

# 論文 軌道とストッパーの拘束が橋りょう群の地震時連成挙動に与える影響

鈴木 瞭<sup>1</sup>・中田 裕喜<sup>1</sup>・徳永 宗正<sup>2</sup>・成田 顕次<sup>2</sup>

<sup>1</sup>正会員 (公財)鉄道総合技術研究所 構造物技術研究部 (〒185-8540 東京都国分寺市光町 2-8-38)

E-mail: suzuki.ryo.26@rtri.or.jp (Corresponding Author)

<sup>2</sup>正会員 (公財)鉄道総合技術研究所 鉄道力学研究部 (〒185-8540 東京都国分寺市光町 2-8-38)

構造物境界における軌道やストッパー等の拘束は、地震時走行安全性に大きな影響を与えるが、その程度は定量化されていない。本研究では、はじめにレール締結装置の荷重変位関係を用いて、構造物境界における軌道の復元力特性をモデル化した。続いて、橋脚7基もしくはラーメン高架橋5基の連続する橋りょう群に対して、隣接する橋脚、高架橋の固有周期を変化させた動的相互作用解析を行った。桁式高架橋では固定支承で鋼角ストッパーを考慮することで、角折れ量は10~50%減少し、桁間の拘束を高めるとさらに減少することが明らかとなった。ラーメン高架橋では、可動支承では軌道の拘束の影響により角折れ量が10~80%減少し、高架橋と調整桁間の拘束を高めると固定支承側ではさらに角折れ量が減少する一方で、可動支承側では微増することが明らかとなった。

**Key Words:** track ,stopper, coupled behavior of bridges during earthquake, girder-type viaduct, rigid frame viaduct

## 1. はじめに

橋りょうにおける地震時列車走行安全性に大きな影響を与える不同変位は、異なる振動特性を持つ構造物の境界部において生じ、目違いや角折れをもたらす。軌道やストッパーの不同変位に対する貢献度を評価することが、構造物の合理的な設計や診断に繋がるが、いまだ総合的な評価には至っておらず、現行の設計においても考慮されていない。

そこで本研究では、橋りょう群の地震時連成解析で軌道の拘束を考慮するために、まずレールと締結装置による軌道単位の拘束、すなわち構造物境界における軌道の復元力特性をモデル化した。さらに、橋りょう群における軌道やストッパーによる拘束が角折れや構造物の応答変位に与える影響を把握するために、橋脚7基もしくはラーメン高架橋5基の連続する橋りょう群を対象とした動的相互作用解析を実施した。橋りょう群における種々の拘束の一般的な評価を行うため、本研究では単純なモデル橋りょうを対象とした。解析では、軌道やストッパーの力学特性や構造物の振動特性、地震動規模等をパラメータとし、軌道やストッパーが構造物境界の角折れや構造物の応答変位に及ぼす影響を定量化した。

## 2. 軌道の復元力特性の評価

現在の設計において、橋りょうの地震時挙動を算定する際には、軌道等の非構造部材が及ぼす影響は考慮されていない。一方で、これまでの測定や検討によって、これら非構造部材が橋りょうの地震時挙動に少なからず影響を与えることが確認されている。たとえば軌道は、橋軸方向ならびに橋軸直角水平方向を拘束し、このうち橋軸方向の拘束は角折れの抑制に効果がある。このため、これら非構造部材を考慮することが、橋りょうの厳密な挙動の把握や合理的な評価に繋がる。本章では、角折れに対する影響を把握するために、レール締結装置のふく進抵抗力に基づくモデル化を行い、構造物境界における軌道の復元力特性モデルを構築する。

