No.4, pp.54-57, 2024
- 10) 足立紀尚, 木村亮, 岸田潔, 伊藤浩志: 降下床実験によるトンネル掘削過程を考慮したトンネルおよび周辺地盤の力学挙動の解明, 土木学会論文集, Vol.694, pp.277-296, 2001
- 11) 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 土構造物, 丸善出版, 2007

# 施工性および防除効果に優れた蒸気除草手法の開発

谷川 光\* 潮木 知良\*\* 池畑 政輝\*\* 中村 貴久\*

Development of Steam Weeding Technique with Excellent Weed-Controlling Effect and Usability

Hikaru TANIGAWA Tomoyoshi USHIOGI Masateru IKEHATA Takahisa NAKAMURA

Currently, bush cutters are widely used for weed control along railway tracks. However, this method has some issues. For example, one of issues is that weeds regrow quickly after being cut during summer. Therefore, there is a need for more effective and efficient weed control methods. To address this need, we developed a specialized steam weeding equipment. This equipment consists of an ordinary steam cleaner and newly developed handheld nozzles. To verify the effectiveness of the developed equipment, it was tested in areas with vigorous weed growth. The test showed that this equipment provided effective usability with less labor and time. Furthermore, it was also confirmed that large weed regrowth was reduced by 70% after one year compared with bush cutter.

キーワード：刈払い、蒸気除草、手持ちノズル、熱変性、汎用スチーム洗浄機

## 1. はじめに

軌道外から用地境界までの鉄道用地では、雑草が繁茂することから（図1）、沿線環境の管理の一環として、一般的に刈払い機を用いた除草手法（刈払い）が広く用いられている。しかし、刈払いでは一時的に雑草を除去できるものの、雑草の成長速度が速い夏季では比較的短時間で再生するといった課題があった。また、刈払い機は振動工具に該当し、健康障害の防止のために作業時間の制約もあるため、1日の作業量も制限される（連続30分かつ1日2時間以内）。さらに、刈払い機の騒音により作業者の聴力が一時的に損失する健康障害も報告されている<sup>1)</sup>。その他の課題として、鉄道用地内には列車運行用の信号通信ケーブルが敷設されており、刈払い機の回転刃による切断を防止するため、事前に探索を行うなどの対策を講じる必要があった。

刈払い以外の除草手法としては、化学的に雑草の光合成や成長を阻害する除草剤の散布が挙げられる。除草剤散布は防除効果に優れるが、沿線環境に応じて使用する除草剤を制限する<sup>2)</sup>など、用地外への飛散や流出に留意する必要がある。以上より、施工性や防除効果を確保しつつ、より安全性が高く沿線環境への影響がない除草手法が求められていた。

そこで、雑草に対して蒸気の熱を作用させ、タンパク質に熱変性を起こして枯死させる「蒸気除草」に着目し、施工性および防除効果に優れた蒸気除草手法を開発することとした。この手法は蒸気（水）を用いていることから、除草剤散布のような沿線環境への影響はない。また、



図1 鉄道用地における雑草の繁茂状況の例

刈払いや除草剤散布では効果が得られない未発芽の種子に対する死滅効果<sup>3)</sup>も期待できる。

## 2. 蒸気除草手法の開発<sup>4)</sup>

### 2.1 蒸気除草機材の構成

開発した蒸気除草手法に用いる機材を図2に示す。機材の構成は、汎用スチーム洗浄機1基および新たに開発した手持ちノズル2組となっており、図3に示すように補充用の水を入れたポリタンクも含めて3m<sup>2</sup>程度のトラックの荷台に必要品を全て積載して運搬できる。

蒸気除草は、もともと農業分野において、土壌を殺菌・消毒するための技術として開発されたが、水道水の利用を前提とした技術であるために蒸気発生源（ボイラー）が大型で、1時間あたり約1000Lといった多量の水が必要であるとともに、操作にボイラー技士の資格が必要であった。このため、水道水の利用が難しい鉄道用地では実用的でなく、実用化を図るためには、水の消費量が容量20L程度のタンク複数個分に抑えることが必要となる。そこで、本開発では、水の消費量が鉄道用地での

\* 軌道技術研究部 軌道・路盤研究室

\*\* 人間科学研究部 快適性工学研究室

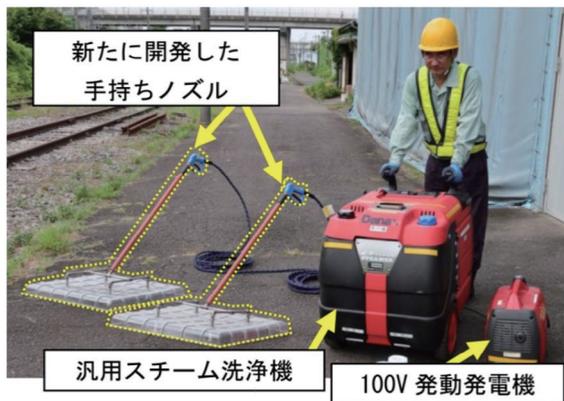


図2 開発した蒸気除草手法に用いる機材<sup>4)</sup>

蒸気除草に適したボイラーの選定をはじめに行った。国内市販品を調査した結果、水の消費量が農業分野で一般的な量の1/10以下である72L/hの汎用スチーム洗浄機を選定した。選定品は操作に資格が不要で、100V電源で起動する。

なお、選定品より大型の機種では、水の消費量が数千L/hと多くなり、操作に資格が必要で200V電源が必要であった。また、選定品より小型の機種では水の消費量(蒸気量)が数L/hと著しく少なく、鉄道用地に繁茂する大型雑草の防除には不適であると判断した。

## 2.2 手持ちノズルの形状検討

前節で選定したボイラーの性能をもとに、手持ち方式のノズルの検討を行った。農業分野での土壤の殺菌・消毒を目的とした施工では、一定面積のシートを農地上に敷設し、シート内に蒸気を数時間充填させる形態となっている。一方、電柱などの他設備も設置されている鉄道用地での除草を目的とした施工では、設備の状況に応じてシートを敷設する手間が生じる。また、自然風や列車の走行風によるシートの飛散も懸念される。そこで本開発では、設備の状況に機動的に対応可能な手持ちノズル方式とし、刈払いでの施工時間を参考に、単位施工面積(カバー部の面積)あたり10秒以内で短時間で処理できる性能を目標とした。

開発した手持ちノズルを図4に示す。開発品はボイラーからホースで供給される蒸気をカバー部内へ放出・滞留させる構造とし、水の消費量(蒸気量)を抑えながらも加熱効率を確保した。カバー部には格子状のリブ(凸部)を設け、高密度に繁茂した雑草がカバー内に収まった状態でもリブが蒸気の拡散経路となり、効率よく加熱できるような構造とした。

カバー部の他、蒸気排出口の形状の検討も実施した。図5に初期仕様、図6に最終仕様の蒸気排出口の形状を、それぞれの加熱特性とともに示す。初期仕様ではカバー面積を $0.16\text{m}^2$ と設定し、カバー部内の上部から下

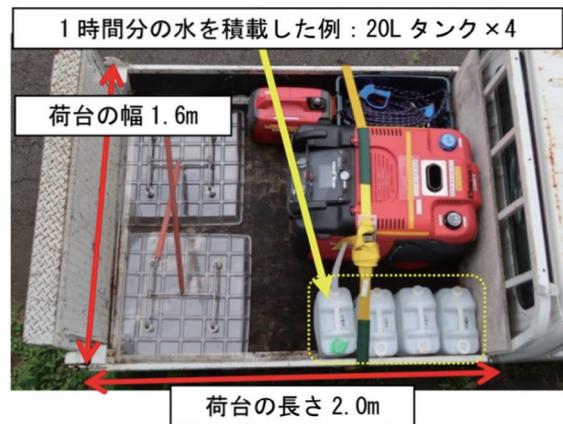


図3 機材および水のトラックへの積載状況<sup>4)</sup>

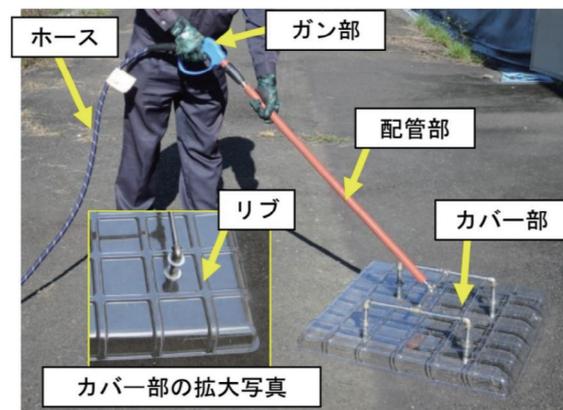
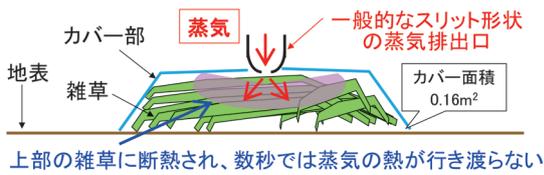


図4 開発した手持ちノズルの外観<sup>4)</sup>

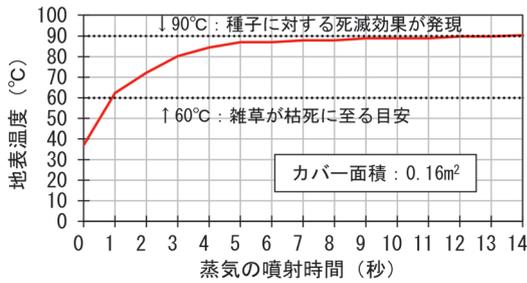
方に向かって蒸気を排出する一般的なスリット形状とした。最終仕様では円筒形状の配管を雑草に差し込む形状とし、地表付近の高さから雑草の根本に向けて側方に蒸気を噴射する構造とした。さらに施工速度向上のためにカバー面積も3.1倍( $0.49\text{m}^2$ )に拡大した。

加熱特性の測定は、カバー内の四隅および中央位置の地表面に熱電対(計5点)を配置して測定し、5点とも概ね一様に温度上昇したことから、両図には5点の平均値を示している。なお、加熱特性の図における $60^\circ\text{C}$ はタンパク質の熱変性が確実に進行する温度となる。高温下の細胞膜構造の熱変性に関する検討<sup>5)</sup>において、 $50^\circ\text{C}$ 程度で細胞膜の急激な体積膨張が進行することが報告されている。また、 $60^\circ\text{C}$ で2秒間の浸水処理により茎葉が枯死することも報告されていることから<sup>6)</sup>、 $60^\circ\text{C}$ は茎葉の細胞死により雑草が枯死に至る目安となる。さらに、農地にて種子への効果が試行された検討<sup>3)</sup>において、 $90^\circ\text{C}$ で種子に対する死滅効果が発現することが確認されている。

図5(a)に示したように初期仕様では約1秒で $60^\circ\text{C}$ に到達したが、上部の雑草に断熱されて $90^\circ\text{C}$ 到達には約14秒を要する結果となった。改良を重ねた最終仕様



(a) 形状のイメージ



(b) 雑草繁茂箇所での加熱特性

図5 初期仕様の蒸気排出口の形状と加熱特性

では、施工速度向上のためにカバー面積も 3.1 倍に拡大したが、図 6 に示したように 1 秒以内に 60°C に到達し、5 秒で 90°C に到達した。

また、騒音に係る作業環境を評価するため、機材の作業音（等価騒音レベル  $L_{Aeq}$ ）の測定を行った。その結果、手持ちノズルを保持して蒸気を噴射している状態の作業者の耳元で 59.7dB（高さ 1.5m）、蒸気噴射時の手持ちノズルのカバー部から 100mm 離れた位置で 67.6dB（地表面）、点火状態のボイラーから 1m 離れた位置で 67.0dB（高さ 1.5m）であり、作業中の会話にも支障しない程度であった。

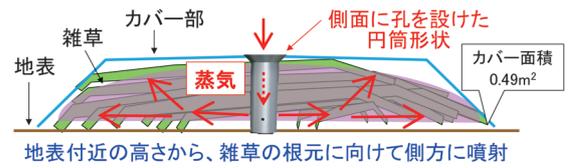
### 3. 蒸気除草の施工時期が雑草の再生に及ぼす影響

#### 3.1 実験方法

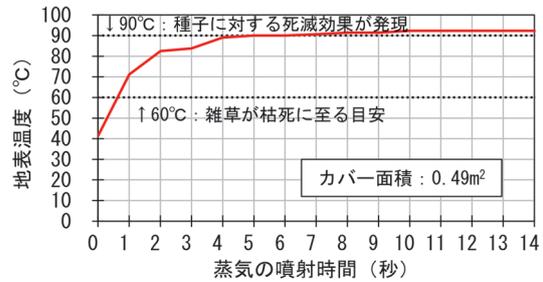
蒸気除草の施工時期（季節）が雑草の再生に及ぼす影響を把握するため、施工時期と防除手段をパラメータとした雑草防除試験を実施した。

イネ科の多年生雑草のチガヤが主に繁茂している鉄道総研の敷地内にて試験を実施した。1 区画あたり 2.2m × 1.5m の試験区画を準備し、春季から秋季にかけて各試験区画に対して施工時期と防除手段をパラメータとして防除作業を実施した。防除手段は、蒸気除草に加えて、比較用に刈払いも実施することとした。

刈払いは、他試験区画への種子飛散を防止し、区画内の防除後の草丈を一定の高さに揃えるため、刈払い機ではなく刈込鋏を用いて人力で実施した。刈払い機を用いた防除作業では、回転刃の接触による飛び石を防止するため、地表面から一定の高さに回転刃を浮かせて施工を



(a) 形状のイメージ



(b) 雑草繁茂箇所での加熱特性

図6 最終仕様の蒸気排出口の形状と加熱特性

行う。鉄道用地にはバラスト道床に用いられる砕石（最大粒径 63mm）が流入・点在している場合もあることから、刈込鋏の目標草丈を地表面から 63mm と設定した。刈払いでは刈り取った部位は産業廃棄物として処分することから、刈り取った部位は、試験区画内から撤去した。

蒸気除草については、本試験の実施時期と手持ちノズルの開発時期の関係から図 5 の形状の手持ちノズルを使用し、蒸気の噴射時間は 5 秒間として施工を行った。蒸気除草では除草剤散布の場合と同様に茎葉が根と切り離されずに原位置で枯死・自然風化するため、作業後はそのまま残置した。蒸気除草の施工直後は図 7 に示すように雑草が原位置で圧縮された状況となり、数時間後には圧縮された状態のまま枯死に至った。

測定項目は各試験区画の最大草丈および植被率とした。最大草丈は、試験期間中の最大値で除して正規化した。植被率は、区画内を占める雑草の面積の比率（図 8）であり、目視により測定した（枯死した雑草除く）。実験結果は、正規化した最大草丈と植被率を乗じて、これを雑草の再生度とした。測定は、防除作業後（翌日、1～2 週間後）および以降は概ね 1ヶ月間隔で実施した。

#### 3.2 結果および考察

雑草の再生度の測定結果を図 9 に示す。なお、刈払いの結果において防除当日（0 日）時点で雑草の再生度が 0 とならないのは、刈払いを免れた目標草丈 63mm 未満の雑草が残存しているためである。刈払いの結果を見ると、施工時期によらず防除直後から再生を開始することがわかった。夏季の施工では防除後から 60 日程度で完全に再生に至った。

蒸気除草については、春季および夏季の施工では防除

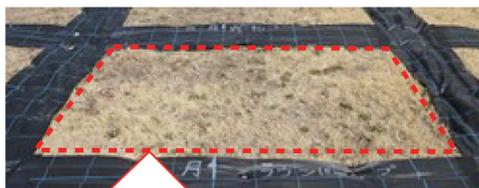


(a) 施工直後



(b) 施工3時間後

図7 蒸気除草施工後の区画の状況



植被率0(区画内に雑草なし)

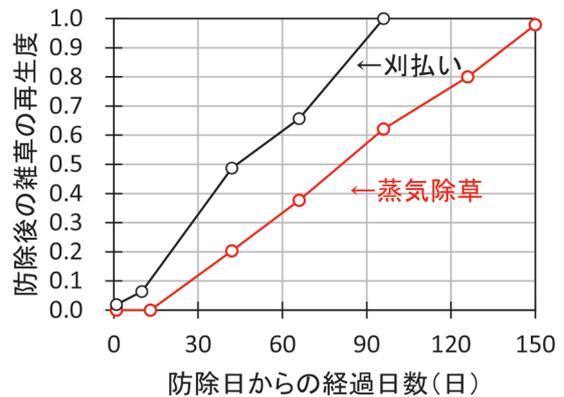


植被率1.0(区画が雑草で100%埋まる)

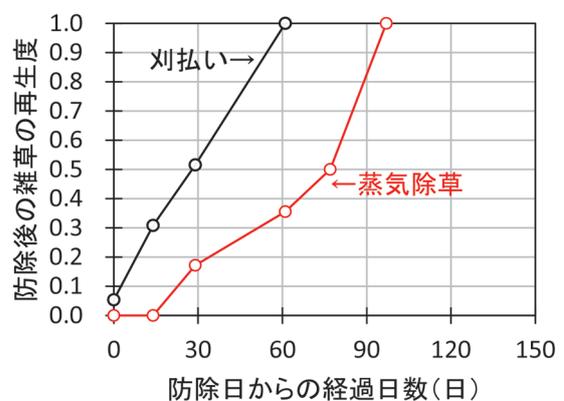
図8 植被率の測定イメージ

後から雑草の再生を15日程度抑制し、完全に再生するまでの日数も刈払いに比べて遅い傾向にあった。秋季の施工については、刈払いでは50%程度の再生が見られたが、蒸気除草では10%であった。いずれの時期においても蒸気除草は刈払い以上の防除効果が見られた。

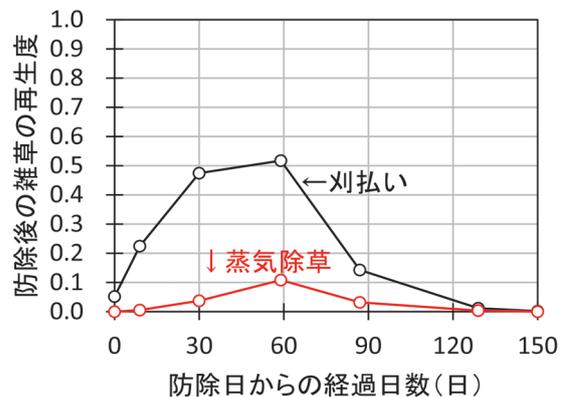
再生の差異が見られた理由としては、刈払いでは刈り



(a) 春季(4月)に施工



(b) 夏季(7月)に施工



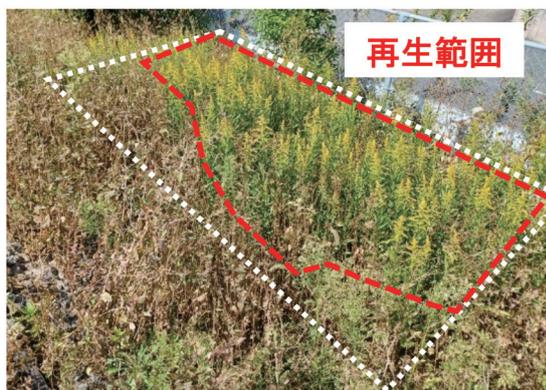
(c) 秋季(9月)に施工

図9 雑草の再生度の測定結果

残された地表面付近の新芽が直ちに再生していくが、蒸気除草では新芽を含む雑草の茎葉全体に熱が作用したためと考えられる。また、図7に示したように、蒸気除草では枯死した雑草が地表を被覆して太陽光を遮るため、遮光効果により再生が遅延した可能性も要因として考えられる。本実験は鉄道用地内での実験ではなかったため、営業線での効果検証のため、続いて現地試験を実施した。



