

# ロングレール化に伴う既設鋼橋への影響評価

小林 裕介\* 西川 雄也\* 福本 守\*  
 萬代 能久\*\* 片岡 宏夫\*\*\*

## Evaluation of the Influence of Installing Continuous Welded Rail on Existing Steel Bridges

Yusuke KOBAYASHI Yuya NISHIKAWA Mamoru FUKUMOTO  
 Yoshihisa BANDAI Hiroo KATAOKA

The new installation of continuous welded rail (CWR) on the existing steel bridges is often restricted by reason that the bearing of those bridges doesn't have enough capacity against the longitudinal axial force which CWR loads to the bridges. On the other hand, the capacity is mainly based on design calculation which has not been verified actually. In this research, the actual behavior and performance of the axial force and the bearing capacity were evaluated by the field measurement and the laboratory experiment with a view to promoting of the CWR installation on the existing steel bridges.

キーワード：ロングレール，既設鋼橋，支承部，ふく進抵抗力，沓座モルタル

### 1. はじめに

軌道メンテナンスの省力化，騒音の低減，および乗り心地の改善を目的とした軌道のロングレール化に対するニーズが高まっている。また，鋼橋では列車がレール継目を通過する際に生じる衝撃によって疲労き裂が発生する事例が多く<sup>1)</sup>，鋼橋の保守の観点からも，継目の無いロングレールに対するニーズが高まっている。

橋上でロングレールを敷設すると，温度変化によるレールと橋梁との相対変位により，締結装置のふく進抵抗力に応じたロングレール縦荷重がレールと橋梁に作用する。既設の鋼橋では，このロングレール縦荷重を考慮して設計されていないものが多いため，ロングレール縦荷重に対する照査を満たすことができず，橋上においてロングレール化を図れないといった事例が多い。

既設の鋼橋を対象として，ロングレール縦荷重に対する試設計を行った結果を図1に示す。対象とした構造形式は，鋼橋において最も一般的な上路鉸桁である。ロングレール縦荷重に対しては，主桁などの部材は照査を満たすものの，図1に示すとおり支承部リブ前面のモルタルの支圧において，いかなるスパンでも照査を満たさない結果となっており，ロングレール縦荷重に対する設計照査上は，当該部位が弱点となることが分かる。

一方で，支承部のリブ前面のモルタルが支圧破壊したという実際の事例はこれまでになく，ロングレール縦荷重と同様，地震時に橋軸方向に過度な水平力を受けた橋梁でも，当該部位での破壊は報告されていない<sup>2)</sup>。したがって，設計で考えている水平力に対する支承部の破壊モードが実態に則したものではないにもかかわらず，橋上でのロングレール化が制限されている可能性がある。

また，橋上におけるロングレール縦荷重そのものも，これまでに実態を把握した例は殆どなく，設計で考慮しているロングレール縦荷重についても，適切な特性値を与えているかどうかは不明である。

本研究では，既設鋼橋上においてロングレール化をより促進することを目標として，実橋梁における長期の測定からロングレール縦荷重の実態を把握し，さらに支承部を対象とした室内実験から支承部の破壊モードを同定することで，ロングレール化によって既設鋼橋におよぼす影響を評価した。

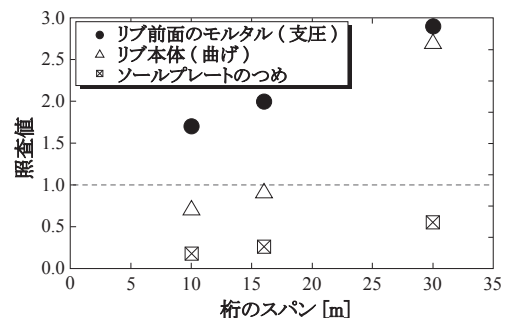


図1 支承部リブ前面の照査結果

\* 構造物技術研究部 鋼・複合構造研究室  
 \*\* 構造物技術研究部 鋼・複合構造研究室  
 (現 西日本旅客鉄道株式会社)  
 \*\*\* 軌道技術研究部 軌道構造研究室