### (1) 軌道の橋軸方向のモデルの概要

本研究の対象は、新幹線のスラブ軌道で、60 kg レールと直結8形レール締結装置によって構成される構造であり、解析範囲はロングレール1本分とする。既往の実験結果<sup>1)</sup>を参考に、図-1(a)に示すように橋軸方向のレール締結装置の荷重変位関係をモデル化し、締結装置1つあたりのふく進抵抗力 $P_y$ は5 kN、 $P_y$ の時の変位 $\delta_y$ は0.1

mmとした。レールは長さ 100 m, 断面積 6420 mm<sup>2</sup>, ヤング係数 200kN/mm<sup>2</sup>とし, 弾性のトラス要素とした。レール締結装置の橋軸方向間隔は, 一般的な値として 625 mmとした。また, 図-1(a)に示した締結装置 1つあたりの荷重変位関係を 1つのばねによってモデル化し, 図-1(b)のように固定点と結んだ。載荷点から反対のレールの先端の節点は固定とした。

図-1(b)における右端を構造物境界位置と想定し, 角折れに対する抵抗力に見立てた単調載荷, および正負交番載荷を行った。角折れが生じた際の載荷点における端部変位 $\delta$ は, 回転中心からレールまでの距離を $L$ , 角折れ量を $\theta$ としたとき,  $L\theta$ によって求まる。

正負交番載荷では, 端部変位 $\pm 1$  mm,  $\pm 5$  mm,  $\pm 15$  mm,  $\pm 30$  mmでそれぞれ引張, 圧縮の順で載荷した。鉄道構造物等設計標準・同解説(変位制限)<sup>注1)</sup>(以下, 変位制限標準)では, L1地震動に対する角折れ量の制限値は2~8 mradであり, 複線桁を想定すると, これに対応するレールの橋軸方向の変位は5~23 mm程度である。本研究ではより大きな地震動規模も考慮に入れ, 端部変位 30 mmまでの範囲を対象とした。

(2) 軌道の非線形解析結果

図-2に, 単調載荷時, 正負交番載荷時それぞれの解析結果を破線で示す。図-3に正負交番載荷時のレールの軸力分布を示す。単調載荷では引張, 圧縮いずれの場合も絶対値が等しい関係が得られた。したがって, レールの軸方向の変形の影響は小さいと考えられる。また, 載荷点側の締結装置から順にふく進抵抗力に達してすべりが生じるため, 端部荷重に対して指数関数的に端部変位が増加することになる。

正負交番載荷では, 単調載荷と比較すると本解析においては圧縮時に剛性が小さくなるのがわかる。図-3より, 載荷点変位が 15mmを超えると除荷時にレール軸力が残存することがわかる。また, 残存する軸力は, 直前の載荷点変位の大きさに関わらず, 載荷点からの距離の線形関数となる。この関数が直前の載荷時の軸力分布と交わった点からは, 除荷後も軸力は低下せず, 変化しな

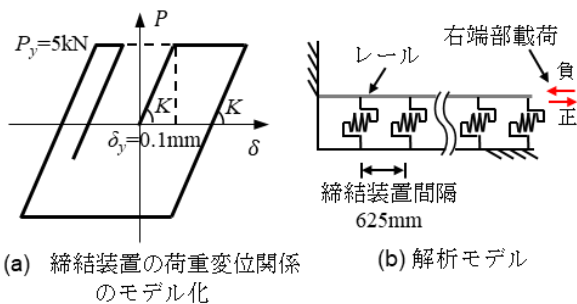


図-1 軌道の解析モデル

いため, 圧縮時に剛性が低下したと考えられる。なお, レールの引張強度(0.2%オフセット耐力)と断面積を用いて算定した軸方向耐力は 6200 kNであり, いずれのケースでもレールは降伏していない。