(a) 施工前



(b) 施工約3ヶ月後

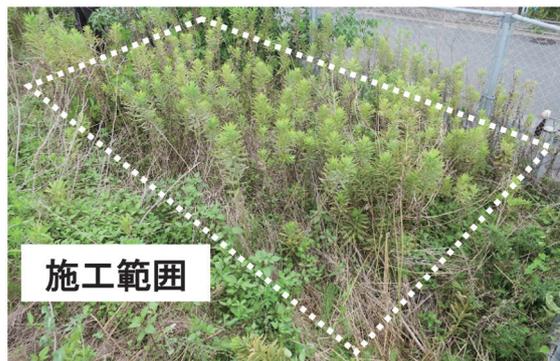
図10 刈払いを行った区画の状況<sup>4)</sup>

#### 4. 現地試験による効果検証<sup>4)</sup>

開発した最終仕様の機材の施工性および防除効果を確認するため、営業線の鉄道用地にて現地試験を実施した。現地試験は、夏季（7月）に大型雑草のセイタカアワダチソウが群生している箇所とし、比較用に隣接位置で刈払いを行う区画も設定した。セイタカアワダチソウはキク科の多年生雑草であり、大群落を形成して防除が困難として知られている雑草である<sup>7)</sup>。

事前・事後の作業を除く施工速度を測定した結果、刈払いでは刈払い機1台あたり4.0m<sup>2</sup>/分であった。蒸気除草は手持ちノズル1組あたり5.0m<sup>2</sup>/分となり、刈払いと比べて1.25倍の作業速度で処理できることを確認した。

施工約3ヶ月後（10月）の状況を見ると、刈払いを行った区画（図10）ではセイタカアワダチソウが施工範囲の80%程度で再生し、開花にも至った。これに対し、蒸気除草を行った区画（図11）ではセイタカアワダチソウの再生は施工範囲の10%程度に留まり、開花にも至っていなかった。これは前章と同様、蒸気除草は地表上の茎葉全体に作用し、再生可能な新芽が残らなかったため再生が進まなかったと考えられる。前章と同様に刈払い以上の防除効果が見られたが、前章の夏季の結果



(a) 施工前



(b) 施工約3ヶ月後

図11 蒸気除草を行った区画の状況<sup>4)</sup>

以上の防除効果が得られた。これは前章ではチガヤが繁茂した箇所での試験であったことから、雑草種の違いの影響が要因として考えられる。

さらに、長期的な効果を確認するため、1年後に各区画内の任意の1m<sup>2</sup>内のセイタカアワダチソウの残存株数を測定した。その結果、刈払いを行った区画では89株/m<sup>2</sup>であったが、蒸気除草を行った区画では25株/m<sup>2</sup>となり、施工1年後の大型雑草の残存株数が約70%減少したことを確認した。セイタカアワダチソウを刈払いで抑えるためには年3回以上の施工を要することが報告されている<sup>7)</sup>が、蒸気除草は1度の施工で1年後に残存する株数も抑えられた。これは地表上の茎葉に加えて種子に対する死滅効果も発現したことが要因として考えられる。

上記の結果は夏季の施工結果であったが、他季節での施工においても蒸気除草は刈払いで効果が得られない種子に対する死滅効果が期待できるため、同様の効果が期待できる。

なお、図10および図11とは別の箇所においても同日に施工を行っており、同様に1年後の株数測定まで実施した。再生に関して同様の結果が得られており、1年後の残存株数は刈払いを行った区画で109株/m<sup>2</sup>、蒸気除草を行った区画で24株/m<sup>2</sup>となり、別位置では約

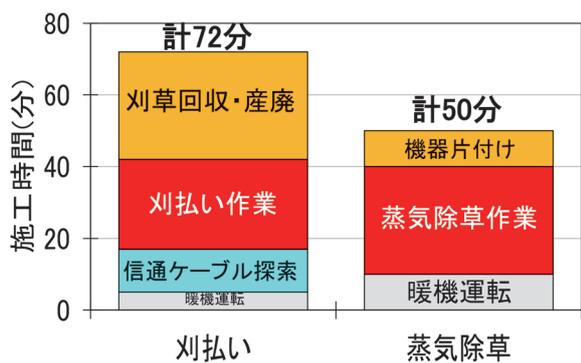


図 12 施工時間の試算結果

80%減少したことを確認した。

## 5. 除草効率の試算

除草方法による施工効率を考察するため、現地試験で得られた本作業の施工速度を用いて刈払いおよび蒸気除草の施工時間を試算した。一般的な作業を想定して作業面積を 300m<sup>2</sup> と仮定し、作業着手から終了までの所要時間を算出した。刈払いでは刈払い機 3 台をそれぞれ扱う作業員 3 名に、用地内に敷設された信号通信ケーブルの探索および刈草回収作業のための追加の 2 名を加えた計 5 名の作業パーティーを仮定した。蒸気除草ではボイラー 1 台に手持ちノズル 2 台を接続する機材構成であることから、手持ちノズル操作 2 名に、ボイラー監視および給水役 1 名を加えた計 3 名の作業パーティーを仮定した。前章の測定結果より、刈払い作業は刈払い機 1 台あたり 4.0m<sup>2</sup>/分とし、蒸気除草作業は手持ちノズル 1 組あたり 5.0m<sup>2</sup>/分とした。

図 12 に施工時間の試算結果を示す。刈払いでは、事前にケーブル探索作業が必要となる。また、刈払い作業の後には切断した刈草の回収作業が必要であることから、所要時間は計 72 分となった。

一方、蒸気除草の所要時間は刈払いより 22 分短縮し、計 50 分となった。必要作業員数を 5 人から 3 人の 60% に抑えながらも、刈払いと比較して施工速度が 44% 向上することがわかった。作業内訳を見ると、蒸気除草作業の時間は、刈払い 3 台に対して手持ちノズル 2 台での作業となるため刈払いに比べて長くなったが、事前・事後作業の省略により全体の作業時間が短縮される結果が得られた。

## 6. まとめ

汎用スチーム洗浄機と新たに開発した手持ちノズルを組み合わせた蒸気除草手法を開発した。手持ちノズルについては、必要な加熱特性を得るために、蒸気排出口やカバー部の検討を進めた結果、刈払い以上の施工性および防除効果を有していることを確認した。さらに、現地試験を実施し、施工 3ヶ月後の大型雑草の再生を抑制し、1年後に再生した株数も約 70~80%減少したことを確認した。

本研究では軌道外の鉄道用地を対象としていたが、軌道内の雑草を対象として蒸気を噴射・滞留させるカバーを牽引して施工する手法の検討にも着手している。

## 謝 辞

本研究における現地試験および施工後の経過観察の実施において、九州旅客鉄道株式会社の関係各位に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) 御手洗正文, Sicut Julius.C.V: 農業機械の騒音特性と一時的聴力損失, 農作業研究, No.33(2), pp.81-89, 1998
- 2) 谷川光, 湯ノ口洋平, 西川貢, 稲吉秀亮: 除草剤を用いた線路内の雑草管理方法の改定について, 土木学会年次学術講演概要集, VI-233, 2019
- 3) 西村愛子, 浅井元朗, 澁谷知子, 黒川俊二, 中村浩也: 蒸気処理機を用いた耕地雑草埋土種子の死滅技術開発, 雑草研究, Vol.59, pp.167-174, 2014
- 4) 谷川光, 潮木知良, 池畑政輝, 中村貴久: 施工性および防除効果に優れた蒸気除草手法に関する検討, 日本鉄道施設協会誌, Vol.62, pp.135-138, 2024
- 5) 岩柳茂夫, 杉浦嘉彦: 液晶と膜構造, 生物物理, Vol.15, pp.164-170, 1975
- 6) 宇都宮宏, 山県恂: 水稻幼植物の高温致死温度について, 日本作物学会中国支部研究集録, Vol.26, pp.6-8, 1984
- 7) 服部保, 赤松弘治, 浅見佳世, 武田義明: 河川草地群落の生態学的研究 I. セイタカアワダチソウ群落の発達および種類組成におよぼす刈り取りの影響, 人と自然, No.2, pp.105-118, 1993

# レール継目を有する鋼橋の列車通過時動的応答

北川 晴之\* 徳永 宗正\* 池田 学\*

Dynamic Response of Steel Girders with Rail Joints during Train Passage

Haruyuki KITAGAWA Munemasa TOKUNAGA Manabu IKEDA

The aim of this study is to elucidate the mechanism of the increase in the dynamic response of the bridge due to the passage of a train through a rail joint. The numerical results showed that the dynamic response due to the passage of a rail joint is amplified by the resonance that occurs when the excitation frequency with the passage of two wheelsets in a bogie coincides with the natural frequency of the bridge. Furthermore, the impact factor for rail joint is more sensitive to span than the calculation method of design standard and decreases as the bridge span increases.

キーワード：レール継目，鋼橋，動的相互作用解析，衝撃係数，軸距，共振

## 1. はじめに

橋りょうの設計では，列車通過時の動的応答は，列車の静的荷重を，衝撃係数で割り増した衝撃荷重を算定することで考慮している<sup>1)</sup>。衝撃係数の要因には，1) 規則的な車軸配置による連行荷重の速度効果，および2) 軌道不整やレール継目により生じる車両のばねの動揺や車体の慣性力による動揺効果等がある。2) の動揺効果による衝撃係数  $i_c$  は，鋼・合成構造物の設計標準<sup>1)</sup>において以下の式で示されている。

$$i_c = \frac{10}{65 + L_b} \quad (1)$$

式(1)では， $i_c$  は橋りょうのスパン  $L_b$  のみの関数となっており，レール継目の影響は直接的に反映されていない。さらに，上記1) の速度効果の衝撃係数  $i_a$  は，鋼・合成構造物の設計標準<sup>1)</sup>では，

$$i_a = K_a \alpha \quad (2)$$

と速度パラメータ  $\alpha$  の関数として示されている。このとき， $K_a$  は係数であり，新幹線では  $K_a=1$ ，在来線では  $K_a=2$  である。在来線において  $K_a$  がより大きいのは，軌道の高低変位のパワースペクトル<sup>2)</sup> に現れない車輪フラットやレール継目の影響に配慮して余裕を与えたためである。

以上のように，設計標準の衝撃係数算定法は，列車のレール継目通過時の動揺効果による橋りょうの動的応答増加メカニズムを考慮した算定式になっていない。レール

継目による影響は，衝撃係数の要因のうち占める割合が比較的大きいと思われるが，これを適切に考慮されず，設計標準の衝撃係数算定法では過大，あるいは場合によっては過小に評価している可能性がある。そのため，レール継目による影響も考慮した高精度な衝撃係数算定法を示すことが重要である。

そこで，著者らはレール継目（以下，継目）通過時の橋りょうの動的応答増加メカニズムを解明しそれを反映した衝撃係数の算定法の提案を目的として，理論，実測および数値解析に基づく検討を行っている<sup>3) 4)</sup>。このうち，本論文では，継目による衝撃係数が相対的に大きいと考えられる軽量の橋りょうである鋼橋を対象に，数値解析による橋りょうの動的応答増加メカニズムの解明と衝撃係数算定法の構築のための影響因子の抽出とその要因分析の結果を示す。具体的には，2章では，本研究に用いる解析手法の提案と，既往の実測結果と比較してその妥当性の確認を行った。3章では継目通過時の鋼橋の動的応答増加メカニズムを明らかにするとともに，4章では，スパン 50m までの標準的な鋼橋について継目による衝撃係数の影響分析を行った。なお，新幹線はロングレールが一般に用いられているため，本論文では継目が多く存在する在来線を対象とした。

本論文は，文献4の内容を抜粋して，解析結果を一部追加，再整理したものである。

## 2. レール継目を有する鋼橋の動的応答解析手法

### 2.1 解析手法

本研究では，車両と線路構造物の動的相互作用解析プログラム DIASTARSIII<sup>5)</sup> を用いて，列車/橋りょうの動的相互作用を考慮した解析を行った。

図1に橋りょうおよび軌道の解析モデルを示す。再現

\* 鉄道力学研究部 構造力学研究室

解析対象の橋りょうは、スパン 22.3m でスパン上に継目を有する単純支持の上路プレートガーダーとした。解析では鋼桁を弾性梁要素でモデル化した。鋼桁の要素分割は、スパンを 50 分割とした。軌道はレールを梁要素でモデル化し、まくらぎ、軌道パッド等のその他の部材はばね要素に集約した。さらに、鋼橋全体では、その形状を考慮するために、レールと鋼桁および鋼桁と支承をばね要素で結んでおり、支承は単純支持とした。鋼桁の質量は図面に基づき、剛性はこの質量と実測結果の固有振動数<sup>4)</sup>を基に決定した。本研究では、軌道構造を橋まくらぎ式と想定し、軌道ばねの剛性は軌道パッドの値<sup>6)</sup>を用い、線形弾性を仮定した。減衰はモード減衰比として与え、鋼橋の各モードに対して 1.0% とした。また、解析におけるモード次数は 12 とし、200Hz 程度までの振動を考慮した。

図 2 に車両モデルを示す。車両は車体・台車枠・輪軸を剛体と仮定し、これらをばね・ダンパで結合するマルチボディによりモデル化した。自由度は 1 車両あたり 31 である。列車は、この車両モデルを端部でばね・ダンパで結合して構成した。

## 2.2 妥当性検証解析の条件

図 3 に再現解析に用いた列車の概要を示す。本研究では、近年の一般的な在来線車両を想定し、車体の質量は空車相当、車両数は 6 両とした。

継目は、レールと車輪間の接触計算に用いる相対変位  $\delta_z$  を求める際に考慮した。具体的には、継目の形状を以下の式で表される式 (3) に走行面の凹凸形状  $e_z$  を加えた。

$$\delta_z = z_R - z_W + e_z \quad (3)$$

このとき  $z_R$  と  $z_W$  は、レールと車輪の鉛直変位である。また、継目の位置は、実測結果より進入側支点から 15.23m とした。図 4 に検証解析で用いた継目周辺の走行面の凹凸形状を示す。図に示す実線部は 1m 弦の実測で得られた継目近傍のレール頭頂面凹凸形状から作成した。ただし、継目の遊間は線形補間している。また、図の破線部は、後述する再現解析において継目通過による応答が十分に表れなかったことから、外挿して設定した変位である。具体的には、追加の落ち込み量を 1.5mm と仮定し、実測で 80km/h 付近で衝撃荷重のピークが生じていたことから、継目落ちが生じた区間の長さが全体で 2.5m となるように外挿区間の長さを設定した。なお、実測ではレール継目は支え継ぎ形式であった。

## 2.3 解析手法の妥当性確認

図 5 にスパン中央たわみの時刻歴波形を示す。図から実測と解析のたわみ量は 4 秒付近を中心に若干違いが

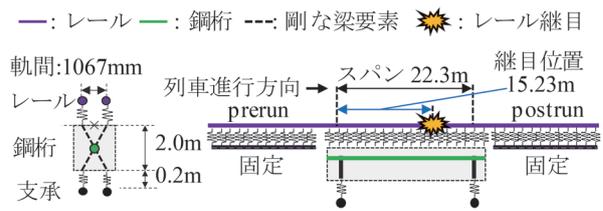


図 1 橋りょうおよび軌道の解析モデル

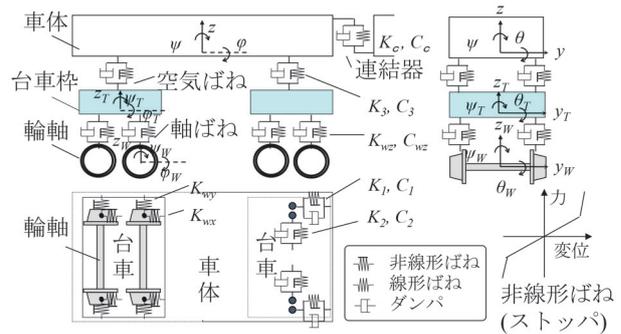


図 2 車両の力学モデル



図 3 再現解析に用いた列車の概要

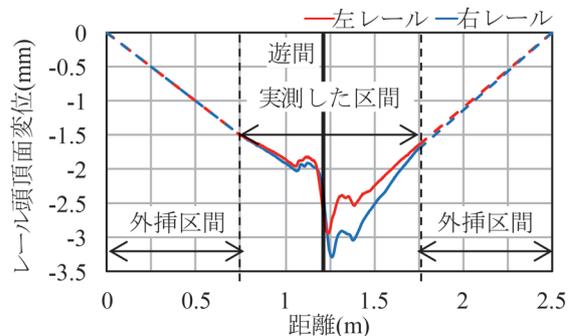


図 4 再現解析に使用した継目波形

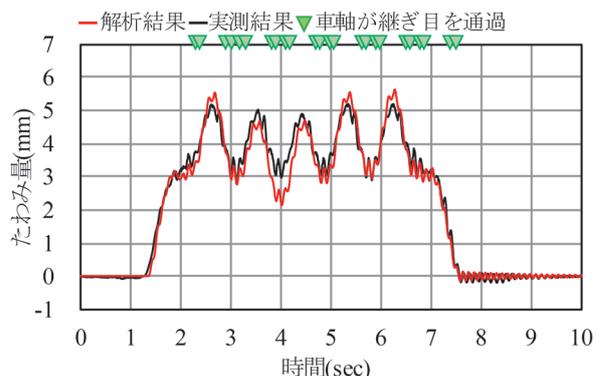


図 5 スパン中央たわみの時刻歴波形

見られるが概ね一致した。この違いは、実測では解析で想定したように軸重が1車両内で均一でないためと考えられる。したがって、剛性をはじめとした鋼橋の静的応答に関する諸元を再現できているといえる。

図6にたわみの動的成分を示す。たわみの動的成分算出には、実測と解析で同様の処理を施している。具体的には、実測された、あるいは解析で得られた原波形に対して、橋りょうのたわみ1次モードの固有振動数の1/2程度を目安に5Hzをカットオフ周波数としたローパスフィルタを施したたわみの静的成分を求め、さらにたわみの原波形から静的成分を引くことでたわみ速度の動的成分を求めた。

図の時刻歴波形について着目すると、実測から得られた波形では、輪軸が継目を通過することで振幅が大きくなっていた。また、輪軸が通過し、次の輪軸が通過するまでの間では、自由振動が発生していた。解析結果においても、同様に輪軸の継目通過による振幅と自由振動の振幅の双方が確認された。さらに、自由振動の波数も実測と一致していた。ただし、解析と実測で自由振動の位相や振幅の若干のずれが表れていた。これは、実測ではレールと鋼橋間の拘束を支配する締結装置の非線形性や、ねじりモードや水平方向の振動モード等の考慮していない振動モードなどが応答に影響を及ぼしている可能性がある。また、列車退出後の自由振動において、実測波形がより小さい振幅を示した。これは、レールにより接続された隣接する橋りょうにより生じた減衰の影響であると考えられる。以上より、本研究で用いた解析手法により継目を有する鋼橋における動的現象のうち支配的な要因を再現できているといえる。