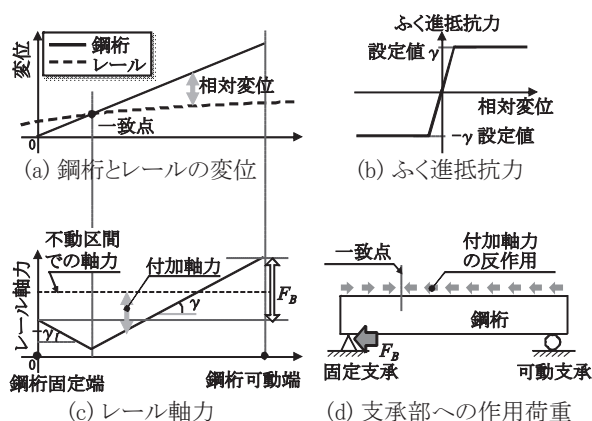


図2 ロングレール縦荷重と支承部への作用荷

表1 軸力測定ケース

Case	橋梁	橋梁連数	桁長 [m]	鋼桁位置	ふく進抵抗抗力 [kN/m]	区間
A1	A 橋	11	22.76	端径間	1.7	不動区間
A2			22.76	中央径間	1.7	不動区間
B1	B 橋	23	16.66	端径間	2.5	80m 先に EJ
B2			32.46	中央径間	2.5	不動区間

## 2. ロングレール縦荷重の評価

### 2.1 ロングレール縦荷重と支承部への作用荷重<sup>3)</sup>

レールと鋼桁の温度が変化すると、不動区間では図2 (a) に示すようにレールと鋼桁に相対変位が生じる。これにより、レールには締結装置のふく進抵抗抗力 (図2 (b)) に応じた付加軸力が発生する (図2 (c))。この付加軸力の反作用がロングレール縦荷重として鋼桁に作用するが、レールと鋼桁の変位の一致点を境に軸力は逆向きとなり、相殺した残りが固定支承に  $F_B$  として作用する (図2 (d))。つまり、鋼桁固定端と可動端におけるレール軸力の差が、支承部への作用荷重  $F_B$  となる (図2 (c))。なお、ふく進抵抗抗力は僅かな相対変位で締結装置の設定値  $\gamma$  となるため (図2 (b))、付加軸力の分布はこの  $\gamma$  によってのみ表わすのが一般的である。

このように、 $F_B$  はふく進抵抗抗力  $\gamma$  および変位の一致点に大きく依存し、変位の一致点は桁長、桁の位置 (端径間、中央径間等)、支承配置 (FM 方式 / FF・MM 方式)、レール伸縮継目 (以降 EJ) により変化する。一般的な橋梁の設計では、これらのことを全て考慮して  $F_B$  を算定することが困難であるため、ふく進抵抗抗力  $\gamma$  に桁長を乗じた特性値  $L_R$  を与え、安全側の作用荷重としている<sup>4)</sup>。

### 2.2 実橋測定の概要

本研究では、ふく進抵抗抗力とロングレールに生じる軸力分布、さらに支承部への作用荷重  $F_B$  の実態を把握す

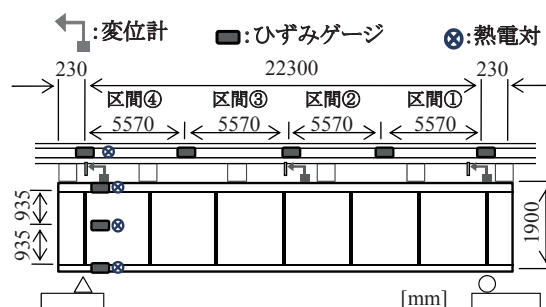


図3 軸力測定での測定箇所 (Case : A1)

るため、ロングレール区間にある実橋梁上にてレールの軸力分布を測定した。測定は、表1に示す4ケースにおいて実施した。いずれも最も一般的な構造形式である上路鉋桁であり、支承配置は固定と可動が交互に配置されたFM方式である。なお、表中に示したふく進抵抗抗力は締結装置の設定値である。