(3) 復元力特性のモデル化

図-2に, モデル化した骨格曲線と復元力特性を実線で示す。2.(2)節において, 正負交番載荷の場合, 本解析では圧縮側では単調載荷時と比較して剛性が低下することが示された。また, 実構造物においては, 温度変化によってレールの軸方向力が常時加わった状態であるため, 軸方向力が作用しない場合と比較して剛性は増減すると考えられる。ここでは, 角折れに対する拘束が小さくなるように, 単調載荷時の解析で得られた骨格曲線から剛性を低下させた。本研究では, 正負交番載荷時の結果を参考に, 単調載荷時の荷重の 0.8 倍程度となる骨格曲線を定義し, この骨格曲線において変位 0mmと 1mmの点を結ぶ直線と, 変位 10mmと 30mmの点を結ぶ直線の交点を折れ点とするバイリニアにモデル化した。履歴法則については Cloughモデルを適用し, 除荷時の剛性低下率は端部変位が 5mm, 15mmの時のエネルギー吸収が解析結果と概ね等価となるように 0.2とした。復元力特性では特に引張側において除荷時の変位が解析結果よりも大きい, 解析では, 載荷点から離れて位置する締結装置やレールが弾性であるためと考えられる。

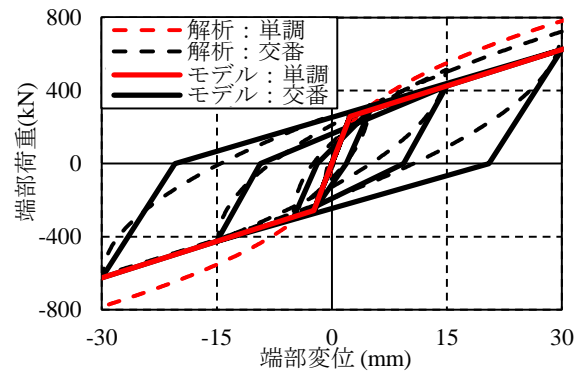


図-2 単一レールの橋軸方向の復元力特性

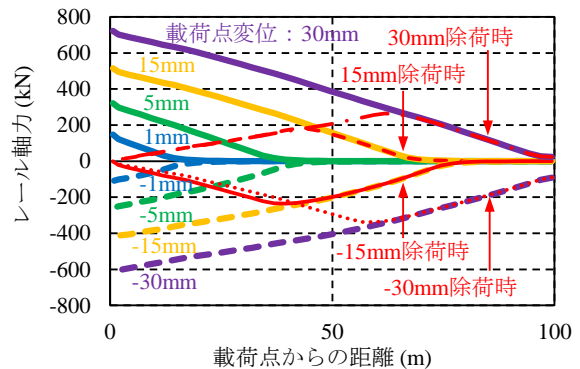


図-3 レール軸力分布

### 3. 橋りょう群の地震時連成解析方法

本章では、軌道やストッパー等が角折れに及ぼす影響を定量的に評価するために、軌道やストッパー等の力学特性や構造物の振動特性、地震動をパラメータとして橋りょう群の動的相互作用解析を行った。

#### (1) 対象橋りょう

図-4に解析対象の橋りょうを示す。橋脚と桁で構成される桁式高架橋ならびに5径間のラーメン高架橋と調整桁で構成される調整桁式ラーメン高架橋とした。いずれも複線を支持する構造とする。また、隣接構造物の振動の位相差を考慮するために、桁式高架橋では着目する橋脚の前後に3基ずつ、計7基の橋脚を、ラーメン高架橋では前後に2基ずつ、計5基のラーメン高架橋を解析対象範囲とした。地盤条件はG3地盤（普通地盤）とした。

#### (2) 解析モデル

図-5に、対象とする橋りょう群の解析モデルを示す。解析対象の橋りょう群は、剛な梁要素、非線形ばね要素、質点を用い、軌道以外は完全弾塑性でモデル化した。く体ばねは鉄道構造物等設計標準・同解説（耐震設計）注

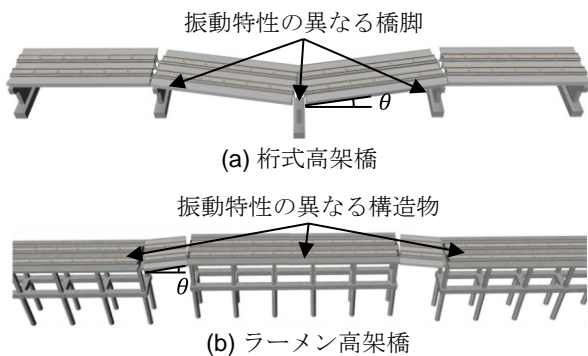


図-4 対象橋りょう

2) (以下、耐震標準)に示されたモデル、接続ばねはバイリニアとした。減衰は、粘性減衰を部材別剛性比例型で与え、減衰定数はく体ばねは5%、接続ばねは0%とした。高架橋の降伏震度が大きい場合、橋軸直角方向の慣性力によって支承部が降伏することも考えられるが、本検討は基礎的な検討であるため、支承部の降伏は考慮しないものとした。