図7に列車速度とたわみの衝撃係数の関係を示す。図には、実測結果と、継目ありとなしの2ケースの解析結果を示す。たわみの衝撃係数*i*は、実測と解析ともに、以下の式により求めた。

$$i = \frac{d_{dmax}}{d_{smax}} \quad (4)$$

このとき、 $d_{smax}$ は5Hzのローパス処理により得られた静的たわみの最大値であり、 $d_{dmax}$ はたわみの動的成分の時刻歴波形の最大値である。動的成分はローパス処理前から静的たわみ波形 $d_s$ を差し引くことで求めた。

実測結果を基にした統計分析<sup>4)</sup>では、衝撃係数は時速80km/h程度でピークを示し、100km/h程度で再度増加する傾向を示していた。継目ありの解析結果でも、時速80km/h程度でピークを示し、100km/h程度で再度増加するなど、実測結果と同様の傾向を示した。

なお、解析から得られた衝撃係数が80~100km/hを中心に実測より低いのは、実測では継目以外の軌道変位に

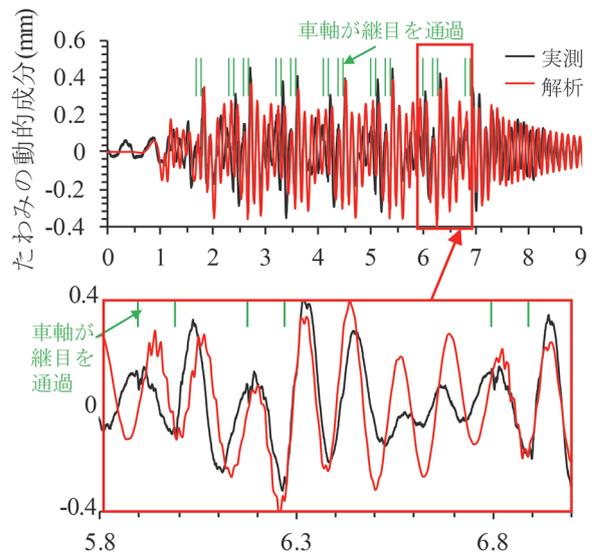


図6 スパン中央におけるたわみの動的成分 (列車速度 80km/h)

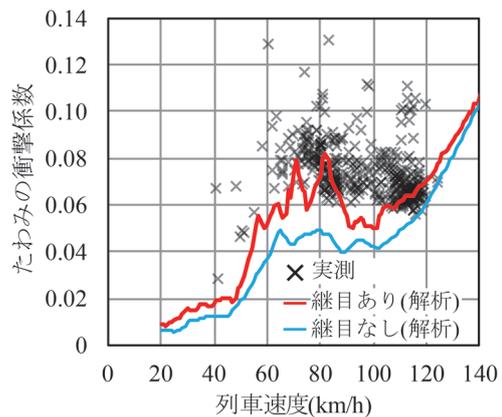


図7 列車速度と衝撃係数の関係

よる動的応答が含まれているためと考えられる。一方で、継目のみの考慮で80km/hのピークにおける衝撃係数が実測のばらつき範囲内に収まっているため、継目通過時の衝撃係数の増加を妥当に再現できたと考えられる。

以上のことから、提案する動的相互作用解析により、継目を有する鋼橋の列車通過時の静的応答および動的応答を定量的に再現できたといえる。鋼橋の動的応答における支配的な要因は、車両の継目通過および橋りょうの自由振動であり、解析モデルによりこの挙動を再現できていることが確認された。

### 3. レール継目の諸元が橋りょうの動的応答に与える影響

#### 3.1 解析条件

図8に一般化した継目の形状を示す。ここでは、図4の実測結果より三角形形状に近似できるので、レール遊間

部を中心に三角形の継目落ちが生じたと仮定した。以降では、この三角形の底辺を継目長さ  $j_{len}$ 、高さを継目深さ  $j_{dep}$  と呼ぶこととする。

表 1 に継目特性検討のための解析条件を示す。橋りょうは図 1 と同様のモデルとし、軌道構造は 2 章と同様に橋まくらぎ式とした。ただし、継目通過による橋りょうの動的応答が大きくなることが予想される短スパン橋りょうを対象として、スパン 10m の鋼橋を想定した。質量は、鋼桁は 0.54t/m、軌道等の付帯構造物は 0.12t/m とした。このとき、橋りょう / 車両の質量比  $\rho_{b,v}$  は 0.428 となる。固有振動数は、図 1 のようにモデル化された鋼桁の固有振動数が  $f=180/L_b^{1)}$  となるように設定した。ただし、鋼桁の高さは 1m とした。表 1 に示す固有振動数は、このときの固有振動数を示しており、レール、軌道ばね、鋼桁が一体となって変形するたわみ 1 次モードの値である。

継目の諸元として、 $j_{dep}=1\text{mm}$  とし、 $j_{len}$  は、0.8~5.6m の 8 通りを設定した。 $j_{len}$  に関しては、橋りょうのたわみとの関係に着目した検討が皆無であることから、実測における凹凸形状の計測区間長を含んだ幅広い値を採用した。また、継目の位置は、スパンを  $L_b$  としたとき、進入側の支承からの距離  $j_{dis}$  が 0 (支承上) ~  $6L_b/12$  (スパン中央) となるように 7 通り設定した。列車は 6 両編成とし、軸重は 75kN とした。列車速度は 20~150km/h とした。

### 3.2 継目の形状の影響

図 9 に継目長さ  $j_{len}$  が変化したときの列車速度と衝撃係数の関係を示す。いずれの継目もスパン中央に位置している。特に継目通過により生じる衝撃係数をより明確化して議論するため、次のような衝撃係数  $i_2$  を定義する。

$$i_2 = \frac{|d_{d,j}^{max}|}{|d_{s,nj}^{max}|} \quad (5a)$$

$$d_{d,j} = d_a - d_{a,nj} \quad (5b)$$

ここで、 $d_{s,nj}^{max}$  は 20km/h における継目なしのケースのたわみ時刻歴波形最大値、 $d_a$  は継目があるケースのたわみ時刻歴波形、 $d_{a,nj}$  は継目なしのケースのたわみ時刻歴波形、 $d_{d,j}$  は継目の有無によるたわみの差分の時刻歴波形、 $d_{d,j}^{max}$  はたわみの差分の時刻歴波形最大値である。なお、 $d_a^{max}$ 、 $d_{a,nj}^{max}$  および  $d_{d,j}^{max}$  は、同一時刻ではなく異なる時刻の値である。

図 9 より、列車速度と  $i_2$  の関係に着目すると、列車速度 120km/h 程度まで  $i_2$  は増加し、さらに高速域では減少あるいは一定となる傾向を示す。また、列車速度 40km/h、60km/h、120km/h で  $i_2$  のピークが確認された。

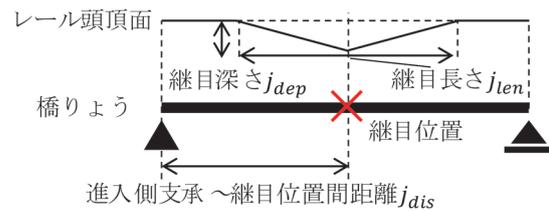


図 8 一般化した継目の形状

表 1 継目特性検討のための解析条件

パラメータ	値
橋りょうスパン $L_b$ (m)	10
単位長さ質量(t/m)	0.66
橋りょう/車両の質量比 $\rho_{b,v}$	0.428
たわみ 1 次モード固有振動数(Hz)	21.03
モード減衰比(%)	2
継目深さ $j_{dep}$ (mm)	1
継目長さ $j_{len}$ (m)	0.8, 1.2, 1.6, 2.0, 2.4, 2.8, 3.2, 5.6
進入側支承~継目位置距離 $j_{dis}$ (m)	0, $L_b/12$ , $2L_b/12$ , $3L_b/12$ , ..., $6L_b/12$
列車速度(km/h)	20~150

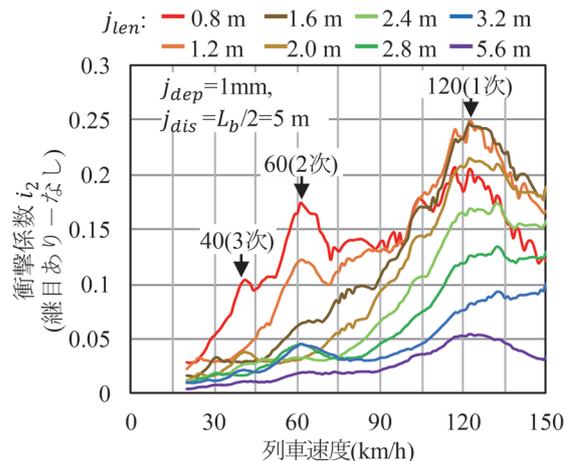


図 9 継目長さが変化したときの列車速度と衝撃係数の関係

図 10 (a) に、 $i_2$  のピーク時として列車速度 120km/h 付近のピークで最も大きい  $i_2$  を示したケースのたわみ時刻歴波形を示す。図 10 (a) には、継目なしのケースについても示している。また、図 10 (b) は、継目の有無によるたわみの差分の時刻歴波形を示す。

まず図 10 (a) に着目すると、輪軸が継目を通過する時点を緑線で示しているが、その時点で振幅が大きくなっており、継目がないケースより大きいたわみ量を示していた。

さらに、図 10 (b) のたわみの差分  $d_{d,j}$  の時刻歴波形に着目すると、継目通過による  $d_{d,j}$  の増加が 1 輪軸ごとに現れていた。このとき、1 台車分の継目通過に着目すると、1 軸目の通過による振幅よりも 2 軸目の通過による振幅のほうが大きかった。したがって、継目を同一台

車の2軸の車軸が通過することによる加振振動数が、橋りょうの固有振動数に一致して、共振（以降、台車の軸距を加振間隔とした共振を軸距共振と呼ぶ）していると考えられる。なお、このとき、

$$V = 3.6fL \quad (6)$$

に、列車速度  $V=120\text{km/h}$ 、台車の軸距  $L=2.1\text{m}$  を代入すると、軸距共振発生時に卓越する固有振動数は  $15.87\text{Hz}$  と算出される。これは、たわみ1次モード固有振動数  $21.03\text{Hz}$ （表1）の75%程度である。既往の研究<sup>7)</sup>によると、スパン10mで橋りょう/車両の質量比  $\rho_{b,v}=0.5$  の場合、列車通過時の橋りょうの固有振動数は、車両の質量が付加されることによって80~85%程度まで低下する。本検討では、 $\rho_{b,v}$  は0.428のため既往の研究<sup>7)</sup>より車両の付加質量の影響は大きいと考えられ、列車通過時の固有振動数が75%程度まで低下し、これにより列車速度120km/h時に軸距共振したと考えられる。

なお、図9では60km/hや40km/hにもピークが確認できるが、これは軸距共振の2次共振および3次共振である。

また、図9中の60km/h、120km/hのピークでは、それぞれ異なる長さの継目が最も大きい  $i_2$  を示していた。具体的には、60km/hでは  $j_{len}=0.8\text{m}$ 、120km/hでは  $j_{len}=1.2\text{m}$  および1.6mのケースが最も大きい  $i_2$  を示していた。 $i_2$  が最も増加する継目長さについて、1自由度系における衝撃荷重作用時の理論から考察する<sup>8)</sup>。詳細は既報<sup>4)</sup>に示すが、1自由度系に正弦波形状の衝撃荷重が入力される時、継続時間  $\tau$  の無次元量  $\tau/T$  ( $T$  は系の固有周期) と応答変位の関係は、 $\tau/T=0.78$  付近となる時極大値を示す。今、1輪軸の継目上通過にかかる時間を  $\tau$ 、車両の付加質量を考慮した橋りょうの固有周期を  $T$  とおくと、 $V=60\text{km/h}$  では、 $j_{len}=0.8\text{m}$  のとき、 $\tau=0.048\text{sec}$ 、 $1/T=f=21.03\text{sec}^{-1}$  より、 $\tau/T=1.001$ 、 $j_{len}=1.2\text{m}$  のとき、 $\tau=0.072\text{sec}$ 、 $1/T=21.03\text{sec}^{-1}$  より、 $\tau/T=1.514$  となり、 $j_{len}=0.8\text{m}$  のときが、 $j_{len}=0.8\text{m}\sim 5.6\text{m}$  の範囲で最も0.78に近い。同様に  $V=120\text{km/h}$  では、 $j_{len}=1.2\text{m}$  のとき  $\tau=0.036\text{sec}$ 、 $1/T=21.03\text{sec}^{-1}$  より、 $\tau/T=0.777$ 、 $j_{len}=1.6\text{m}$  のとき、 $\tau/T=1.053$  となっていた。このとき、継目長さが1.2mと1.6mで  $i_2$  に大きな違いが見られなかったのは、極大値近くでは応答変位が大きく変化しないためと考えられる。このように、軸距共振時において、 $i_2$  と  $j_{len}$  の関係は衝撃荷重が作用する1自由度系の動的応答により概ね説明できることがわかる。

以上のことから、継目を同一台車の2軸の車軸が通過することによる加振振動数が橋りょうの固有振動数と一致すると、軸距共振により橋りょう動的応答がピークとなることが確認された。さらに、軸距共振発生時の動的応答の大きさは継目上の通過時間と橋りょうの固有周期

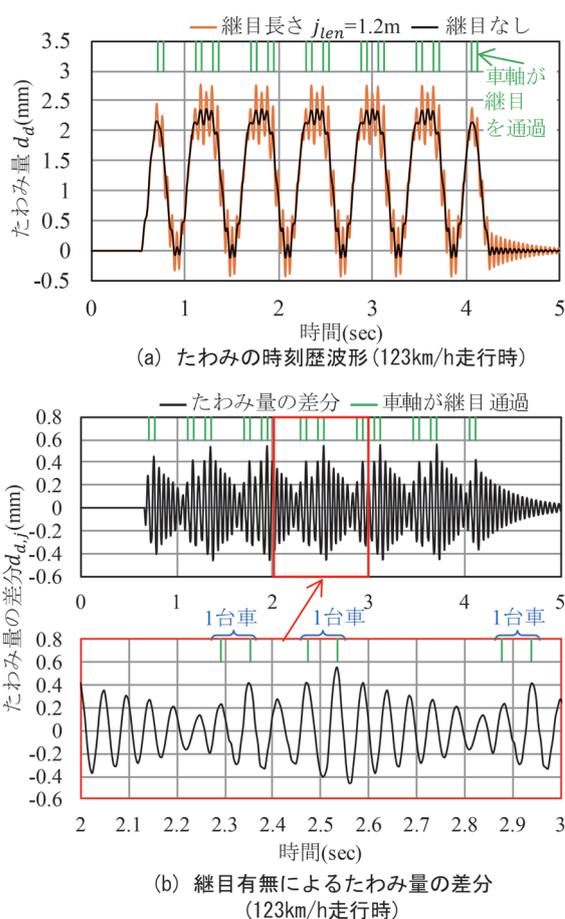


図10 たわみおよび継目の有無によるたわみ差分の時刻歴波形

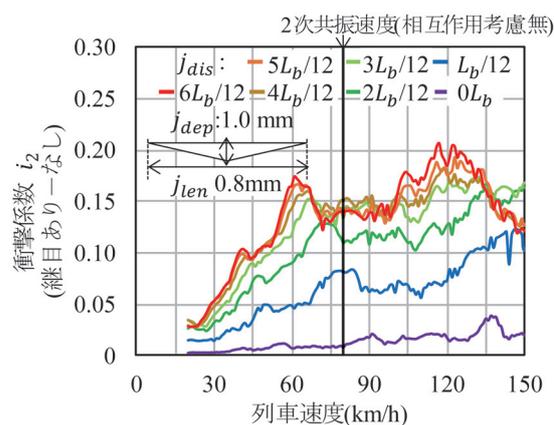


図11 継目の位置が変化したときの列車速度と衝撃係数  $i_2$  の関係

の比が0.78~1.0程度で  $i_2$  が極大値を示し、1自由度系における衝撃荷重作用時の理論から概ね説明できることがわかった。

### 3.3 継目の位置の影響

図11に継目の位置  $j_{dis}$  が変化したときの列車速度と衝

衝撃係数  $i_2$  の関係を示す。 $j_{dis}$  が変化しても、軸距共振に関連した 120km/h、60km/h、40km/h 付近のピークが生じていることが共通していた。しかしながら、 $j_{dis}$  が減少する、すなわち支承上に近づくにつれピーク時の  $i_2$  も同様に減少し、 $i_2$  がピークとなる列車速度が高速側にシフトする傾向が表れていた。

まず、60～80km/h におけるピークに着目すると、これらは、2次共振の発生によるものであった。2次共振に対する共振速度は、 $j_{dis}$  が減少するにつれて高速側へシフトし、最大で 20km/h 程度差が生じていた。これは、継目がスパンの支承側に位置することで、 $j_{dis} = L_b/2$  (=  $6L_b/12$ 、スパン中央) の場合よりも 1次モードに付加される車両の質量が減少し、列車通過時に卓越する固有振動数が上昇したためと考えられる。いま、式(6)に  $j_{dis} = L_b/12$  における共振速度  $V = 79\text{km/h}$ 、および加振間隔  $L = 2.1/2\text{m}$  を代入すると、固有振動数は 20.89Hz と得られる。したがって、 $j_{dis} = L_b/12$  のとき、固有振動数の入力値 21.03Hz に対して、橋りょうの固有振動数はほとんど低下しておらず、車両の付加質量効果が表れていないことがわかる。さらに、 $j_{dis}$  が  $4L_b/12$  より小さいケースでは、軸距共振が確認できないが、これは 150km/h 以降にピークがシフトしたものと考えられる。なお、 $j_{dis} = 0L_b$  (支承上) のときもわずかに  $i_2$  が生じていたが、これは、列車が橋りょう上に進入する際にすでに車両が動揺しており、軸重が増加したためと考えられる。

次に図 12 に示す軸距共振発生時の衝撃係数の大きさと継目位置の関係について確認する。図は図 11 で確認された 2次共振時の  $i_2$  と  $j_{dis}$  の関係について示している。既報<sup>6)</sup> に示しているが、継目位置による衝撃係数の増加は、理論的には橋りょうの 1次モードに比例する。そこで、 $i_2$  と 1次モード形状  $\psi_1$  を比較した。ただし、 $\psi_1$  の係数  $C$  は図 11 に示された 2次共振速度から車両の質量付加効果が小さく、車両と橋りょうの動的相互作用の影響が小さいと考えられる、 $j_{dis} = L_b/12$  において  $i_2$  と  $\psi_1$  が一致するように設定した。各  $j_{dis}$  において  $i_2$  と  $\psi_1$  を比較すると、 $j_{dis}$  が増加するにつれて、 $i_2$  は  $\psi_1$  に対し相対的に小さく、 $j_{dis} = L_b/2$  における  $i_2$  は  $\psi_1$  に対しておよそ半分程度であった。

図 12 における  $i_2$  と 1次モード形状  $\psi_1$  が合わない理由について、図 13 に示す継目位置と付加される質量及び減衰の関係から考察する。まず、図 13 (a) に示すように継目がスパン中央付近にある場合、継目通過時には台車および輪軸もスパン中央に位置しており、たわみも大きくなる。すなわちたわみ 1次モードのモード外力が大きい状態にあるが、一方で橋りょうと一体で振動する質量も大きく、橋りょうに付加される減衰も大きい。そのため、 $i_2$  は大きくなるものの、車両の付加質量および減衰により 1次モード形状よりも小さくなると思えら