レール軸力はひずみゲージにより橋軸方向に5箇所測定した。これに加え、レールと鋼桁との相対変位を変位計で、レールと鋼桁の温度を熱電対で測定した (図3)。なお、鋼桁に作用する軸力は、レールの付加軸力の反作用が全て鋼桁に作用しているものとして考えた。これは、鋼桁にはレールの付加軸力の反作用以外にも、鋼桁内の温度分布等による内部応力が生じており、鋼桁で直接軸力を測定してもロングレール縦荷重による成分のみを抽出することが困難なためである。

本研究では、ふく進抵抗抗力や支承部への作用荷重の最大の変動幅を測定することを目的とし、冬期 (2012年1月12日～2月29日) と夏期 (2012年7月3日～7月23日) においてそれぞれ連続して軸力を測定し、軸力の日変動と年変動の最大値を取得するようにした。

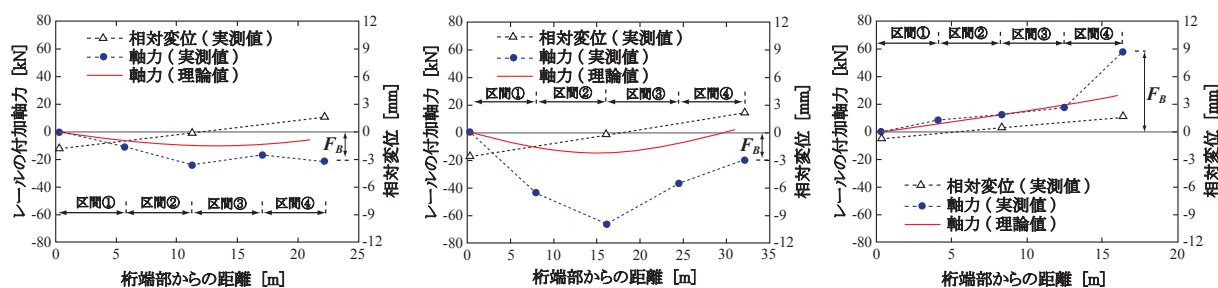
なお、測定は西日本旅客鉄道株式会社が実施したものであり、本研究ではその測定データを譲り受けて分析している。

### 2.3 レールの軸力分布とふく進抵抗抗力

#### 2.3.1 不動区間

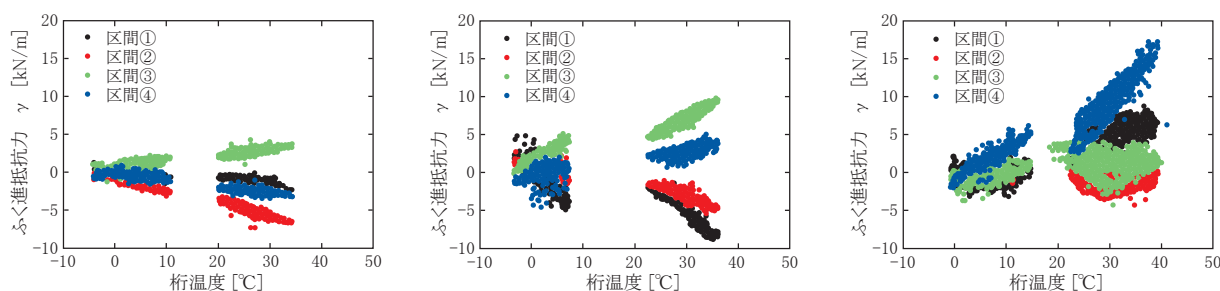
図4にレールと鋼桁の相対変位、およびレールの軸力分布を示す。紙面の都合上、結果はCase-A2, B1, B2について示しており、分布は夏期における代表的な日の朝6時から13時までの変化分としている。なお図4には、図2で示した理論に基づく簡易な解析<sup>5)</sup> から得られた軸力分布についても、理論値として示している。

中央径間 (図4 (a) Case-A2 と (b) Case-B2) の不動区間については、いずれも実測の相対変位が支間中央付近で0となり、変位の一致点が存在している。この点を境に実測の付加軸力の分布の勾配が反転しており、この傾向は理論値とも一致する。ただし、実測の付加軸力は理論値よりもCase-A2において2倍、Case-B2では4