桁式高架橋では、桁はスパン20mの剛な梁要素とし、隣接する桁同士を非線形回転ばねで接続した。これをGGばねと呼ぶこととし、軌道や角折れ防止工による抵抗を表す。桁と橋脚は、支承を想定した非線形回転ばねによって接続した。これをPGばねと呼ぶこととし、鋼角ストッパーによる抵抗を表す。可動支承、固定支承はそれぞれ添え字MとFを付して区別している。橋脚は、別途実施したプッシュ・オーバー解析の結果に基づき、橋軸直角方向の非線形水平ばねによりモデル化した。

ラーメン高架橋では、スパン10mの5径間ラーメン高

表-1 回転ばねのパラメータ

	ばね	パラメータ
桁式	PG <sub>M</sub>	・ピン
	PG <sub>F</sub>	・鋼角ストッパー非考慮（ピン） ・鋼角ストッパー考慮 ( $1.12 \times 10^4$ kNm/mrad) (図-6 (a))
	GG	・ピン ・16通りの力学特性 (角折れ防止工・軌道を想定)
ラーメン	RG <sub>M</sub>	・軌道非考慮（ピン） ・軌道考慮 ( $1.15 \times 10^3$ kNm/mrad) (図-6 (b))
	RG <sub>F</sub>	・ピン ・16通りの力学特性 (鋼棒ストッパー・角折れ防止工・軌道を想定)