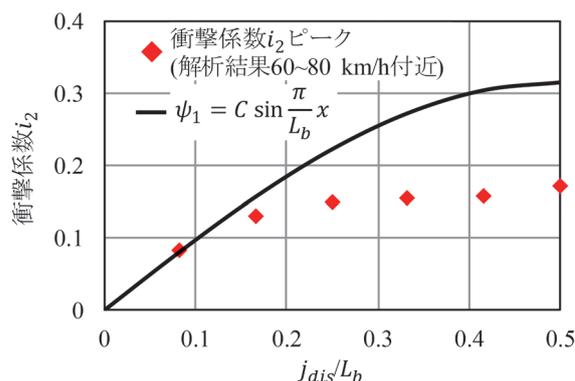


図 12 継目の位置が変化したときの列車速度と衝撃係数  $i_2$  の関係

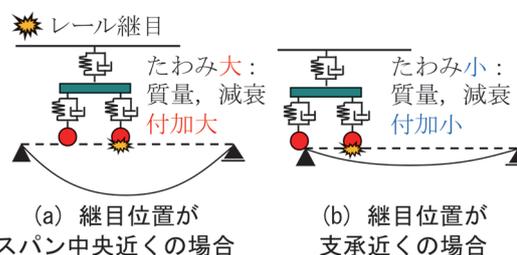


図 13 継目位置と付加される質量及び減衰の関係

れる。一方で図 13 (b) に示すように、継目が支承近くに位置する場合、継目通過時のたわみは小さいことから、たわみ 1次モードのモード外力も小さく  $i_2$  は小さくなるが、橋りょうに付加される質量や減衰も小さいため、 $i_2$  は 1次モード形状よりも小さくならずほぼ同等になっていると考えられる。

以上のように、継目がより支承近くに位置することにより継目による衝撃係数が低下することが確認された。このとき、継目が支承近くに位置する場合、継目がスパン中央に位置する場合と比較して、橋りょうに付加される車両の質量が減少することで軸距共振が発生する速度は高速化するとともに、橋りょうに付加される車両の減衰も減少することから、共振時衝撃係数は継目が支承近くになるにつれ低下の程度が鈍化していた。

## 4. 鋼橋のスパンが橋りょうの動的応答に与える影響

### 4.1 解析条件

ここでは、スパン 10～50m の標準的な鋼橋の衝撃係数を分析することを目的として、橋りょうのスパンを変化させた解析を行った。表 2 に解析条件を示す。図 1 のモデルに対し、スパンは  $L_b = 10 \sim 50\text{m}$  の 5 通りとし、鋼桁の固有振動数は  $f = 180/L_b^{1.1}$  により求めた。このとき、鋼桁の高さは 1m で一定とした。鋼桁の剛性は質量と固

表2 橋りょうのスパンに着目した解析条件

パラメータ	値
鋼桁の固有振動数 $f$	$f = 180/L_b$
橋りょうスパン $L_b$ (m)	10, 20, 30, 40, 50
鋼橋の単位長質量 $\rho A$ (t/m)	$0.05L_b + 0.25$
モード減衰比(%)	2
継目深さ $J_{dep}$ (mm)	1
継目長さ $J_{len}$ (m)	0.8
進入側支承～継目位置距離 $J_{dis}$ (m)	$6L_b/12$ (スパン中央)
列車速度 (km/h)	20~150

有振動数から求めた。単位長さ当りの質量  $\rho A$  は実績より  $\rho A = 0.05L_b + 0.25$ t/m と設定した。継目の特性に関するパラメータはすべて一定とし、 $i_2$  の算出のためにすべてのケースにおいて、継目なしの解析も実施した。なお、定尺レールは長さ 25m であることから、スパンが 25m を超える実橋りょうは複数の継目を有しているが、本研究では、継目通過時応答の把握のため、継目はスパンによらずスパン中央の 1 か所のみとした。また、軌道ばねの剛性は橋まくらぎ式を想定している。

#### 4.2 スパンの影響と衝撃係数増加要因分析

図 14 に鋼橋の  $L_b$  が変化したときの列車速度と  $i_2$  の関係について示す。いずれの  $L_b$  においても、矢印で示すように、ピークが認められ軸距共振が発生していることが確認できる。軸距共振時の  $i_2$  は  $L_b$  の増加とともに減少していた。具体的には、 $L_b = 10$ m の時に 0.2 程度であることにに対し、 $L_b = 50$ m の時では 0.003 程度まで減少していた。この  $i_2$  の減少には、3つの要因が考えられる。1つ目は  $L_b$  の増加とともに橋りょう上に存在する輪軸の数が増加するが、継目通過による衝撃荷重は 1 輪軸ごとに順次生じるため、衝撃荷重の割合が小さくなることである。2つ目は鋼橋上の車両ダンパの数が増加し、車両から付加される減衰の影響が大きくなること、3つ目は、鋼橋の固有振動数が低下し、継目通過時の衝撃荷重が低下することである。

図 14 には、設計標準の衝撃係数算定法<sup>1)</sup>である、式(1)の  $i_c$  ( $L_b = 10$ m, 50m) と式(2)の  $i_\alpha$  も示している。 $i_c$  と  $i_\alpha$  には継目以外の要因が主に考慮されているため、継目のみによる衝撃係数である解析結果と直接比較できるものではないが、ここでは  $L_b$  による傾向やおおよその数値の程度を把握するため比較する。

まず、動揺効果の衝撃係数  $i_c$  と比較すると、 $L_b$  が 10m では、 $i_2$  がやや大きい値を示す傾向にある一方で、 $L_b$  が 50m では  $i_2$  が  $i_c$  を大きく下回っていた。また、レール継目に対して余裕分が与えられている  $i_\alpha$  と比較すると、 $L_b$  が 10m では、 $i_2$  が  $i_\alpha$  よりも大きい値を示す傾向にある一方、 $L_b$  が 20m 以上では  $i_2$  が  $i_\alpha$  を大きく下回っていた。したがって、 $i_2$  は現行の衝撃係数算定法よりも  $L_b$  に対する感度が高いことがわかる。特に、 $i_2$  は車両

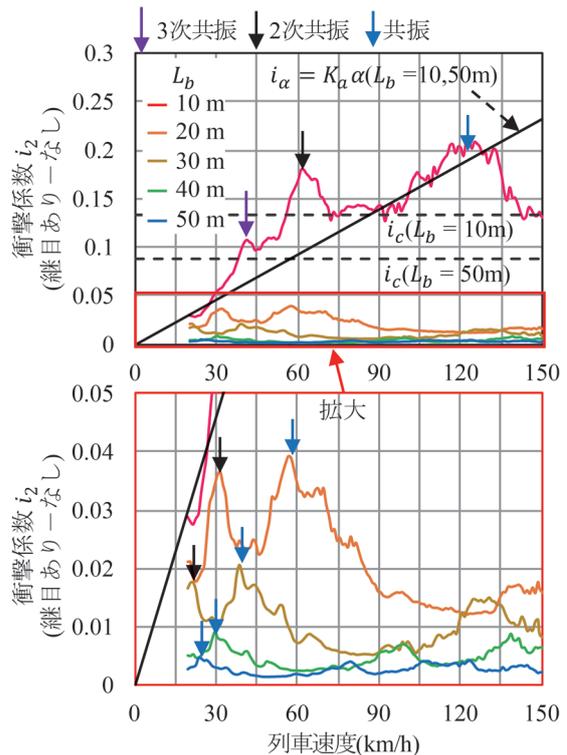


図 14 鋼橋のスパンが変化したときの列車速度と衝撃係数  $i_2$  の関係

の動揺により発生するものの、 $i_c$  とは異なり  $L_b$  の感度が大きく、 $L_b$  が 30m では十分小さい値となった。

このように、継目による衝撃係数は、設計標準の衝撃係数算定法と  $L_b$  の感度が異なるため、高精度な衝撃係数算定法を構築するためには算定法を別に定める必要がある。継目による衝撃係数は、3章で示した結果も踏まえると、列車の軸配置と速度、桁のスパン、固有振動数が支配的なパラメータとなるため、これらを用いた算定法が必要になる。また、この場合、 $i_c$  を軌道不整による衝撃係数と継目による衝撃係数を分離した算定法にする必要があると考えられる。

#### 5. まとめ

本論文では、数値解析によるレール継目を有する鋼橋の動的応答増加メカニズムの解明と衝撃係数算定法の構築のための影響因子の抽出とその要因を分析した。以下に結論を示す。

- 1) 実測を行った鋼橋を対象に動的相互作用解析モデルの妥当性を検証した。その結果、提案する動的相互作用解析により、レール継目を有する鋼橋の静的応答および動的応答を定量的に再現できることを示した。
- 2) 一般化したレール継目落ち形状を設定し、レール継目区間の長さを変化させた解析を行った。その結果、継目通過による動的応答は、同一台車内の二軸の輪軸の通

過に伴う加振振動数と橋りょうの固有振動数が一致するときに発生する共振により増幅することを示した。軸距共振発生時の動的応答の大きさは、継目の通過時間と橋りょうの固有周期の比が0.78~1.0程度となるとき極大値を示し、1自由度系における衝撃荷重作用時の理論から概ね説明できることが分かった。

3) 橋りょう上のレール継目の位置を変化させた解析を行った。その結果、継目位置がより支承に近づくにつれて共振発生時の動的応答が低下する傾向となった。このとき、継目が支承近くに位置する場合、継目がスパン中央に位置する場合と比較して橋りょうに付加される車両の質量が減少することで、軸距を加振間隔とした共振が発生する速度は高速化するとともに、橋りょうに付加される車両の減衰も減少することから共振時衝撃係数の低下は鈍化していた。

4) 標準的な鋼橋を対象にスパンを変化させた解析を実施し、鋼橋における衝撃係数の大きさを評価した。その結果、設計標準の衝撃係数と比較して、レール継目通過による衝撃係数はスパンの感度が大きく、スパンの増加とともに大きく減少する。

5) 本検討に基づく、レール継目通過による衝撃係数は、列車の軸配置と速度、橋りょうのスパン、固有振動数が支配的なパラメータになると考えられる。

## 文 献

- 1) 国土交通省監修，鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説（鋼・合成構造物），丸善出版，2009
- 2) 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256号，pp.35-47，1976
- 3) 徳永宗正，北川晴之，池田学：レール継目を有する鋼鉄道橋りょうの列車通過時動的応答の実測，構造工学論文集，Vol.69A，pp.293-305，2023
- 4) 北川晴之，徳永宗正，池田学：レール継目が橋りょうの列車通過時動的応答に及ぼす影響，土木学会論文集，80巻，ID: 23-15050，2024
- 5) 涌井一，松本信之，松浦章夫，田辺誠：鉄道車両と線路構造物との連成応答解析法に関する研究，土木学会論文集，No.513/I-31，pp.129-138，1995
- 6) 徳永宗正，池田学，八木英輝：鉄道鋼橋および合成橋の非構造部材が主構造の曲げ剛性へ及ぼす影響，土木学会論文集，79巻，14号，ID: 22-15050，2023
- 7) 北川晴之，徳永宗正，池田学：列車/橋りょうの動的相互作用が橋りょうの列車通過時動的応答に及ぼす影響，土木学会論文集，79巻，14号，ID: 22-15059，2023
- 8) Harris, C.M. and Crede, C.E. "Shock and Vibration Handbook Vol.1 Basic Theory and Measurement", MacGraw-Hill Book Company Inc., 1961.

# 逐次非線形解析に基づく基盤地震動推定の有効性検証

坂井 公俊\*

Validation of Bedrock Motion Estimation Based on Time Domain Non-linear Analysis

Kimitoshi SAKAI

We confirmed the effectiveness of a proposed method for estimating earthquake ground motion from observation waveforms at the ground surface based on time domain nonlinear analysis. Specifically, earthquake ground motion was estimated using the proposed method for various kinds of earthquake motion and ground conditions, and the results were compared with those of a conventionally used frequency domain method. The result confirmed that the proposed method can estimate more appropriate earthquake ground motion in all the cases investigated here. Therefore, the proposed method is an effective method for estimating earthquake ground motion, appropriately taking into account the effects of the ground non-linearity.

キーワード：基盤地震動，地盤応答解析，逐次非線形解析

## 1. はじめに

鉄道構造物の耐震設計では、耐震設計上の基盤面で定義された設計地震動が用いられる<sup>例えは<sup>1)</sup></sup>。そのため、地表面位置で観測された地震記録を基盤位置に引き戻す場合<sup>例えは<sup>2)</sup></sup>もあり、この時の地震動の引き戻し計算手法としては一般的に周波数領域の解法<sup>例えは<sup>3)</sup></sup>が用いられている。しかしこの方法では、地震開始から終了までの各層の剛性、減衰を一定値として計算を行うため、ひずみレベルが大きな場合には適用が困難である<sup>例えは<sup>4)</sup></sup>という課題を有している。

その一方で、時間領域の地震動の引き戻し計算手法も今日まで複数提案されている<sup>例えは<sup>5)~8)</sup></sup>。これらは、カルマンフィルタを用いて入力推定を行うもの、運動方程式の定式化を工夫したもの、繰り返し計算を実施することで最適解を探索するもの等、各種のアプローチがされており、それぞれ設定した問題に対して良好な基盤入力地震動を推定できている。しかしながら、手法の適用範囲が限られていたり、収束性が十分ではない、運動方程式を組み替えているために汎用の地盤応答解析コードの活用が難しい、計算負荷が大きい等の理由によって、現時点で一般的に使用されるまでに至っていない。

これを踏まえて筆者は、逐次非線形解析に基づく入力地震動の推定手法を提案している<sup>9)</sup>。これは逆解析の方法として一般的な非線形最適化法に基づいているものの、摂動波形にRicker Wavelet<sup>10)</sup>を用いることで、無意味な短周期パルスの発生を抑制するとともに、収束の初期段階では摂動波形の振幅を大きく設定することで、収束性の向上も実現している。さらに、逐次非線形解析に

基づく入力推定において大きな課題となる計算時間に対応するために、表層地盤を等価な1自由度系に置換したモデル<sup>11)</sup>を併用することで、この課題の解決をはかっている。

しかしながら既往の検討<sup>9)</sup>では、計算手法を提案するとともに、1つの地盤と1つの地震動波形に対する有効性の確認のみに留まっており、幅広い問題に対する適用性、有効性の確認は今後の課題として残されていた。多様な地盤、地震動に対する適用性や適用限界を把握することは、今後の基盤地震動推定の高度化や実問題への適用を考える上では重要な課題である。

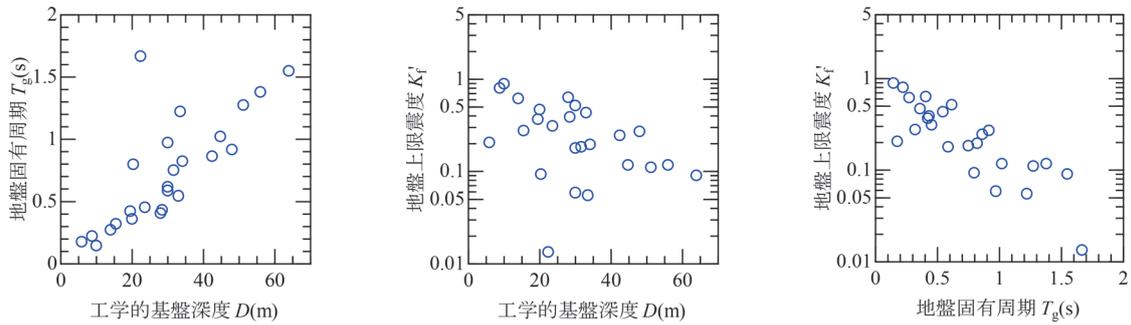
そこで本稿では、逐次非線形解析に基づく基盤地震動推定手法<sup>9)</sup>の有効性を確認するための検討を行う。具体的には、複数の地盤、地表面地震動に対して提案手法を適用することで、各ケースの基盤地震動を推定する。この時の地表面位置の地震動は、対象とする地盤モデルと既知の入力地震動を用いた応答解析により算出することで、正解となる基盤地震動が把握できる条件での検討とする。これとともに、同一の地盤、地表面地震動を用いて周波数領域の解法によって基盤地震動を推定する。両結果と正解として設定した基盤地震動を比較することで、提案手法の有効性を検証する。なお本検討の逐次非線形解析としては、水圧上昇の影響等を無視した全応力での時間領域における非線形動的解析法を用いる。

## 2. 検討の条件

### 2.1 対象とする地盤、地震動の条件

ここではまず、検討対象の地盤、地震動を整理する。まず、地盤は地表面～耐震設計上の基盤面までの表層地盤を対象とし、多様な地層構成、深度、固有周期を有す

\* 鉄道地震工学研究センター 地震応答制御研究室



(a) 深度  $D$ —固有周期  $T_g$  の関係 (b) 深度  $D$ —地盤上限震度  $K_f'$  の関係 (c) 固有周期  $T_g$ —地盤上限震度  $K_f'$  の関係

図 1 検討に用いる地盤条件の概要

る全 25 地盤を用いる。これは鉄道構造物における設計地震動評価の際に収集した多数の地盤<sup>12)</sup>の中から周期、強度の観点で幅広く分布するように抽出したものである。

検討に用いる各地盤の基盤までの深度  $D$  (m)、固有周期  $T_g$  (s)、地盤上限震度  $K_f'$ <sup>13)</sup> の関係をまとめて図 1 に示す。このうち地盤の固有周期  $T_g$  は、表層地盤の固有値解析により算出している。また地盤上限震度  $K_f'$  は、図 2 に示すような地盤全体系の荷重—変位関係を考えた場合の強度に関する指標であり、橋梁・高架橋の耐震性能を表現する際の指標の一つである降伏震度  $k_{hy}$  と同一の単位系を有している<sup>13)</sup>。この地盤上限震度  $K_f'$  は、各地盤の静的非線形解析<sup>11)</sup>によって算出している。

検討に用いる地震動は、正解となる波形を明確にするために、基盤位置で地震動波形を規定する。つまり、基盤位置で地震動波形を入力した逐次非線形解析を実施することで地表面地震動を算出し、これが観測されたと考えられる (図 3)。

この時の基盤地震動は、図 4 に示す 3 波形を用いる。具体的には波形 1 として 1995 年兵庫県南部地震における JMA 神戸観測記録 (NS 成分)、波形 2 として 1993 年釧路沖地震における JMA 釧路観測記録 (NS 成分)、波形 3 として 2000 年鳥取県西部地震における K-NET 広瀬観測記録 (EW) (元波形の最大加速度 267.5gal) を用いる。これらの図から、波形 1 は比較的長周期成分が卓越する一方で、波形 3 は相対的に短周期成分が卓越している。また波形 2 は、波形 1、3 と比較して地震規模が大きいために継続時間も相対的に長くなっている。なお提案手法の適用性は、地震動の振幅レベルによっても変化する可能性が考えられるため、波形 1、2 については最大加速度を 200gal にしたもの、波形 3 については振幅を 3 倍にしたものも入力地震動として用いることとした。