(a) Case-A2(中央径間・不動区間) (b) Case-B2(中央径間・不動区間) (c) Case-B1(端径間・可動区間)

図4 相対変位とレールの軸力分布（夏期，日変動）



(a) Case-A2(中央径間・不動区間) (b) Case-B2(中央径間・不動区間) (c) Case-B1(端径間・可動区間)

図5 ふく進抵抗力の変動

倍以上大きい値を示している。

図5に、図4における各測定点間(①～④)のふく進抵抗力と桁温度との関係を、測定期間の全てについて示す。なお、ふく進抵抗力は便宜的に冬期の測定開始時点をもととし、相対値を示している。また、温度の参照点を桁としたのは、相対変位がレール温度よりも桁温度の方に高い相関を有しているためである。

本来のふく進抵抗力の変動は、図2(b)のように締結装置の設定値である $\pm\gamma$ で一定値となる。一方で、Case-A2およびCase-B2の実測のふく進抵抗力は、測定期間中において線形に近い変動を示しており、Case-A2とCase-B2におけるそれぞれの設定上の最大変動幅3.4kN/m( $\pm 1.7$ kN/m)、5.0kN/m( $\pm 2.5$ kN/m)を超える変化を示しているものもある。図4の付加軸力の分布において、実測の値が理論値よりも大きかったのは、このようにふく進抵抗力が線形に変動しており、設定値を超えるような抵抗力を生じていたためであると考えられる。なお、実際のふく進抵抗力が過大であったのは、締結装置の過緊締りや、長年の供用による締結部での錆の影響などが理由として考えられる。

### 2.3.2 可動区間

図4(c)のCase-B1(可動区間)の軸力分布の勾配は反転することなく橋軸方向に増加傾向にあり、このような軸力の傾向は理論値とも一致する。これは当該桁が可動区間に位置しており、レールが桁の伸縮以上に変位することで、変位の一致点が鋼桁上になかったことが原因であると考えられる。ただし、実測の相対変位からは、桁端から5m付近に一致点がある結果となっているが、この理由については不明である。

ふく進抵抗力については、Case-A2およびCase-B2と同様に、締結装置の設定値で一定となるような挙動は見られず、当該区間の設定上の最大変動幅5.0kN/m( $\pm 2.5$ kN/m)を大幅に上回っている(特に区間④)。

### 2.4 支承部への作用荷重

図2(c)で説明したとおり、支承部への作用荷重 $F_B$ は図4(a)～(c)の図中に示したように求まる。図4から分かるように、いずれも支承部への作用荷重 $F_B$ は実測値が理論値よりも大きなものとなっている。これはふく進抵抗力 $\gamma$ のばらつきに起因しているものと考えられる。例えばCase-A2では、区間④のふく進抵抗力(軸力分布の傾き)は、相対変位からすると区間③と同様に正符号である必要があるが、ここでは負符号となっており、支承部への作用荷重 $F_B$ を大きく増加させる要因となっている。またCase-B1では、区間④のみふく進抵抗力が大きく計測されており、これが支承部への作用荷重 $F_B$ を増加させる要因となっている。

以上のことから、支承部への作用荷重 $F_B$ はふく進抵抗力 $\gamma$ のばらつきの影響を大きく受け、実橋梁では理論値よりも大きな値となることもあったことが分かった。なお、他の時間帯では、このふく進抵抗力のばらつきにより、支承部への作用荷重 $F_B$ が理論値よりも低い場合もあった。

Case-A2について、支承部への作用荷重 $F_B$ を計測期間について全てプロットしたものを図6に示す。Case-A2では、支承部への作用荷重 $F_B$ は、桁温度に対してある程度の線形性を有しているが、他のCaseでは非線形性が大きく有意な傾向は見られなかった。