※すべての回転ばねは鉛直軸方向の回転である

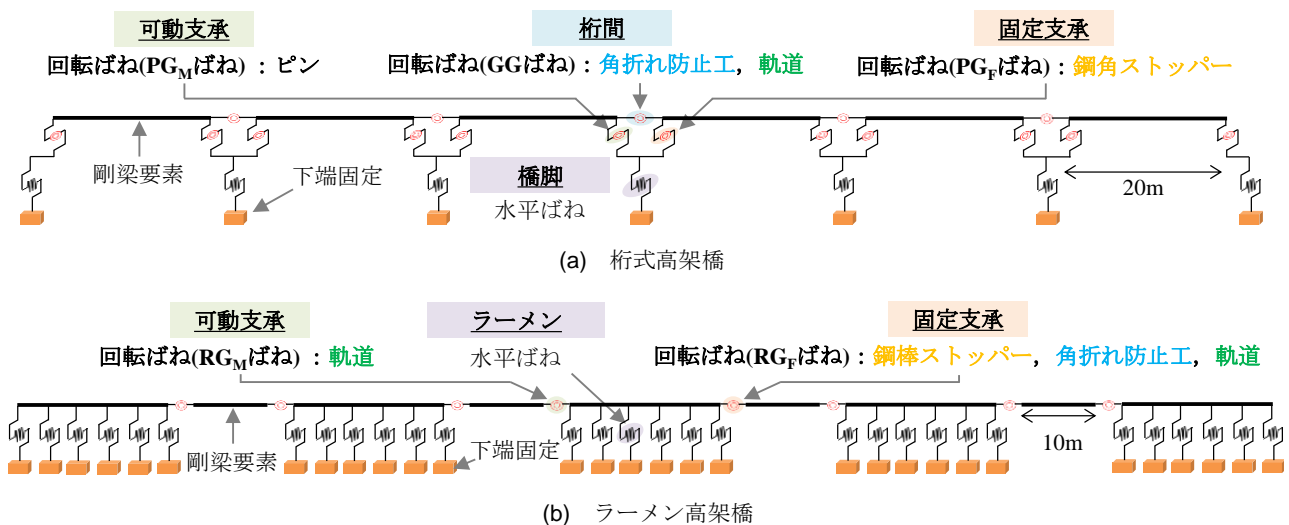


図-5 高架橋の解析モデル

架橋とスパン10mの調整桁を、非線形回転ばねで接続した。これをRGばねと呼ぶこととし、鋼棒ストッパー、角折れ防止工、軌道を表す。なお、ストッパーは、一般的にラーメン高架橋で用いられる鋼棒ストッパーを想定している。RGばねは、桁式高架橋と同様に添え字によって可動支承、固定支承を区別する。また、高架橋は、別途実施したプッシュ・オーバー解析の結果に基づき、橋軸直角方向の非線形水平ばねによりモデル化した。

(3) 解析ケース

図-5における回転ばねをパラメータとして解析を行った。表-1に回転ばねのパラメータを示す。桁式高架橋では、PG<sub>M</sub>ばねはピン接続とし、PG<sub>F</sub>ばねは図-6(a)に示す鋼角ストッパー<sup>2)</sup>の有無を、ラーメン高架橋では、RG<sub>M</sub>ばねは図-6(b)に示す軌道の有無をパラメータとした。

角折れ防止工や軌道、鋼棒ストッパーを表すGGばねやRG<sub>F</sub>ばねでは、これらの組み合わせによる応答変位、角折れの影響を一般的に評価するため、ばね特性を複数設定した。ここで、構造物境界を1自由度の回転ばねでモデル化したとき、ばねの回転方向の剛性 $K_r$ （以下、回転剛性）と曲げモーメント $M$ （以下、回転降伏モーメント）は式(1)、式(2)のように表すことができる。

$$K_r = 2K_i L_i^2 \tag{1}$$

$$M = \sum_i^{n_r} L_i f(L\theta_i) \tag{2}$$

ここで、 $K_i$ は部材 $i$ の初期剛性、 $L_i$ は回転（桁）中心か

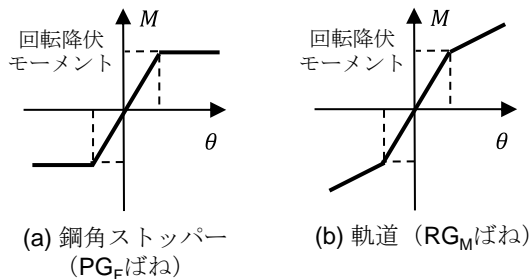


図-6 鋼角ストッパー、軌道のM-θ関係

ら部材 $i$ までの距離、 $n_r$ は部材の数、 $f(L\theta_i)$ は部材の橋軸方向の抵抗力である。また、図-7に、2章における軌道解析や既往の実験<sup>2)5)</sup>によって得られた、軌道（複線レール4本分）、鋼棒ストッパー、鋼角ストッパー、角折れ防止工（文献4)のCase1, Case2, 文献5)のH-100×100をそれぞれa-1, a-2, bとする)の回転剛性と回転降伏モーメントを示す。なお、鋼角ストッパーは固定側に4本配置する形式とし、最外縁のストッパーを考慮して式(1)、式(2)によって算出した。この結果を参考に、本研究におけるGGばねならびにRG<sub>F</sub>ばねの回転剛性、回転降伏モーメントを設定した。回転剛性は200, 4000, 10000, 18000 kNm/mradの4通り、回転降伏モーメントはGGばね（桁式高架橋）では1000, 2000, 3000, 4000 kNm, RG<sub>F</sub>ばね（ラーメン高架橋）では1000, 2000, 4000, 8000 kNmのそれぞれ4通り、計16通りとした。

表-2に各橋脚、高架橋の高さと等価固有周期、降伏震度を示す。橋脚、高架橋配置は、隣接構造物の影響を評価するために、A, B, Cの3通りとした。P1, R1からP4, R3に向かって、P4, R3からP7, R5に向かって等価固有周期が増加（up）もしくは減少（down）するかで、配置名称を決定した。Aがdown-up配置、Bがdown-down配置、Cがup-down配置である。