以上の地盤 (25 地点)、基盤地震動 (3 波×2 振幅 = 6 波) を網羅的に組み合わせた 1 次元多自由度系の逐次非線形動的解析を実施し、計 150 波の地表面地震動を算出した。得られた地表面地震動の例を図 5 (時刻歴加速度波形) に示す。これを見ても分かるように、地震動

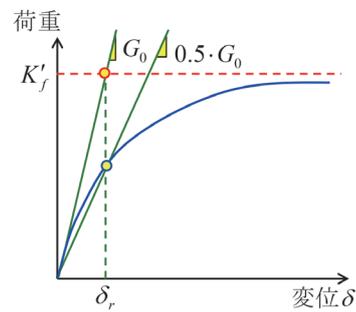


図 2 地盤全体系の荷重—変位関係のイメージ

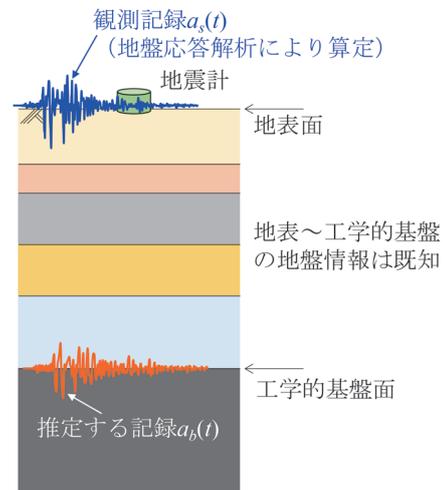
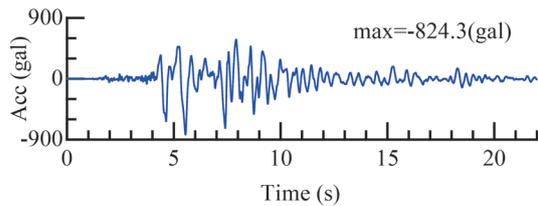


図 3 想定する問題

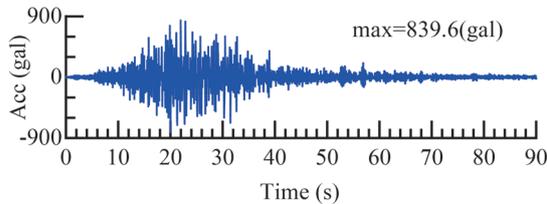
の振幅レベル、地盤条件に応じて地盤の非線形挙動の程度も様々に変化している。これが各地盤の地表面位置で観測されたと考えて、提案手法によって基盤地震動の推定を行う。

## 2.2 基盤地震動を推定する際の計算条件

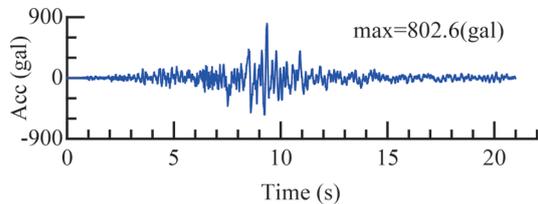
前節で整理した多数の地盤と地表面地震動を用いて、基盤地震動を推定する。この時には、筆者が提案している逐次非線形解析に基づく基盤地震動の推定手法<sup>9) 14)</sup>を用いる。計算の手順は一般的な非線形最適化法に基づい



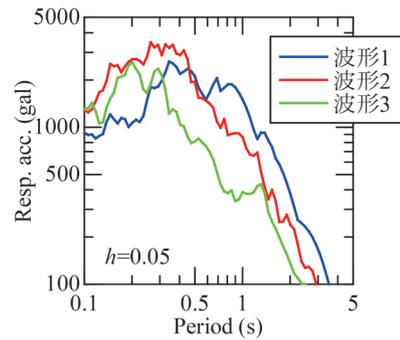
(a) 波形1 (兵庫県南部地震 JMA 神戸)



(b) 波形2 (釧路沖地震 JMA 釧路)

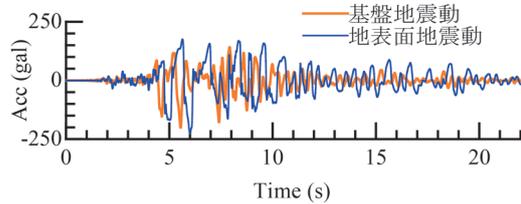


(c) 波形3 (鳥取県西部地震 K-NET 広瀬×3倍)

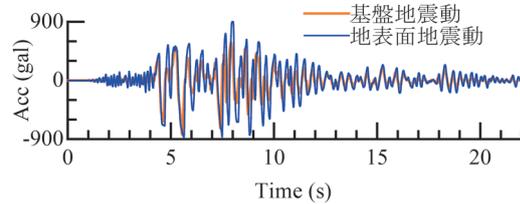


(d) 弾性加速度応答スペクトル

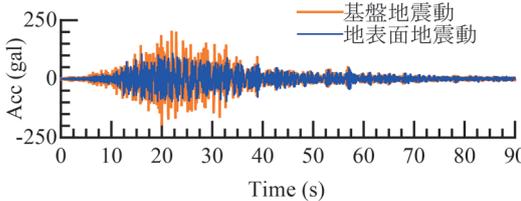
図4 検討に用いる基盤入力地震動の概要 (振幅大のケース)



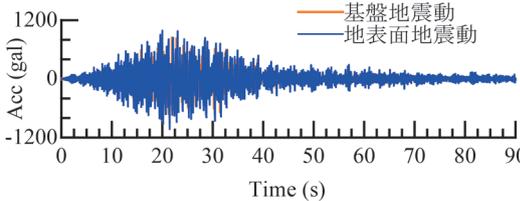
(a) 波形1 (振幅小), 地盤  $T_g=0.82s$



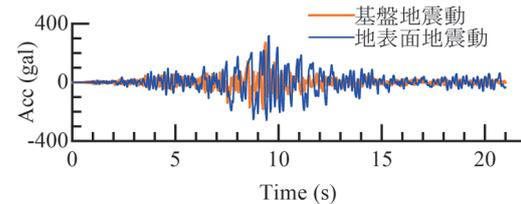
(b) 波形1 (振幅大), 地盤  $T_g=0.15s$



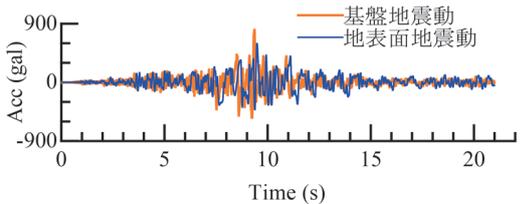
(c) 波形2 (振幅小), 地盤  $T_g=0.80s$



(d) 波形2 (振幅大), 地盤  $T_g=0.22s$



(e) 波形3 (振幅小), 地盤  $T_g=0.43s$



(f) 波形3 (振幅大), 地盤  $T_g=0.42s$

図5 地表面地震動の評価例 (時刻歴加速度波形)

ている。ただし、計算の収束性向上をはかるために、摂動波形として Ricker Wavelet を用いる、はじめはこの摂動量を大きく設定し、徐々に小さくする、収束の初期段階は地盤の応答解析モデルとして等価 1 自由度モデルを用いる等の工夫を行っており、これによって現実的な時間内での収束を実現している。

引き戻し計算を行う際の各条件は以下のように設定した。まず、地盤の等価 1 自由度モデルは既往の検討<sup>11) 15)</sup>において整理、構築したものをを用いる。摂動波形として与える Ricker Wavelet のフーリエ振幅のピーク周期  $T_p$  は、0.2~2s まで 0.2s 刻みで設定した。摂動量の工夫としては、図 4 の波形を基盤地震動とした場合には 100gal、最大加速度 200gal 程度の振幅小の波形を基盤地震動とした場合は 50gal を初期条件として設定し、収束が落ち着いてきた場合もしくは繰り返し計算数 50 回まで達した場合に、その振幅を半分にするという作業を繰り返し、最終的な摂動量が 0.1gal になるまで計算を行うこととした。また、等価 1 自由度モデルを用いた収束計算によって収束が落ち着いた段階で、地盤の解析モデルを多自由度モデルに切り替えて同様の作業を行う。なお繰り返し計算数 50 回について、現時点では計算時間との関係でこの上限回数を設定しているが、これをより大きくすることで、さらに適合度の高い波形の推定も期待される。

また収束計算時の誤差  $\varepsilon$  は次式で評価する。ここで、 $\varepsilon$  : 推定した地震動の適合度、 $a_s^{obs}(t)$  : 地表面位置の観測地震動、 $a_s^{est}(t)$  : 推定地震動である。

$$\varepsilon = \left\{ \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N [a_s^{obs}(t_i) - a_s^{est}(t_i)]^2 \right\}^{0.5} \rightarrow \min \quad (1)$$

なお、提案手法の有効性を従来法と比較するために、基盤地震動の推定手法として一般的に用いられている周波数領域の引き戻し計算<sup>3)</sup>も実施することとした。この時に、地盤を非線形とした場合に必要となる有効ひずみ換算係数  $\alpha$  は、一般的に用いられることのある 0.65, 0.80, 1.00 の 3 パターンを設定する。実際の問題においては、このうちどの結果が適切であるかは不明である。ただし本検討においては、正解となる基盤地震動が分かっているため、各ケースで正解値と推定値の誤差を次式で算定し、これが最小となる有効ひずみ換算係数  $\alpha$  の結果を採用することとした。

$$error = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N \frac{[a_s^{obs}(t_i) - a_s^{est}(t_i)]^2}{a_s^{obs}(t_i)^2} \quad (2)$$

### 3. 基盤地震動の推定結果

前章の条件に従って、各地盤、各地震を対象とした時の基盤地震動を推定した。推定された基盤地震動波形の例を図 6 (振幅小の場合)、図 7 (振幅大の場合) に示す。また、これら基盤地震動の弾性加速度応答スペクトルをまとめて図 8 に示す。

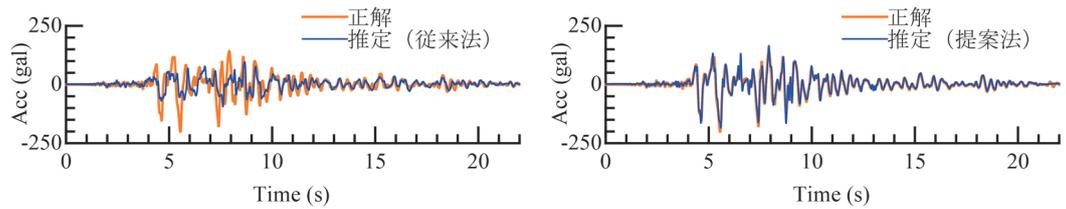
これらの図を見ると、提案手法を用いることで従来法よりも適切な基盤地震動を推定できていることが分かる。特に継続時間の短い波形 1, 波形 3 の基盤地震動は、提案手法を用いることで正解値と非常に類似した結果となっており、提案手法の有効性を示すものである。

その一方で継続時間の長い波形 2 の基盤地震動については、提案法を用いることで従来法よりもより正解に近い結果を推定できているものの、その適合度はまだ十分とは言えない。これは、今回の収束計算時の条件 (繰り返し回数の最大計算数を 50 回に設定) によるものであると考えられ、これをさらに増やすことで正解値により近い基盤地震動が推定される可能性が考えられる。適切な繰り返し回数は地震動の振幅レベルや継続時間との関係により変化すると考えられるため、これについては今後の課題としたい。

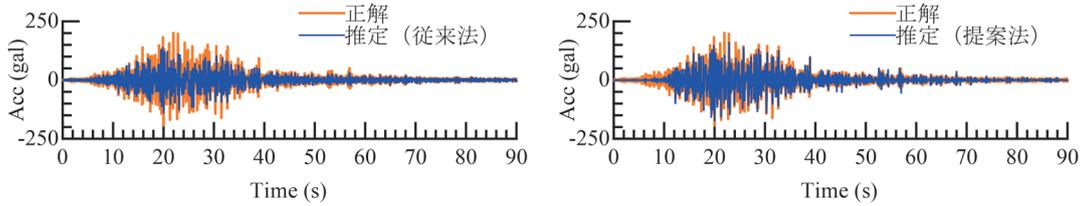
また、最終的に推定された基盤地震動の適合度を式 (2) で評価するとともに、これによって算定される結果をまとめて図 9 に示す。この結果より、多様な地盤に対して実施した基盤地震動の誤差においても、いずれも提案手法を用いることで、従来の周波数領域での引き戻し計算の結果よりも適切な地震動を推定できている。またこの図には、地盤の固有周期  $T_g = 0.5s$  を境として色分けしているが、地盤が軟弱なほど相対的に誤差が大きくなっていることが分かる。提案手法においては、今回設定した繰り返し計算の回数や収束条件をさらに厳しく設定することで、さらなる誤差低減が期待され、これによって提案手法の有用性がさらに高くなると考えられる。以上より、筆者が提案した逐次非線形解析に基づく基盤地震動の推定手法<sup>9)</sup>は、幅広い地震動の条件、地盤の条件に対する適用性を有しており、地盤の非線形化の影響を適切に考慮した基盤地震動の推定手法として有効であると言える。

### 4. まとめ

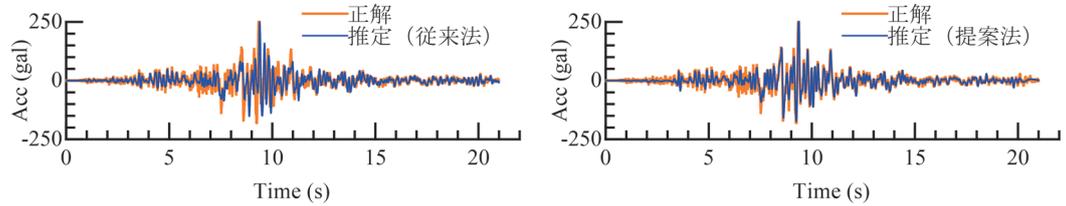
本検討では、逐次非線形解析に基づいて地表面位置で観測された地震動波形から、基盤地震動を推定する提案手法の有効性を確認した。具体的には、多様な地震動、地盤条件を対象として提案手法によって基盤地震動の推定を行うとともに、従来から一般的に用いられている周波数領域の手法との比較を行った。



(a) 波形 1 (振幅小), 地盤  $T_g=0.82s$

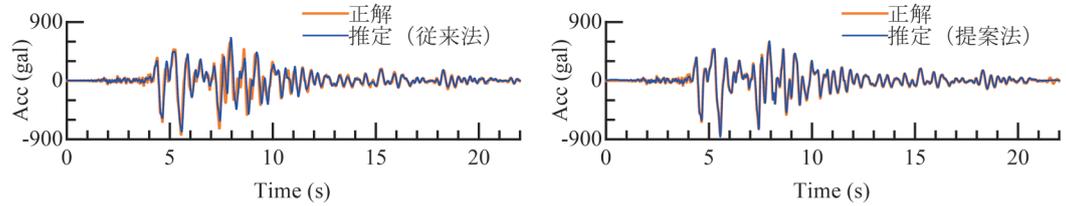


(b) 波形 2 (振幅小), 地盤  $T_g=0.80s$

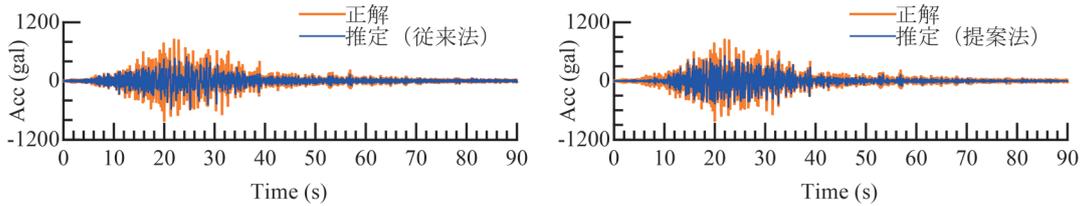


(c) 波形 3 (振幅小), 地盤  $T_g=0.43s$

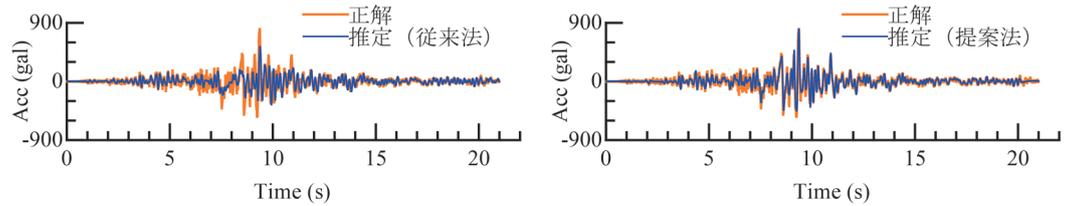
図 6 基盤地震動の推定結果の例 (左: 従来法, 右: 提案法) (振幅小の場合)



(a) 波形 1 (振幅大), 地盤  $T_g=0.15s$



(b) 波形 2 (振幅大), 地盤  $T_g=0.22s$



(c) 波形 3 (振幅大), 地盤  $T_g=0.42s$

図 7 基盤地震動の推定結果の例 (左: 従来法, 右: 提案法) (振幅大の場合)

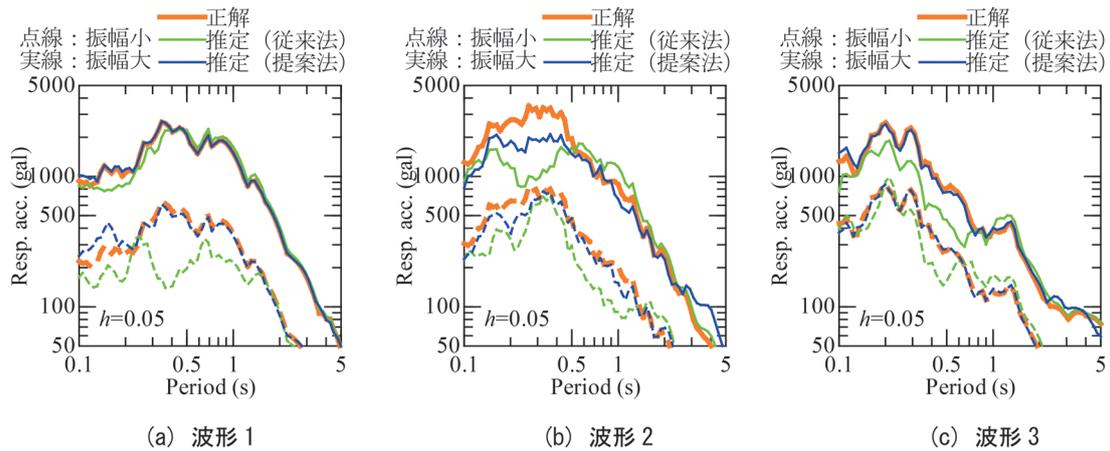


図8 基盤地震動の推定結果の例（弾性加速度応答スペクトル）

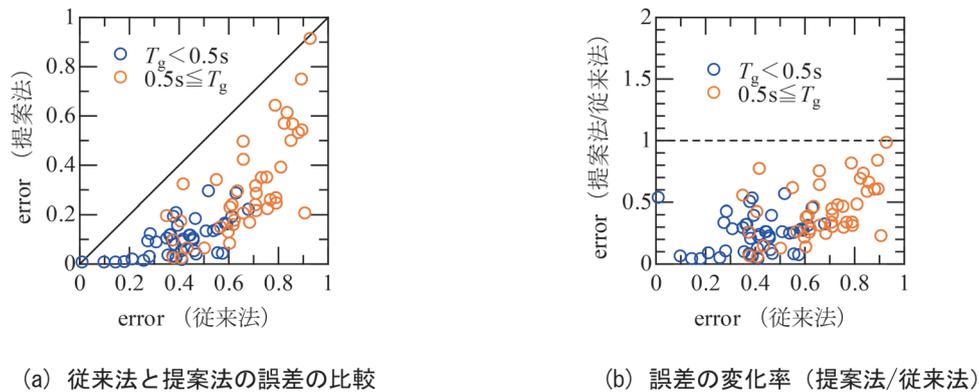


図9 基盤地震動の適合度の算定結果

その結果、今回検討を行ったすべてのケースにおいて、提案手法を用いることで、より適切な基盤地震動を推定できることを確認した。以前から指摘されているように、周波数領域の手法では地盤のひずみレベルが大きな場合への適用には課題が残されている。その一方で提案手法は逐次非線形解析を用いているため、このような大ひずみ領域に対しても適切な結果が得られる。そのため提案手法は、地盤の非線形化の影響を適切に考慮した基盤地震動の推定手法として一定の有効性、適用性を有していると言え、地点毎の設計地震動、基盤地震動を高い信頼性で評価する際の基本的な手法としての活用が期待される。