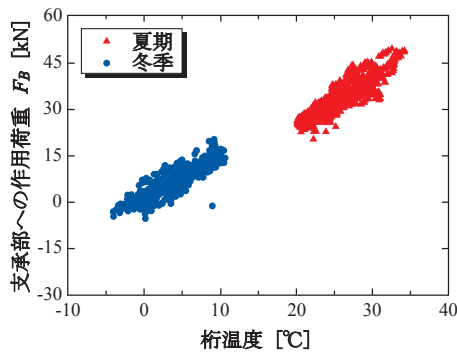


図6 支承部への作用荷重  $F_B$  (Case-A2)

表2 支承部への作用荷重  $F_B$  の最大変動幅

	①実測の $F_B$ の最大変動幅 [kN]	②設計特性値 [kN]	①/②
Case-A1	50	78	64%
Case-A2	55	78	71%
Case-B1	138	85	162%
Case-B2	74	165	45%

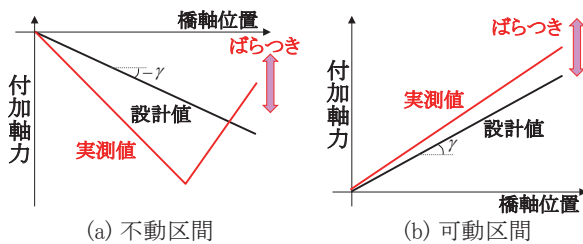


図7 実測と設計の付加軸力の分布

図6で示す最大変動幅を全てのCaseについて表2にまとめる。表中には、参考値として設計特性値(締結装置の設定値 $\pm\gamma\times$ 桁長)<sup>4)</sup>とそれに対する割合も示す。Case-A1, A2, およびB2の不動区間では、支承部への作用荷重  $F_B$  の最大変動幅は設計特性値よりも低いものであったが、Case-B1の可動区間でのそれは設計特性値よりも大きな値となった。これは図7に示すように、不動区間では実際の付加軸力の分布がレールと鋼桁の変位の一致点で勾配が反転するのに対し、設計上では一様な勾配であること、また可動区間では、付加軸力の分布が実際に設計上も一様な勾配である上に、実際の傾き(ふく進抵抗力)が大きくばらつくためであると考えられる。

以上より、実際のふく進抵抗力は締結装置の設定値以上に作用し、さらにばらつきの大きいものであるため、支承部への作用荷重  $F_B$  は諸条件から一意に求めることは困難であるが、不動区間では  $F_B$  がロングレール縦荷重の設計特性値よりも低い傾向を示すことが分かった。ただし、可動区間においては  $F_B$  が設計特性値を上回ることがあるため、既設鋼橋にロングレールを敷設する場合は注意が必要である。

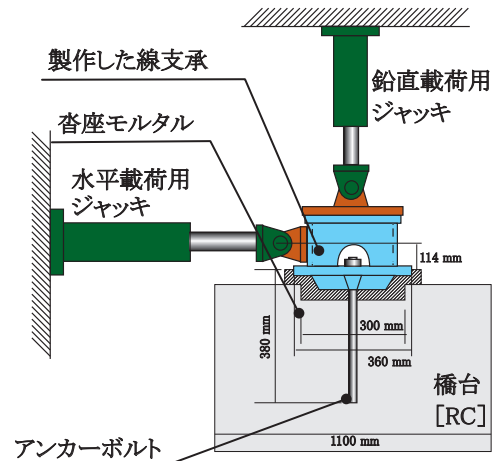


図8 支承部を対象とした試験概要 (ST7)

### 3. 支承部の破壊モードと耐荷力評価

支承部のロングレール縦荷重による照査では、リブ前面のモルタルの支圧破壊において照査を満たさないことが多い。一方で、前述のとおり当該部位で破壊事例がないことから、支承部を対象とした室内実験を行うことにより支承部の実際の破壊モードを同定した上で、その破壊モードに対するロングレール縦荷重に対する耐力を評価した。

#### 3.1 支承部を対象とした室内実験の概要

支承部を対象とした室内実験の概要を図8に示す。上路鉸桁で一般的に用いられる線支承を対象とした実験である。実験は、橋台に支承部を設置し、鋼桁の重量や列車の活荷重に相当する鉛直荷重を作用させた状態で、水平方向に荷重を作用させた。