図-8に、本研究で用いた弾性加速度応答スペクトルを示す。入力地震動は、耐震標準に示されるG3地盤（普通地盤）におけるL1地震動（中規模地震）、L2地震動スペクトルII（内陸型地震）（以下、L2Sp2）を用いた。

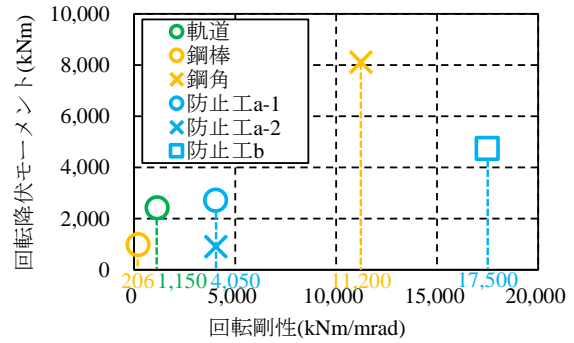


図-7 軌道、ストッパー、角折れ防止工の力学特性

表-2 高架橋の配置 構造物高(m)/固有周期(s)/降伏震度

(a) 桁式高架橋

	P1	P2	P3	P4(評価点)	P5	P6	P7
A	13.0/0.962/0.63	11.0/0.885/0.70	9.0/0.818/0.79	7.0/0.762/0.87	9.0/0.818/0.79	11.0/0.885/0.70	13.0/0.962/0.63
B	13.0/0.962/0.63	12.0/0.923/0.66	11.0/0.885/0.70	10.0/0.850/0.74	9.0/0.818/0.79	8.0/0.789/0.83	7.0/0.762/0.87
C	7.0/0.762/0.87	9.0/0.818/0.79	11.0/0.885/0.70	13.0/0.962/0.63	11.0/0.885/0.70	9.0/0.818/0.79	7.0/0.762/0.87

(b) ラーメン高架橋

	R1	R2	R3(評価点)	R4	R5
A	11.0/1.184/0.49	10.5/1.147/0.50	10.0/1.110/0.51	10.5/1.147/0.50	11.0/1.184/0.49
B	11.0/1.184/0.49	10.5/1.147/0.50	10.0/1.110/0.51	9.5/1.079/0.51	9.0/1.048/0.52
C	9.0/1.048/0.52	9.5/1.079/0.51	10.0/1.110/0.51	9.5/1.079/0.51	9.0/1.048/0.52

#### 4. 橋りょう群の地震時連成解析結果

##### (1) 回転降伏モーメントによる応答変位の変化

各橋りょうの中央の P4 橋脚, R3 ラーメン高架橋に着目し, 各パラメータの影響について考察する.

図-9 に, GG ばね,  $RG_F$  ばねの回転降伏モーメントと L2Spc2 時の応答変位との関係を示す. 桁式高架橋の場合は配置の違いにより P4 橋脚の設定周期が異なることから, 応答変位は 100~400 mm 程度の差が生じる. 一方でラーメン高架橋では R3 高架橋の設定周期が同一であるため, 応答変位は配置の違いによらず概ね同等となる. また, GG ばね,  $RG_F$  ばねがピン接続 ( $M = 0$  kNm) でなければ, 応答変位は回転降伏モーメントの値に関わらず一定である. これは, 本研究では一般的な高架区間を想定して隣接構造物との周期差を小さく設定したことから, 隣接構造物間の相対変位が抑えられ, ほとんどのケースで降伏しなかったためである. 以上より, 以降では回転降伏モーメントを考慮する際には 4000 kNm に固定して, 回転剛性をパラメータとして比較を行う.