## 文献

- 1) (公財) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説（耐震設計），丸善出版，2012
- 2) 坂井公俊，室野剛隆，佐藤勉：近年の地震記録に基づいたL2地震動の考え方とその設定方法，鉄道総研報告，Vol.25，No.9，pp.5-12，2011
- 3) Schnabel, P.B., Lysmer, J. and Seed, H.B.: SHAKE A computer program for earthquake response analysis of horizontally layered sites, Report No. EERC72-12, University of California, Berkley, 1972.
- 4) 中村晋，吉田望：周波数領域での地盤の非線形地震応答解析の精度と課題，応用力学論文集，Vol.7，pp.823-831，2004
- 5) Toki, K., Sato, T. and Kiyono, J.: Identification of structural parameters and input ground motion from response time histories, Proc. of Japan Society of Civil Engineers, No.410/I-12, pp.413s-421s, 1989.
- 6) 酒井久和，澤田純男，土岐憲三：時間領域での基盤入力地震動の推定法に関する基礎的研究，土木学会論文集，No.577/I-41，pp.53-64，1997
- 7) 野津厚：時間領域における基盤入射波推定法の再考，土木学会論文集A1（構造・地震工学），Vol.74，No.4，pp. I\_160-I\_167，2018
- 8) 鈴木琢也：モーダル反復誤差修正法を用いた弾塑性地盤モデルにおける基盤入力動インバージョン，日本建築学会構造系論文集，Vol.83，No.749，pp.1021-1029，2018
- 9) 坂井公俊：地盤の等価1自由度モデルを併用した逐次非線形解析に基づく基盤入力地震動の推定，土木学会論文集A1（構造・地震工学），Vol.77，No.1，pp.132-145，2021
- 10) Ricker, N.: The computation of output disturbances from

- amplifiers for true wavelet inputs, Geophysics, Vol.10, pp.207-220, 1945.
- 11) 坂井公俊, 室野剛隆: 地盤の等価 1 自由度モデルを用いた非線形動的解析法の提案, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), Vol.71, No.3, pp.341-351, 2015
  - 12) 川西智浩, 室野剛隆, 佐藤勉, 畠中仁: 土質区分の影響を考慮した地盤種別の分類に関する検討, 土木学会地震工学論文集, Vol.29, pp.187-196, 2007
  - 13) 坂井公俊, 井澤淳: 表層地盤の強度に関する指標を橋梁・高架橋の降伏震度と同次元で表現する方法の提案, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), Vol.76, No.4, pp. I\_290-I\_300, 2020
  - 14) 坂井公俊: 逐次非線形解析に基づく基盤入力地震動の推定手法, 鉄道総研報告, Vol.35, No.5, pp.23-28, 2021
  - 15) 坂井公俊: 地盤の地震時挙動を等価な 1 自由度系で評価する際の刺激係数考慮に関する一考察, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), Vol.77, No.4, pp.I\_670-I\_679, 2021



# 破断確率を考慮したトロリ線の許容ひずみ値

小原 拓也\* 山下 主税\*

Allowable Strain Value for Contact Wires Taking into Account the Probability of Failure

Takuya OHARA Chikara YAMASHITA

The allowable strain value for all types of contact wire, including the high strength contact wires, has been set to  $500 \times 10^{-6}$  based on the fatigue characteristics of a basic hard-drawn copper. However, as train speeds increase, the strain value of contact wires may increase to more than  $500 \times 10^{-6}$  in the future. Therefore, in this paper, the authors propose a method for setting allowable strain values for each contact wire taking into account the probability of failure. This probability is consistent with the margins of the conventional allowable strain value of  $500 \times 10^{-6}$ . In addition, using this method, we propose allowable strain values for four types of high strength contact wires.

キーワード：トロリ線, 許容ひずみ, 疲労試験, S-N 曲線, 破断確率, 平均引張応力

## 1. はじめに

パンタグラフがトロリ線をしゅう動しながら通過するたびに、トロリ線には曲げひずみが発生する。この曲げひずみは列車速度が高速になるほど増大する傾向があり、ひずみの大きさによってはトロリ線が疲労破断に至るおそれがある。そのため、トロリ線には許容されるひずみの目安として  $500 \times 10^{-6}$  という値が設定されており、現場ではトロリ線のひずみが許容値以下となることを確認している。

上記の許容ひずみ値は、無張力条件における硬銅線材の疲労特性に、ある程度の余裕度を見込んで設定された値である<sup>1)</sup>。これまで、全ての種類の硬銅および銅合金トロリ線に対してこの許容ひずみ値が適用されてきた。しかし、今後さらなる列車の高速化によってトロリ線ひずみが増大する場合、電車線路設備に対策を講じたとしてもトロリ線ひずみが許容値以下に抑えられなくなる可能性がある。

ここで、一般的に金属材料は静的機械強度と耐疲労性との間に概ね正の相関があることが知られている<sup>2)</sup>。したがって、高速シンプル架線<sup>3)</sup>で用いられるような高強度の銅合金トロリ線については、許容ひずみ値を  $500 \times 10^{-6}$  から緩和できる可能性があると考えられる。ただし、後述するように、従来の許容ひずみ値の設定に用いられた手法では、余裕度を定量化していないことなどの課題がある。よって、トロリ線の種類ごとに異なる許容ひずみ値を設定するためには、余裕度の根拠を定量的に明らかにする必要がある。

そこで本研究では、従来の許容ひずみ値における余裕

度に相当する統計的な破断確率を明らかにすることで、他のトロリ線にも適用可能な疲労特性評価方法を提案した。また、提案する方法に基づいて、4種類の高強度トロリ線の許容ひずみ値を提案した。さらに、平均引張応力が異なる場合におけるトロリ線許容ひずみ値の計算方法について検討した。

## 2. 従来の許容ひずみ値の設定方法

初めに、従来の許容ひずみ値の設定方法<sup>1) 4)</sup>を述べる。まず硬銅トロリ線と同素材の直径 2mm の線材を用いて、無張力下における曲げ疲労試験により S-N 曲線 (図 1) を求める。S-N 曲線は、縦軸に負荷応力振幅、横軸に破断までの繰返し数をとった、材料の疲労特性を表すグラフである。ここで、硬銅線材の S-N 曲線の  $10^7$  回における曲げ応力振幅値  $120 \text{ N/mm}^2$  (=  $120 \text{ MPa}$ ) を、疲労限度とみなす。これは、曲げ応力の繰返し数  $10^7$  回をパンタグラフの通過回数と見ると、摩耗によるトロリ線張替の方が早く訪れると考えられたためである。

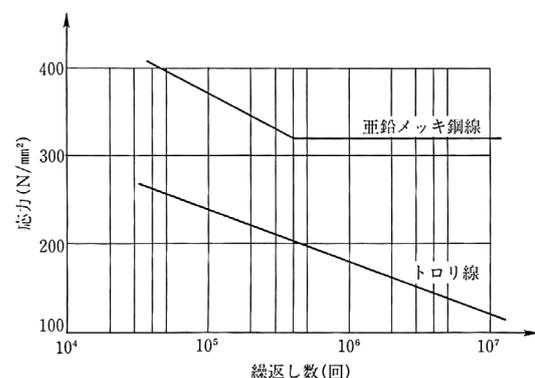


図 1 無張力下における電車線路用材の S-N 曲線<sup>1)</sup>

\* 電力技術研究部 集電管理研究室

続いて、実設備のトロリ線には張力による平均引張応力が生じて疲労限度が低下するので、Smith 線図<sup>5)</sup>と呼ばれる疲労限度線図の考え方をを用いて、無張力下の疲労限度を張力下の疲労限度へ補正する。図2に、硬銅線材のSmith 線図を示す。金属材料に引張強さ(硬銅の場合、350MPa)と同じ応力が加わると、繰り返し応力が作用するまでもなく破断するため、このときの疲労限度は0である(図2の点A)。疲労限度は平均引張応力の増大に伴って直線的に低減するという経験的則<sup>2)</sup>があり、先述のとおり平均引張応力が0(無張力)の場合の硬銅の疲労限度は120MPaであるから、この法則を硬銅に適用すると、平均引張応力に応じた疲労限度は図2の三角形ABCの上下幅で示される。ここで安全側の許容ひずみ値を求めるために、トロリ線の実用上最小の疲労限度、すなわち摩耗限度まで断面積が減少したトロリ線の平均引張応力における疲労限度を求める。張力9.8kNに対して摩耗限度(当時は残存直径7.5mm)に至った硬銅トロリ線GT110の平均引張応力は145MPaであるので、図2の横軸145MPaの位置に垂直の線を引くと、実用上最小の疲労限度は70MPaと求まる。ここからさらに不確定要素(文献1によると、経年による電車線高さ等の変形やトロリ線の表面劣化など)に対する余裕を見込んで60MPaとし、これを硬銅のヤング率120GPaを用いてひずみに換算した値が、従来の許容ひずみ値 $500 \times 10^{-6}$ という値である。

以上に示した許容ひずみ値の設定方法には2つの課題があると考えられる。1つ目の課題は、疲労限度を70MPaから60MPaにする際の余裕度に定量的な根拠が示されていないことである。これまでの実績から、現場においてトロリ線ひずみを従来許容値 $500 \times 10^{-6}$ 以下に保つことで疲労破断を防止できることは事実であり、上記の余裕度は安全上十分な大きさであると考えられるが、その一方で過剰である可能性もある。

もう1つの課題は、無張力下かつ硬銅線材の疲労試験結果により求めたS-N曲線を基に設定されていることである。S-N曲線は線径や繰り返し曲げ応力をできるだけ使用状態に一致させて求めることが必要である<sup>4)</sup>ので、張力下における実トロリ線の疲労試験結果から求めたS-N曲線を基に許容ひずみ値を設定することが望ましい。

上記の課題を考慮した許容ひずみ値の設定方法を検討する必要があるが、先に述べたとおり、従来の許容ひずみ値設定における余裕度(不確定要素)には経年劣化の影響が含まれている。ただし、これはトロリ線の定量的な経年劣化を反映した余裕ではなく、新品のトロリ線の疲労特性に、経年劣化を補うのに十分と予想される余裕を持たせたものと考えられる。そこで、従来の許容ひずみ値の余裕度が新品時のトロリ線においてどれだけの安

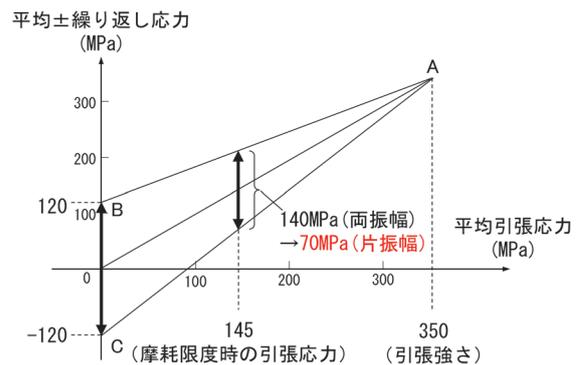
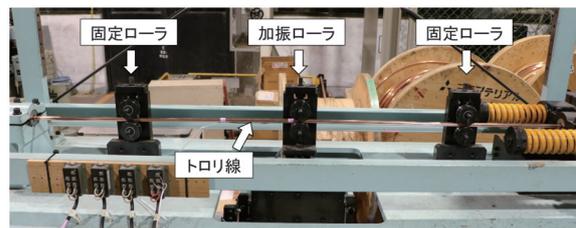
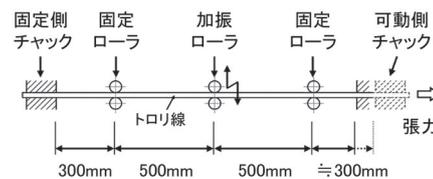


図2 硬銅線材のSmith線図



(a) 外観



(b) 概略図

図3 線条・金具振動試験機

全を見込んだものかを定量化するため、本研究では統計学における破断確率で評価することとした。

### 3. 従来の許容ひずみ値における余裕度

#### 3.1 試験方法

本章では、張力下における実物の硬銅トロリ線の疲労試験を実施し、疲労試験結果からP-S-N曲線(P%の破断確率に対するS-N曲線)を求め、余裕度を含む従来の許容ひずみ値 $500 \times 10^{-6}$ がどの程度の破断確率に相当するかを明らかにする。なお以下では、S-N曲線の縦軸(応力振幅)を、ひずみ振幅としたグラフもS-N曲線と呼ぶこととする。

試験には、図3の線条・金具振動試験機を用いた。本試験機は、実トロリ線に張力を与えることが可能であり、中央の加振部を上下に加振して所定の曲げひずみを繰り返し発生させる機構をもつ。疲労試験はトロリ線が破断するまで行い、破断時の回数を計測した。加振振幅は、トロリ線の加振部に貼り付けたひずみゲージの出力に基づいて調整した。加振波形は正弦波、加振周波数は5Hz

とし、試験張力は敷設時の標準張力である 9.8kN とした。

試験に用いるトロリ線は、硬銅トロリ線 GT110 とした。GT110 の許容応力（引張強度を安全率 2.2 で除した値）と残存直径を変化させた場合の平均引張応力を表 1 に示す。硬銅トロリ線は、張力 9.8kN において摩耗限度に相当する平均引張応力条件（156.2MPa）となるように、切削加工により残存直径を 7.1mm とした。

ここで、第 2 章で述べたとおり、従来の許容ひずみ値設定時の摩耗限度を模擬した平均引張応力は 145MPa（残存直径 7.5mm）であるが、これは許容値設定当時の残存直径の最小刻み幅が 0.5mm であったためである。現在は残存直径 0.1mm 刻みでトロリ線の切削加工が可能であり、また現場においても 0.1mm 刻みで摩耗限度を設定する場合が想定されることから、本研究における摩耗限度相当の平均引張応力は、残存直径を 0.1mm 刻みで小さくした場合に許容応力を超過しない限界の値とした。図 4 に、切削加工後の硬銅トロリ線の断面図を示す。

疲労限度は、従来の許容値の設定方法と同様、 $10^7$  回に対応するひずみ振幅とした。その他の試験順序および S-N 曲線の導出は、文献 6 の 14S-N 試験法に従った。

### 3.2 試験結果

疲労試験の結果を表 2 に示す。また、試験結果から作成した GT110 の S-N 曲線を図 5 に示す。表 2 の傾斜部データから、図 5 の S-N 曲線の傾斜部分の回帰直線（破断確率 50% に相当する近似線）を求めた。さらに、傾斜部データからひずみ振幅の標準偏差の推定値  $\hat{\sigma}$  を算出すると  $93 \times 10^{-6}$  であった。

疲労限度である  $10^7$  回に対応するひずみ振幅の推定にはステアケース法<sup>6)</sup>を用いた。ステアケース法による試験結果を表 2 の水平部データに示す。さらに、水平部データから破断確率 50% に相当するひずみ振幅の平均値  $\hat{S}_{10^7}$  を算出すると  $762 \times 10^{-6}$  であった。

上記で求めた  $\hat{\sigma}$  と  $\hat{S}_{10^7}$  から、任意のひずみ振幅  $S$  に対する破断確率係数  $k$  を次式で算出できる。

$$k = \frac{\hat{S}_{10^7} - S}{\hat{\sigma}} \quad (1)$$

従来の許容ひずみ値  $500 \times 10^{-6}$  を式 (1) の  $S$  に代入すると  $k$  は 2.81 となる。この値は、文献 6 によると破断確率約 0.3% に相当する。つまり、従来の許容ひずみ値である  $500 \times 10^{-6}$  において見込まれていた余裕度は、 $1 \times 10^7$  回の疲労寿命における破断確率が約 0.3% のひずみ振幅に相当することがわかった。

この余裕度の大きさは、データのばらつきに関する一般的な指標である  $3\sigma$  区間（ある測定データの分布が正規分布に従うとき、99.7% の確率でデータが含まれる区

表 1 硬銅トロリ線 (GT110) の平均引張応力

残存直径 (mm)	断面積 (mm <sup>2</sup> )	許容応力 (MPa)	試験張力 (kN)	平均引張応力 (MPa)
12.34	111.1	156.4	9.8	88.2
7.3	65.2			150.4
7.2	64.0			153.2
7.1	62.7			156.2
7.0	61.5			159.3
6.9	60.3			162.6

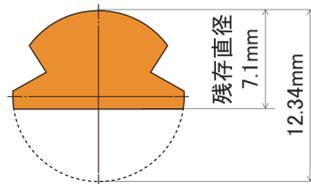


図 4 硬銅トロリ線 (GT110) の断面図

表 2 硬銅トロリ線 (GT110) の試験結果

傾斜部データ			水平部データ		
番号	ひずみ振幅	繰り返し数	番号	ひずみ振幅	繰り返し数
1	$1930 \times 10^{-6}$	$2.11 \times 10^5$	1	$530 \times 10^{-6}$	$> 1.00 \times 10^7$
2	$1910 \times 10^{-6}$	$1.86 \times 10^5$	2	$630 \times 10^{-6}$	$> 1.00 \times 10^7$
3	$1580 \times 10^{-6}$	$5.79 \times 10^5$	3	$730 \times 10^{-6}$	$> 1.00 \times 10^7$
4	$1580 \times 10^{-6}$	$5.50 \times 10^5$	4	$800 \times 10^{-6}$	$> 1.00 \times 10^7$
5	$1240 \times 10^{-6}$	$8.95 \times 10^5$	5	$900 \times 10^{-6}$	$9.00 \times 10^6$
6	$1230 \times 10^{-6}$	$1.51 \times 10^6$	6	$810 \times 10^{-6}$	$8.84 \times 10^6$
7	$880 \times 10^{-6}$	$5.37 \times 10^6$			
8	$880 \times 10^{-6}$	$7.53 \times 10^6$			

(> は未破断を表す。)