支承部は、荷重を載荷しやすいように線支承を模擬した支承を別途製作し、実際の支承設置を再現するため支承を橋台から浮かせた状態でモルタルを施工した。なお、支承材料にはSS400材を用い、モルタルについては後述する各種試験体において概ね  $25\text{N/mm}^2$  の圧縮強度とした<sup>6)</sup>。橋台については鉄筋コンクリートとし、今回の実験において橋台で破壊が生じないようにした。

線支承は全部で3種類の大きさのものを製作した。いずれも鋼橋の標準設計(図面番号SA-10)<sup>7)</sup>をもとにしており、上路鉸桁の支間10m, 20m, 30mでそれぞれ用いられるST2, ST7, ST9とした。

図9にST7における実験での測定点を示す。支承部の破壊挙動については載荷時の支承の変位から評価することとし、載荷方向に対する支承の左右において、鉛直変位と水平変位を測定した。ST7については3体の試験を実施したが、1体目と2体目の試験において、後述するような沓座モルタルのリブ下端位置で水平のひび割れが観察されたことから、以降の試験ではひび割れの発生検知を目的とし

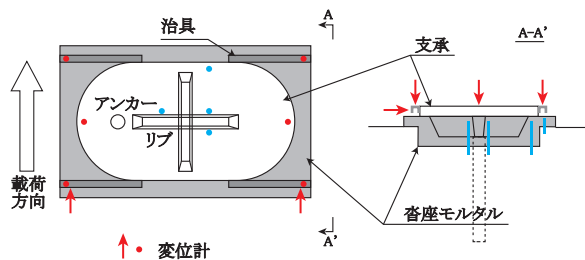


図9 センサと測定箇所 (ST7)

たひび割れセンサを図9に示すモルタル内に設置した。  
 載荷荷重は、ロングレール縦荷重（前章の支承部への作用荷重）に加えて、支承部での照査に定められている常時の荷重である制動始動荷重も考慮した。鉛直荷重と水平荷重のバランスによって支承部の破壊形態が異なる可能性もあるため、以下の順で載荷した。

- ① 列車非通過時を想定し、鉛直に桁重量相当を載荷した状態で、水平荷重をロングレール縦荷重まで増加。
- ② 列車通過時を想定し、鉛直に桁重量と列車荷重相当を載荷した状態で、水平荷重をロングレール縦荷重と制動始動荷重まで増加。
- ③ ②の状態から、水平荷重のみをさらに増加。

(ST2のみは①の状態から水平荷重をさらに増加)

なお、ロングレール縦荷重は、前章の検討からロングレールの不動区間では設計特性値以下であるものの、可動区間ではそれを超える可能性があることから、一つの目安としてロングレール縦荷重の設計特性値の1.5倍までを載荷することとした。

### 3.2 支承部の破壊モード

図10にST7載荷時の、水平荷重と鉛直変位および水平変位の関係を示す。なお、変位については左右の平均を示している。また、図中にはリブから10mm離れた位置にある沓座モルタルのひび割れセンサが検知した時の水平荷重も示している。

鉛直変位については、水平荷重が300kNを超えたくらいから、特に載荷側の鉛直変位(①)が増加しはじめている。図10におけるひび割れ検知時の①～③の鉛直変位の関係を図11に示す。載荷と反対側の端部を支点として、線支承が回転しながら浮き上がる挙動となっている。

沓座モルタルのひび割れは、水平荷重が598kNのときに検知した後は、図12(a)に示すように支承の端部に向かって進展し、ひび割れ箇所の開口により鉛直と水平変位が増加する。この変位により、水平荷重のほとんどをアンカーで負担することになり、最終的には、図12のようにアンカー部の損傷（アンカー近傍のモルタルひび割れ、もしくはアンカーの降伏）により、鉛直変位と水平変位が急激に増加する結果となった（図10）。なお、破壊したモルタルにおいて、リブ前面位置のモル