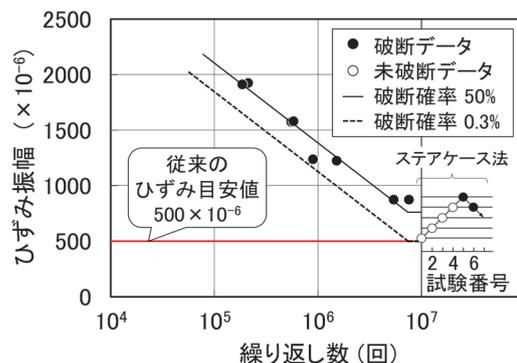


図 5 硬銅トロリ線 (GT110) の S-N 曲線

間) と概ね一致する。このことから、上記の余裕度は、一般的な統計指標に基づく最小ひずみを考慮していたことに相当し、妥当な大きさであったと考えられる。

### 3.3 余裕度の考え方

トロリ線の許容ひずみ値で見込むべき余裕度の考え方は 2 つあると考えられる。1 つ目は、硬銅トロリ線の余裕度をそのまま適用する考え方である。硬銅トロリ線の

余裕度の大きさは、(破断確率 50% のひずみ振幅) - (破断確率 0.3% のひずみ振幅) =  $(762 - 500) \times 10^{-6} = 262 \times 10^{-6}$  である。この考え方は、対象トロリ線の S-N 曲線の破断確率 50% のひずみ振幅から  $262 \times 10^{-6}$  を減じた値を許容ひずみ値とするものである。2つめの考え方は、対象トロリ線の S-N 曲線の破断確率 0.3% のひずみ振幅を許容ひずみ値とするものである。

ここで、疲労特性のばらつきは、トロリ線の材質や加工の工程で異なると考えられるため、硬銅トロリ線の余裕度の大きさをそのまま適用すると、場合によっては危険側の評価となるおそれがある。そのため、トロリ線の疲労特性のばらつきを評価することができる2つ目の考え方がより適当と考える。

以上より、本稿ではトロリ線疲労特性評価方法を次のように提案する。「摩耗限度に相当する平均引張応力条件におけるトロリ線の S-N 曲線を取得し、 $10^7$  回の繰返し数における破断確率 0.3% のひずみ振幅を評価する。」

#### 4. 高強度トロリ線の許容ひずみ値

本章では、前章で提案した方法により、高速シンプル架線等に用いられる4種類の高強度トロリ線の許容ひずみ値を求めた結果を述べる。今回対象とした高強度トロリ線は、インジウム入り硬銅トロリ線 SNN170 (断面積  $170\text{mm}^2$ )、析出強化型銅合金トロリ線 PHC110 (断面積  $110\text{mm}^2$ ) と PHC130 (断面積  $130\text{mm}^2$ )、コバルト・リン系銅合金トロリ線 CPS130 (断面積  $130\text{mm}^2$ ) である。

まずはこれらのトロリ線に対して疲労試験を実施し、S-N 曲線を作成した。表3に、各トロリ線の許容応力、試験張力、平均引張応力、および残存直径条件を示す。試験張力は各トロリ線を高速シンプル架線に用いる場合の張力とした。残存直径条件は、前述の硬銅トロリ線と同様に、平均引張応力が摩耗限度相当となるように定めた。その他の試験方法は前章と同様とした。

疲労試験結果を基に作成した各トロリ線の S-N 曲線を図6~9に示す。また、各 S-N 曲線から求めた標準偏差、破断確率 50% および 0.3% に相当するひずみ振幅を表4に示す。表4より、今回提案する手法を用いる

表3 高強度トロリ線の許容応力と試験条件

トロリ線種類	許容応力 (MPa)	試験条件		
		試験張力 (kN)	残存直径 (mm)	平均引張応力 (MPa)
SNN170	196.5	22.54	10.4	194
PHC110	241.4	19.60	8.7	240
PHC130	241.4	24.50	10.2	240
CPS130	241.4	22.54	9.5	240

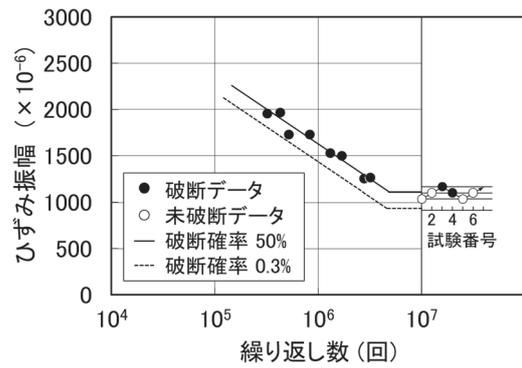


図6 SNN170のS-N曲線

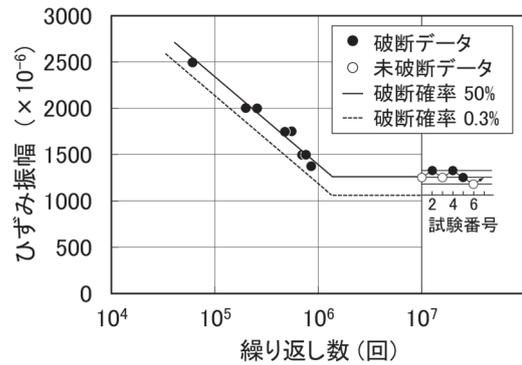


図7 PHC110のS-N曲線

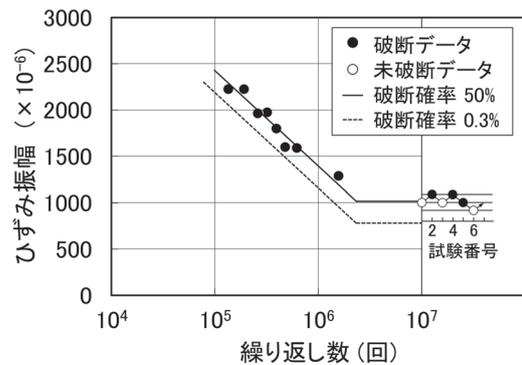


図8 PHC130のS-N曲線

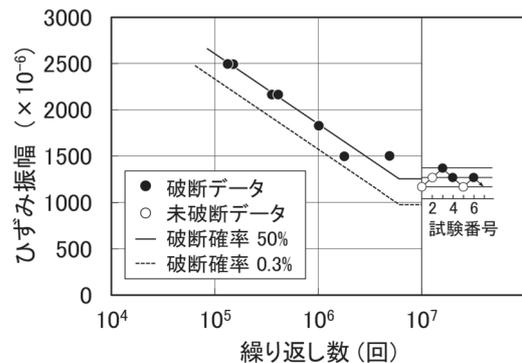


図9 CPS130のS-N曲線

表 4 S-N 曲線の標準偏差および破断確率 50%, 0.3% に相当するひずみ振幅

トバリ線種類	平均引張応力※ (MPa)	標準偏差 $\delta$ ( $\times 10^{-6}$ )	破断確率 50%に相当するひずみ振幅 $\hat{S}_N$ ( $\times 10^{-6}$ )	破断確率 0.3%に相当するひずみ振幅 ( $\times 10^{-6}$ ) ( $\hat{S}_N - 2.75\delta$ ) (= 許容ひずみ値)
SNN170	194	63	1107	932
PHC110	240	74	1263	1061
PHC130	240	85	1016	781
CPS130	240	99	1247	975

※いずれも摩耗限度条件

場合、いずれの高強度トバリ線の許容ひずみ値も従来許容値の  $500 \times 10^{-6}$  以上となることを確認した。

## 5. 平均引張応力が異なる場合の許容ひずみ

### 5.1 平均引張応力が異なる場合の許容ひずみ計算方法

前章までは、トバリ線の平均引張応力条件を摩耗限度相当とすることで実使用上最小となるひずみ許容値を求める方法を示した。しかしながら、実際にはトバリ線を摩耗限度まで使用することは安全上あまり見られず、ある程度摩耗限度から余裕をもった摩耗状態（残存直径）で張り替えを行うことが多い。残存直径が大きくなると平均引張応力は小さくなるので、許容されるひずみも大きくなるはずである。そこで本章では、平均引張応力条件が異なる場合のトバリ線の許容ひずみの計算方法について検討する。

文献7では、平均応力が異なる疲労試験結果を、疲労過程における（最大応力 $\times$ 応力振幅）<sup>1/2</sup>で整理すると一本のばらつき帯に入ることが示されている。また、硬銅トバリ線においても、文献7で提案された関係式が適用可能であることが報告されている<sup>8)</sup>。そこで、前述した高強度トバリ線の疲労試験結果におけるひずみ振幅を、上記の関係式を用いて平均引張応力が異なる場合のひずみ振幅に変換する。以下、平均引張応力を  $\sigma_m$ 、ひずみ振幅を  $\varepsilon_a$ 、応力振幅を  $\sigma_a$ 、トバリ線のヤング率を  $E$ 、張力を  $P$ 、トバリ線の断面積を  $A$ 、（最大応力 $\times$ 応力振幅）<sup>1/2</sup>、すなわち  $\{(\sigma_m + \sigma_a)\sigma_a\}^{1/2}$  を  $\sigma_e$  と表記し、平均引張応力を変更した後の記号に'（ダッシュ）を付けることとすると、下式が成立する。

$$\{(\sigma_m + \sigma_a)\sigma_a\}^{1/2} = \sigma_e = \{(\sigma_m' + \sigma_a')\sigma_a'\}^{1/2} \quad (2)$$

$$\therefore \sigma_a' = \frac{-\sigma_m' + \sqrt{\sigma_m'^2 + 4\sigma_e^2}}{2} \quad (3)$$

$$\sigma_m' = P'/A' \quad (4)$$

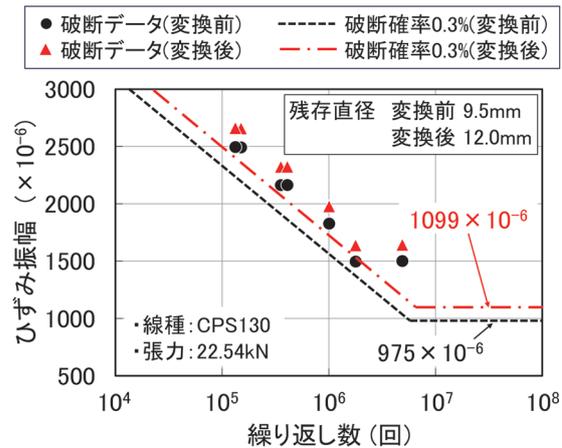


図 10 残存直径変換前後の比較

よって、 $\sigma_m'$  を式 (4) で定めることにより、式 (2)、(3) から平均引張応力変換後のひずみ振幅  $\varepsilon_a' = \sigma_a'/E$  を求めることができる。なお、以降の検討ではトバリ線のヤング率を  $E = 117.6 \text{ GPa}$  とした。

### 5.2 残存直径が異なる場合

まず、トバリ線の張力  $P$  が等しく、残存直径（つまり  $A$ ）が異なる場合について検討する。ここでは例として図9のCPS130の試験結果を用い、平均引張応力変換前の残存直径を9.5mm（摩耗限度）、変換後の残存直径を12.0mmとした。図10に、変換前後のS-N曲線の比較を示す。煩雑になるのを避けるため、図10の打点は傾斜部データのみとした。同図より、残存直径を大きくした方が同じ繰返し数に対するひずみ振幅が大きくなることが確認できる。また、S-N曲線の水平部のひずみ振幅を比較すると、変換前が  $975 \times 10^{-6}$ 、変換後が  $1099 \times 10^{-6}$  となり、 $120 \times 10^{-6}$  程度上昇することがわかる。図11に、張り替え基準となる残存直径を9.5mmから13.38mm（新線）まで変化させたときの破断確率0.3%に相当するひずみ振幅（すなわち許容ひずみ値）を示す。図11を用いることにより、張替基準となる残存直径に合わせた許容ひずみ値を定めることができると考えられる。

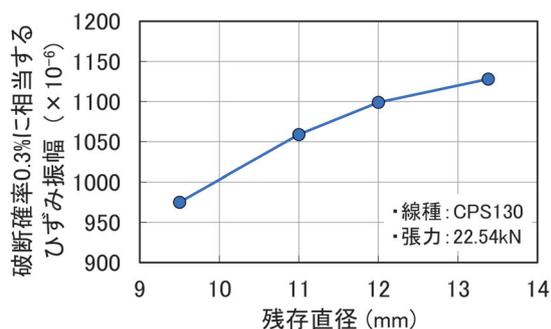


図 11 張り替え基準となる残存直径と破断確率 0.3% のひずみ振幅の関係

### 5.3 張力が異なる場合

続いて、トロリ線の残存直径が等しく、張力  $P$  が異なる場合について検討する。ここでは前節と同様に CPS130 の試験結果を用い、平均引張応力変換前の張力を 22.54kN、変換後の張力を 14.7kN とした。図 12 に、変換前後の S-N 曲線の比較を示す。同図より、張力を小さくした方が同じ繰返し数に対するひずみ振幅が大きくなり、その変化幅は  $200 \times 10^{-6}$  程度だと確認できる。図 13 に、張力を 9.8kN から 22.54kN まで変化させたときの許容ひずみ値を示す。図 13 を用いることにより、トロリ線の張力に合わせた許容ひずみ値を定めることができると考えられる。

前章までのトロリ線の許容ひずみ値（表 4）は平均引張応力条件として摩耗限度を想定しているため、最小かつ最も安全で、どのようなトロリ線の使用条件においても適用可能である。一方、本章で述べたように、残存直径や張力といった平均引張応力を変化させる要素を考慮することで、トロリ線の使用条件に合わせた許容ひずみ値を個別に設定することも可能と考える。

## 6. まとめ

従来のトロリ線許容ひずみ値  $500 \times 10^{-6}$  で考慮されている余裕度を破断確率の考え方をを用いて定量化し、それと整合する新たなトロリ線疲労特性評価法を提案した。また、提案手法に基づき 4 種類の高強度トロリ線の許容ひずみ値を提案した。さらに、平均引張応力が異なる場合におけるトロリ線許容ひずみ値の計算方法について検討した。主な結果は以下のとおりである。

- (1) 従来のトロリ線許容ひずみ値  $500 \times 10^{-6}$  で見込まれた余裕度は、張力下における GT110 トロリ線の疲労試験の結果、 $10^7$  回の繰返し数における破断確率約 0.3% のひずみ振幅に相当することがわかった。
- (2) 摩耗限度相当の平均引張応力下の実トロリ線の P-S-N 曲線において、 $10^7$  回の繰返し数にお

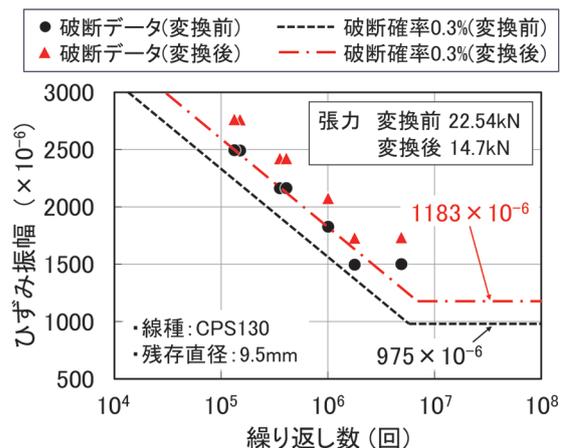


図 12 張力変換前後の比較

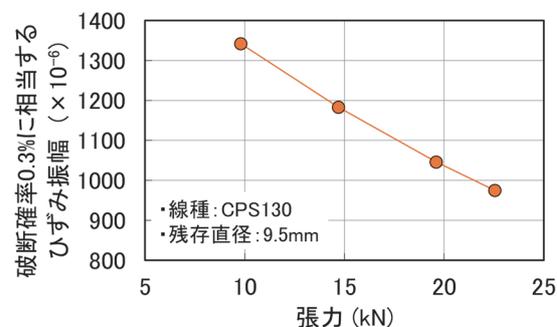


図 13 張力と破断確率 0.3% のひずみ振幅の関係

る破断確率 0.3% のひずみ振幅を、トロリ線の許容ひずみ値とすることを提案した。

- (3) 高速シンプル架線で使用される高強度トロリ線 4 種類について、(2) の手法による許容ひずみ値を提案した（表 4）。ただし、いずれも摩耗限度相当の平均引張応力条件における値である。
- (4) 平均引張応力が異なる疲労試験結果を（最大応力  $\times$  応力振幅）<sup>1/2</sup> で統一的に整理する手法を用いて、任意の平均引張応力におけるトロリ線許容ひずみ値の計算方法を示した。

## 文献

- 1) 鉄道総合技術研究所：在来鉄道運転速度向上試験マニュアル・解説，研友社，pp.203-209，1993
- 2) 日本材料学会 編：疲労設計便覧，養賢堂，1995
- 3) 常本瑞樹，清水政利，入倉佳祐，森本大観，山下主税，池田国夫：速度 300km/h 超に対応した高速シンプル架線の開発，鉄道総研報告，Vol.33，No.6，pp.17-22，2019
- 4) 織田修 監修：よくわかる電車線とパンタグラフ，研友社，pp.35-36，1986
- 5) Mirko Klesnil, Petr Lukas (訳 荒木透，堀部進)：金属疲労の力学と組織学，養賢堂，1984

- 6) 日本機械学会：統計的疲労試験方法（改訂版），日本機械学会，1994
- 7) K.N. Smith, P. Watson, T.H. Topper: A Stress-Strain Function for the Fatigue of Metals, Journal of Materials, Vol.5, No 4, 1970.
- 8) 菅原淳, 山下主税：硬銅トロッポ線の疲労寿命に及ぼす諸要因の影響評価，鉄道総研報告，Vol. 20, No.9, pp.17-22, 2006



# 鉄道構造物等設計標準（コンクリート構造物・令和5年） に基づく支承部の試設計

鈴木 瞭\* 轟 俊太郎\*  
中田 裕喜\* 渡辺 健\*

Trial Design of the Bearing Applying the Revised Standard for Railway Concrete Structures

Ryo SUZUKI Shuntaro TODOROKI  
Yuki NAKATA Ken WATANABE

Based on previous research, the formulas and values in the Design Standard and Commentary for Railway Structures (Concrete Structures) have been revised. In this report, we compare bearing designed based on the revised standard (published in 2023) with those designed based on the current standard (published in 2004). Consequently, this comparison reveals the influence of the updating formulas on the strength of the embedded part of stopper at girder and of the revision of the design value on concrete shrinkage and creep, durability, etc.