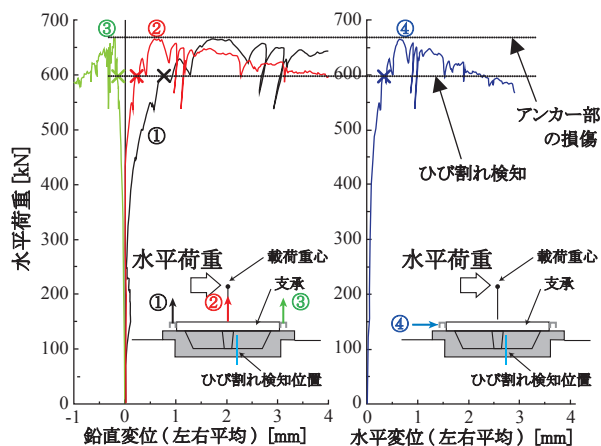


図10 支承変位と水平荷重 (ST7)

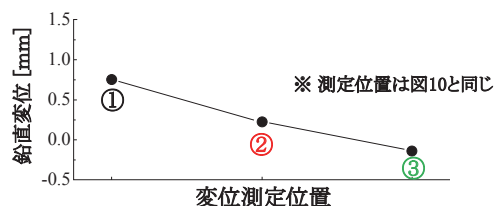
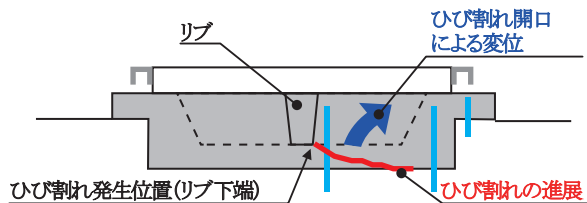
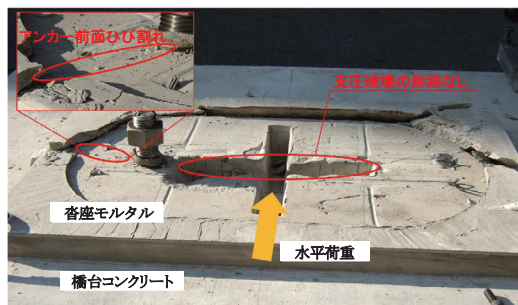


図11 支承の回転 (ST7 ひび割れ検知時)



(a) 沓座モルタルのひび割れ(支承中央位置)



(b) 破壊状況写真(写真)

図12 沓座モルタルの破壊状況 (ST7)

タルに支圧破壊が生じた形跡はなかった。

以上のような破壊性状は、ST2とST9でも同様であった。これらのことから、実際の支承部の破壊モードとしては、支承の端部を支点とした回転による浮き上がりとし、リブ下端位置からのモルタルのひび割れによる複合的なものであり、現行の支承部の設計で想定しているリブ前面モルタルの支圧破壊は生じないことが分かった。

### 3.3 支承部の耐力評価

ロングレール縦荷重のような常時の作用に対しては、沓座モルタルがひび割れないことが要求性能となる。沓座モルタルのひび割れを検知したときの鉛直荷重と水平

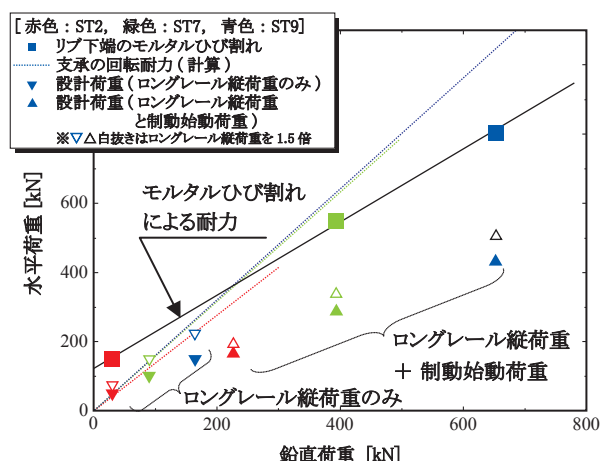


図 13 支承耐力の評価

荷重の関係、ST2、ST7、ST9についてプロットしたものを図 13 に示す。鉛直荷重と水平荷重には直線的な関係があることが分かる。

図 13 には、支承の回転による浮き上がりについて、支承端部を支点としたときのモーメントの釣り合いから求まる鉛直荷重と水平荷重の関係についても示している。鉛直荷重が 200kN 付近を境に、回転の釣り合いとひび割れ耐力の関係が逆転しており、鉛直荷重が 200kN 以下では、回転の釣り合いの方が沓座モルタルのひび割れよりも低い水平荷重で生じることとなる。ただし、ST2 (図中の赤の■) では、回転による浮き上がりのみが先行して破壊することはない、ST7 や ST9 と同様の破壊性状であった。これは、支承の底面と沓座モルタルの摩擦やアンカーボルトが水平荷重をある程度分担していたためであると考えられる。

以上のことから、沓座モルタルのひび割れが生じないという観点では、図 13 に示した直線の関係によって支承部の耐力を評価することができ、設計においては、鉛直荷重 (鋼桁の重量、および列車荷重) に対して、水平荷重 (ロングレール縦荷重、および制動始動荷重) がこの直線で示される水平荷重以下であることを照査すればよいと言える。

なお、ロングレール縦荷重のように日々の温度変動で作用する荷重により支承部に繰り返し浮き上がりが生じた場合、この挙動によって沓座モルタルに別のひび割れが発生する可能性もある。これについては、ロングレール縦荷重の設計特性値の 1.5 倍を作用させた時でも、いずれの試験体も浮き上がりが概ね 0.1mm 以下であり、実供用下において問題のない変位レベルであると考えられる。

#### 4. まとめ

本研究では、実橋測定によりロングレール縦荷重の実態を把握するとともに、室内試験によりロングレール縦

荷重に対する弱点箇所である支承部の耐力を評価した。

ロングレール縦荷重については、実際のふく進抵抗力が締結装置の設定値よりも大きいことに加え、そのばらつきが大きいことにより、支承部への作用荷重を一意に求めることは困難であるが、ロングレールの不動区間ではロングレール縦荷重の設計特性値以下であった。

支承部については、支承の回転による浮き上がりとりブ下端位置からの沓座モルタルのひび割れによる複合的なモードで破壊し、それは現在の設計で想定している破壊と異なるモードであった。また、沓座モルタルのひび割れを発生させないという観点から、支承部における耐力を、鉛直荷重と水平荷重の関係から示した。

なお、本研究で対象とした支間 10 ~ 30m の上路鉸桁橋梁の線支承については、図 13 に示すとおり、ロングレール縦荷重の設計特性値の 1.5 倍が作用したとしても、支承部が十分な耐力を有しており、上記条件においては橋梁上においてロングレール化が可能であることが分かった。ただし、沓座モルタルが健全であること、線支承がアンカーボルトを有していることが条件である。また、ロングレールの可動区間では、支承部への作用荷重がロングレール縦荷重の設計特性値の 1.5 倍を超えることも考えられるため、別途検討が必要なることを付記しておく。

#### 謝 辞

本研究におけるロングレール縦荷重の分析は、西日本旅客鉄道株式会社 構造技術室から実橋測定結果の提供を受けて実施したものであり、ここに謝意を表します。

#### 文 献

- 1) 鈴木延彰, 工藤伸司: 中央線第二平等川橋梁縦桁損傷とその対策, SED (Structural Engineering Data), No.25, pp.2-9, 2005
- 2) 安原真人, 市川篤司, 村田清満, 杉本一朗, 川合治: 鋼鉄道橋支承部の損傷と復旧, 橋梁と基礎, 第 30 巻, 第 8 号, pp.65-68, 1996
- 3) 宮井徹: 等支間橋梁上のロングレールに関する理論的考察, 鉄道技術研究報告, No.991, 1976
- 4) 鉄道構造物等設計標準・同解説 (鋼・合成構造物), 丸善, 2009
- 5) 片岡宏夫, 柳川秀明: 水平力分散型支承を用いた橋上ロングレールに関する検討, 土木学会第 53 回年次学術講演会, 1998
- 6) 杉本六郎: ドライパッキングの施工について, 鉄道土木, 第 1 巻, 第 2 号, pp.30-32, 1959
- 7) 鋼橋設計資料 (第 5 版 橋梁研究会編), 技報堂, 1995