キーワード：鉄道構造物等設計標準・同解説（コンクリート構造物）、支承部、試設計

## 1. はじめに

「鉄道構造物等設計標準（コンクリート構造物）」の通達（令和4年12月）に伴い、「鉄道構造物等設計標準・同解説（コンクリート構造物）」<sup>1)</sup>（以下、改訂標準）を、2023（令和5）年1月に発刊した<sup>2)~5)</sup>。

本稿では、改訂標準を適用して支承部の試設計を行い、従前の設計標準<sup>6)</sup>（以下、従前標準）を適用した場合との比較検討を行った。なお、支承部の設計に関わる改訂内容を図1に示す。

## 2. 検討概要

支承部では、ストッパーの桁座・桁端埋込み部の設計水平耐力算定式が見直された。従前標準では、「(1) コンクリートの設計水平耐力」と「(2) 破壊面に交差する鉄筋の設計降伏耐力」のうち小さい方がストッパーの埋込み部の設計水平耐力となっていた。改訂標準では、補強鉄筋の折り曲げ形状と配置によって異なる破壊形態に応じて、「(3) 補強鉄筋を用いない桁座・桁端埋込み部の設計水平耐力と補強鉄筋により受け持たれる桁座・桁端埋込み部の設計水平耐力の和」と、「(4) 補強鉄筋を避ける位置に斜めひび割れが生じて破壊面が形成される場合の設計水平耐力」のうち小さい方がストッパーの桁座・桁端埋込み部の設計水平耐力となった<sup>7)</sup>。

本報告では、ストッパーの桁座・桁端埋込み部の設計水平耐力算定式の変更に対して、一般的な鉄筋コンク

リートT形桁（以下、RCT形桁）の桁端、プレストレストコンクリートT形桁（以下、PCT形桁）の桁端、桁座を対象として、従前標準と改訂標準での試算を行い、耐力や鉄筋量等を比較する。具体的には、「①従前標準による諸元（以下、従前諸元）」をもとに、「②改訂標準に従って従前諸元の耐力を計算（以下、改訂計算）」し、改訂標準と従前標準による耐力の比較を行う。そして、「③従前標準と概ね同等の耐力となるような改訂標準に従った諸元（以下、改訂諸元）」と「①従前諸元」を比較し、形状や配筋の変化等を示す。

## 3. 試設計結果の比較

### 3.1 ストッパーの桁端埋込み部の耐力（RCT形桁）

図2にRCT形桁（桁長20m）の桁端埋込み部の形状、配筋を示す。図2（a）はストッパー周辺の平面図であり、図2（b）、（c）はそれぞれ従前標準を満たす側面図、従

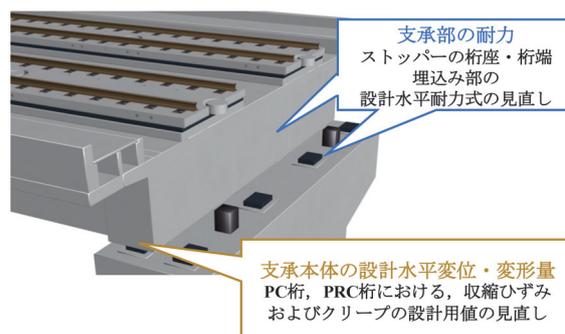


図1 支承部の設計に関わる改訂内容

\* 構造物技術研究部 コンクリート構造研究室

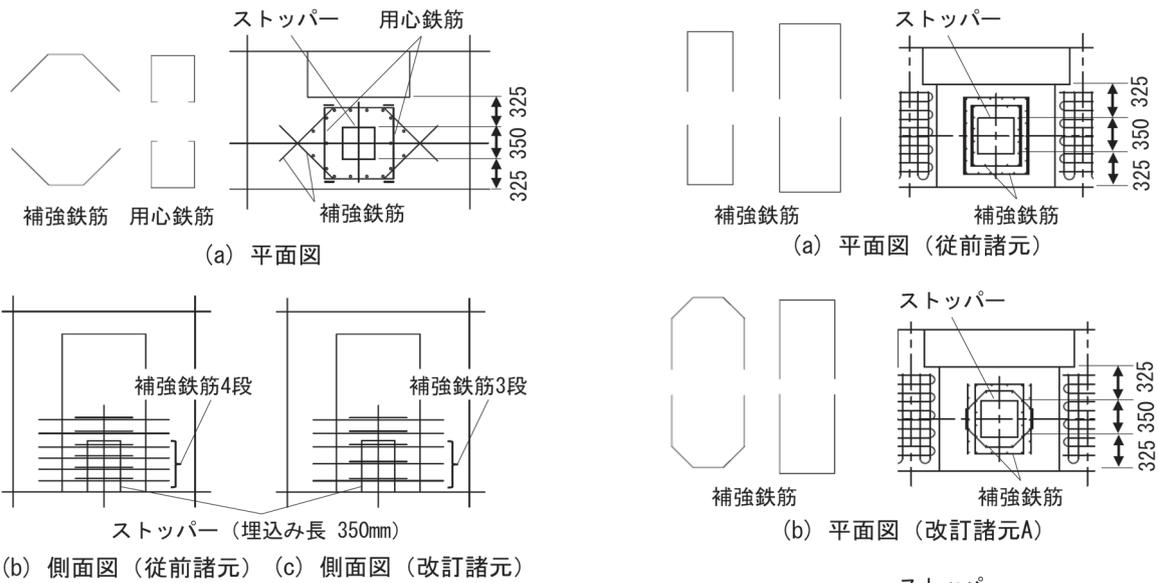


図2 RCT形桁の桁端埋込み部（単位：mm）

表1 RCT形桁の桁端埋込み部の耐力の比較

諸元		①従前諸元*1	②改訂計算*2	③改訂諸元*3
	平面図	図2(a)	図2(a)	図2(a)
側面図	図2(b)	図2(b)	図2(b)	図2(c)
鋼角寸法 (mm)		350	350	350
埋込長 (mm)		350	350	350
縁端距離 (mm)		313	313	313
補強鉄筋 (段)		4	4	3
形状*4		ハ	ハ+コ	ハ+コ
$l_d/l_m$		-	3.60	3.60
$\eta$		-	3.15	3.15
耐力	(1) (kN)	1375.1	-	-
	(2) (kN)	790.7	-	-
	(3) (kN)	-	1294.7	1043.1
	(4) (kN)	-	1089.0	1089.0
	耐力 (kN)	790.7	1089.0	1043.1
	従前に対する割合	-	1.38	1.32

$\eta$ は、補強鉄筋の配置に関する値である。  
 $\eta = 1.66 \cdot \sqrt{l_d/l_m}$  ただし、 $1.0 \leq \eta \leq 3.2$

\*1：従前標準による諸元

\*2：改訂標準に従って従前諸元を照査

\*3：従前標準による計算と概ね同等の耐力となるような改訂標準を満たす諸元

\*4：従前標準に従って配置される用心鉄筋については、定着長が確保されていれば水平力を負担するため、②改訂計算、③改訂断面では補強鉄筋として考慮して耐力を算定した。

前標準による計算と概ね同等の耐力となるように改訂標準に従って鉄筋量を変更した側面図である。表1に従前標準による耐力と改訂標準による耐力の比較を示す。表中の(1)～(4)は2章で記載した(1)～(4)と対応している。

従前諸元ではハの字の補強鉄筋に加え、コの字の用心鉄筋をそれぞれ4段ずつ配置している。従前の配筋の手引き<sup>8)</sup>に示されていた用心鉄筋について、破壊面をまたぐように配置され、破壊面を超えて十分に定着長が確保されている場合には、補強鉄筋として耐力の算定に考慮できるようになったことで、②改訂計算において耐力が向上した。このため、③改訂諸元では補強鉄筋を3段に削減しても①従前諸元よりも大きい耐力を確保することができる。また、②改訂計算では(4)で設計水平耐力が決定していたことに対して、③改訂諸元では鉄筋量を

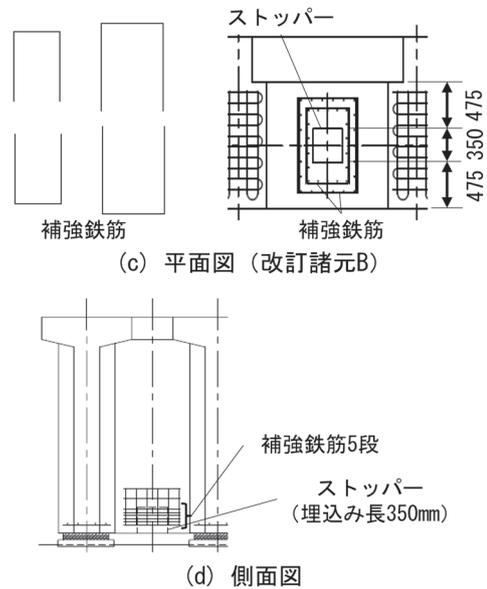


図3 PCT形桁の桁端埋込み部（単位：mm）

削減したことで、(3)の値が減少し、設計水平耐力は(3)で決定する。

### 3.2 ストッパーの桁端埋込み部の耐力（PCT形桁）

図3にPCT形桁（桁長25m）の桁端埋込み部の形状、配筋を示す。図3(a)は従前標準を満たすストッパー周辺の平面図であり、図3(b)、(c)は従前標準による計算と概ね同等となるように改訂標準に従って鉄筋量や寸法を変更した平面図である。図3(d)はストッパー周辺の側面図である。表2に従前標準と改訂標準による耐力の比較を示す。表中の(1)～(4)は2章で説明した(1)～(4)と対応している。

従前標準では、コの字の補強鉄筋2組を5段配置している。改訂標準で耐力式を見直したことにより、②改訂計算は、①従前諸元に比べて耐力が大きく低下してい

表2 PCT形桁の桁端埋込み部の耐力の比較

		①従前諸元*1	②改訂計算*2	③改訂諸元A*3	④改訂諸元B*3
諸元	平面図	図3(a)	図3(a)	図3(b)	図3(c)
	側面図	図3(d)	図3(d)	図3(d)	図3(d)
	鋼角寸法 (mm)	350	350	350	350
	埋込長 (mm)	350	350	350	350
	縁端距離 (mm)	313	313	313	463
	補強鉄筋 (段)	5	5	5	5
	形状	コ+コ	コ+コ	ハ+コ	コ+コ
	$l_{rd}/l_{th}$	-*4	1.49	3.72(上限)	2.76
	$\eta$	-*4	2.03	3.20(上限)	2.76
	耐力	(1) (kN)	1862.2	-	-
(2) (kN)		1397.8	-	-	-
(3) (kN)		-	2129.9	1866.7	2234.2
(4) (kN)		-	808.9	1277.6	1445.1
耐力 (kN)		1397.8	808.9	1277.6	1445.1
従前に対する割合		-	0.58	0.91	1.03

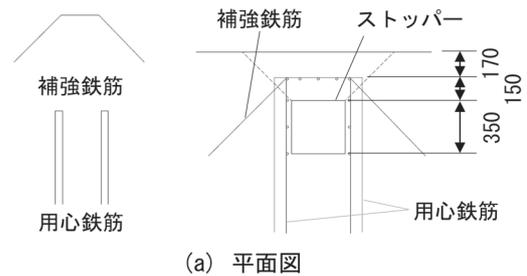
$\eta$ は、補強鉄筋の配置に関する値である。

$$\eta = 1.66 \cdot \sqrt{l_{rd}/l_{th}} \quad \text{ただし、} 1.0 \leq \eta \leq 3.2$$

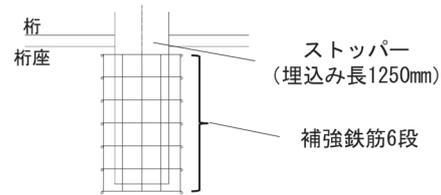
\*1: 従前標準による諸元

\*2: 改訂標準に従って従前断面を照査

\*3: 従前標準による計算と概ね同等の耐力となるような改訂標準を満たす諸元



(a) 平面図



(b) 側面図

図4 桁座埋込み部 (単位: mm)

る。このような場合、 $l_{rd}/l_{th}$ を大きくして耐力を上げることが考えられる。ここで、 $l_{rd}$ 、 $l_{th}$ はそれぞれストッパー外縁から補強鉄筋までの荷重軸方向の距離と荷重軸直角方向の距離であり、 $l_{rd}/l_{th}$ を大きくすることで、(4)の値が増加する。 $l_{rd}/l_{th}$ を大きくするために、③改訂諸元Aのように補強鉄筋をハの字に配置することで、耐力は増加するが、①従前諸元の耐力に対して0.91となる。また、③改訂諸元Aは(4)で設計水平耐力が決定していることから、これ以上補強鉄筋を配置しても耐力の増加は見込めない。このため、桁座を先行して破壊させる場合等、さらに耐力を増加させるためには、③改訂諸元Bのように桁幅を拡幅する等の必要がある。

表3 桁座埋込み部の耐力の比較

		①従前諸元*1	②改訂計算*2
諸元	平面図	図4(a)	図4(a)
	側面図	図4(b)	図4(b)
	鋼角寸法 (mm)	350	350
	埋込長 (mm)	1250	1250
	縁端距離 (mm)	350	350
	補強鉄筋 (段)	6	6
	形状*3	ハ	ハ+コ
	$l_{rd}/l_{th}$	-	1.88
	$\eta$	-	2.27
	耐力	(1) (kN)	1619.2
(2) (kN)		1340.8	-
(3) (kN)		-	1760.7
(4) (kN)		-	1322.3
耐力 (kN)		1340.8	1322.3
従前に対する割合		-	0.99

$\eta$ は、補強鉄筋の配置に関する値である。

$$\eta = 1.66 \cdot \sqrt{l_{rd}/l_{th}} \quad \text{ただし、} 1.0 \leq \eta \leq 3.2$$

\*1: 従前標準による諸元

\*2: 改訂標準に従って従前断面を照査

\*3: 従前標準に従って配置される用心鉄筋については、定着長が確保されていれば水平力を負担するため、②改訂計算では補強鉄筋として考慮して耐力を算定した。

### 3.3 ストッパーの桁座埋込み部の耐力

図4に桁長15mのRCT形桁を支持する桁座埋込み部の形状、配筋を示す。図4(a)はストッパー周辺の平面図、図4(b)はストッパー周辺の側面図である。表3に従前標準による耐力と改訂標準による耐力の比較を示す。表中の(1)～(4)は2章で説明した(1)～(4)と対応している。

従前諸元ではハの字の補強鉄筋に加え、コの字の用心鉄筋2組をそれぞれ6段配置している。改訂標準で耐力式を見直したことにより、①従前諸元では(2)で設計水平耐力が決定していたものが、②改訂計算では(4)で設計水平耐力が決定するようになる。このケースでは従前標準と概ね同等の耐力であるため配筋の変更等は行っていない。

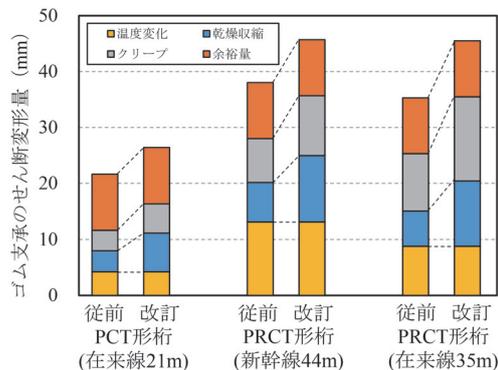


図5 ゴム支承のせん断変形量に関する試算結果

### 3.4 支承本体の設計水平変位・変形量

支承本体の設計水平変位・変形量の移動量(せん断変形量)は、単純コンクリート桁の場合には、プレストレッシングによる桁の短縮量、桁のたわみによる桁下面の移動量、桁の温度変化による伸縮量、コンクリートの収縮

による桁の短縮量、コンクリートのクリープによる桁の短縮量、地震の影響による相対変位量および余裕量を考慮して算定する。

図5に、PCT形桁(在来線、桁長21m)、PRCT形桁

(新幹線, 桁長44m), PRCT形桁(在来線, 桁長35m)における地震時以外でのゴム支承のせん断変形量の試計算結果を示す。ここでは, 伸長側の変化となる桁のたわみによる桁下面の移動量は除いている。収縮・クリープの見直しにより, せん断変形量は従前標準よりも大きくなる。本報告で対象とした桁では, せん断変形量の増加量は, 従来考慮されている余裕量の10mmよりも小さいが, せん断変形量が大きい場合にはゴム支承の大きさを従来よりも大きくする必要が生じる場合がある。

#### 4. まとめ

- (1) ストッパーの桁座・桁端埋込み部の設計水平耐力について, 算定式の見直しにより, RCT形桁の桁端では耐力が増加し, 鉄筋量を減らすことができる場合がある。一方で, PCT形桁の桁端では耐力が低下するが, 桁幅を拡幅することで対応することが可能である。桁座では, 従前標準による試算と改訂標準による試算で, 同等の耐力となる。
- (2) 支承本体の設計水平変位・変形量について, 収縮・クリープの見直しにより増加する。これは, 一般には, 従来考慮されている余裕量よりも小さいため, 大きな問題とはならないが, せん断変形量が大きい場合には, ゴム支承を従来よりも大きくする必要が生じる場合がある。

#### 文献

- 1) (公財) 鉄道総合技術研究所: 鉄道構造物等設計標準・同解説 コンクリート構造物, 丸善出版, 2023
- 2) 田所敏弥, 渡辺健, 池田学, 岡本大: 鉄道構造物等設計標準・同解説 (コンクリート構造) 「第I編 基本原則」の概要, 鉄道総研報告, Vol.37, No.11, pp.7-13, 2023
- 3) 渡辺健, 池田学, 岡本大: 鉄道構造物等設計標準・同解説 (コンクリート構造) 「第II編 橋りょう」の概要, 鉄道総研報告, Vol.37, No.11, pp.15-23, 2023
- 4) 渡辺健, 中田裕喜, 轟俊太郎: 鉄道構造物等設計標準・同解説 (コンクリート構造) 「第III編 コンクリート構造」の概要, 鉄道総研報告, Vol.37, No.11, pp.25-33, 2023
- 5) 池田学, 田所敏弥, 轟俊太郎, 豊岡亮洋: 鉄道構造物等設計標準・同解説 (コンクリート構造) 「第IV編 支承構造」の概要, 鉄道総研報告, Vol.37, No.11, pp.35-40, 2023
- 6) (財) 鉄道総合技術研究所: 鉄道構造物等設計標準・同解説 コンクリート構造物, 丸善出版, 2004
- 7) 轟俊太郎, 森勇樹, 田所敏弥, 渡辺健: 鋼角ストッパー埋込み部の設計耐力算定式, 鉄道総研報告, Vol.37, No.1, pp.1-9, 2023
- 8) (財) 鉄道総合技術研究所: 鉄道構造物等設計標準・同解説 コンクリート構造物 配筋の手引き, 2005

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 小方正文

仁平達也 瀧上唯夫 田所敏弥 重枝秀紀

桃谷尚嗣 布川 修 新井英樹 福田光芳

松井元英 上半文昭 斉藤実俊 水上直樹

富田 優 豊岡亮洋

鉄道総研報告 第38巻 第9号

2024年9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. 9

Sep. 2024

## PAPERS

- Numerical Analysis Method for Seismic Behavior of a Train with Consideration of up to Post-derailment Period  
..... K.GOTO, K.IIDA, M.TOKUNAGA (1)
- A Control Method of Stationary and On-board Energy Storage Systems for Use of Renewable Energy  
..... T.KONISHI, T.OGATA, T.OIDE, T.SAITO (9)
- Method for Determining the Degree of Impact on the Track due to the Damage of a Submerged Pipe in a Railway Embankment  
..... T.NAKAYAMA, Y.OHARA, A.MIWA, T.MATSUMARU (17)
- Development of Steam Weeding Technique with Excellent Weed-Controlling Effect and Usability  
..... H.TANIGAWA, T.USHIOGI, M.IKEHATA, T.NAKAMURA (23)
- Dynamic Response of Steel Girders with Rail Joints during Train Passage  
..... H.KITAGAWA, M.TOKUNAGA, M.IKEDA (29)
- Validation of Bedrock Motion Estimation Based on Time Domain Non-linear Analysis  
..... K.SAKAI (37)
- Allowable Strain Value for Contact Wires Taking into Account the Probability of Failure  
..... T.OHARA, C.YAMASHITA (45)

## RESEARCH REPORT

- Trial Design of the Bearing Applying the Revised Standard for Railway Concrete Structures  
..... R.SUZUKI, S.TODOROKI, Y.NAKATA, K.WATANABE (53)