##### (2) 桁式高架橋の解析結果

図-10 に, up-down 配置の桁式高架橋において,  $PG_F$  ばねの鋼角ストッパーの有無による, P4 橋脚における応答変位と角折れ量の比較を示す. また, 図-7 に示した角折れに抵抗する部材の回転剛性に相当する箇所を破線で示している. 以降, 図-13 まで同様である. 図より,  $PG_F$  ばねで鋼角ストッパーを考慮することにより, GG ばねの回転剛性が 0,200 kNm/mrad の場合には, 応答変位は L1 地震動で 5% 程度, L2Spc2 で 10% 程度, 角折れ量は L1 地震動で 20% 程度, L2Spc2 で 40% 程度減少することがわかる. GG ばねの回転剛性が大きくなると, 応答変位, 角折れ量がさらに減少することがわかる. また, 回転剛性が 4000 kNm/mrad 以上になると  $PG_F$  ばねの鋼角ストッパーの有無によらず, 応答変位, 角折れ量は概ね同等の値となることがわかる. この領域では, GG ばねの回転剛性が軌道や角折れ防止工の回転剛性と同等もしくはそれ以上であり, 鋼角ストッパーの効果よりも軌道や角折れ防止工の効果が相対的に大きくなるためと考えられる. なお, 変位制限標準<sup>注1)</sup>では, L1 地震動に対する角折れ量の限界値が定められており, 列車速度 360 km/h で 2

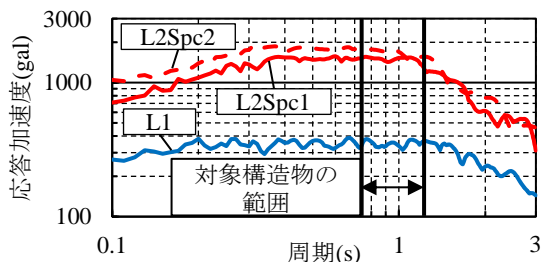


図-8 弾性加速度応答スペクトル

mrad である. 本解析では, 角折れ防止工相当の回転剛性を有していれば, この限界値以内となる.

図-11 に, 桁式高架橋の橋脚配置による応答変位と角折れ量の比較を示す. ここでは最大応答値を, 各配置における可動側, 固定側がともにピン接続時 (以下, ピン-ピン接続時) の値で除すことで縦軸を無次元化する. 図より,  $PG_F$  ばねに鋼角ストッパーを考慮することで, down-up 配置の L2Spc2 時を除き, 応答変位が 5~10% 程度減少する. GG ばねの回転剛性の増大に伴い, up-down 配置では, 固有周期の小さい隣接橋脚により拘束されるため, 応答変位はさらに減少する. down-up 配置では, P4 橋脚の固有周期が最も小さいため,  $PG_F$  ばねに鋼角ストッパーを考慮し, GG ばねの回転剛性を上げるほど応答変位は増加する.  $PG_F$  ばねに鋼角ストッパーを考慮していない場合, L1 地震動では, GG ばねに回転剛性を与えると固有周期の大きい隣接橋脚の影響を受けるため, ピン-ピン接続時に比べて応答変位が増加するものの, さらに大きな回転剛性を与えるとすべての橋脚が一体となって振動するため, 応答変位が抑えられる. down-down 配置は, 隣接橋脚の固有周期が一方は大きく, もう一方は小さいため, down-down 配置の応答変位は down-up 配置と up-down 配置の応答変位の中間の傾向を示している.

角折れ量については,  $PG_F$  ばねに鋼角ストッパーを考慮することで 5~60% 程度減少する. GG ばねの回転剛性が大きくなると全体的にさらに角折れ量が減少するが, down-up 配置の場合は地震動規模によって角折れ量の減少率が異なる.

以上より, 桁式高架橋では,  $PG_F$  ばねに鋼角ストッパーを考慮するとすべてのケースで角折れ量が減少するが, 隣接橋脚との固有周期差により応答変位は減少する場合と増加する場合がある. また, GG ばねの回転剛性を上げると鋼角ストッパーの有無にかかわらず同等の角折れ量に漸近する.

##### (3) ラーメン高架橋の解析結果

図-12 に, up-down 配置のラーメン高架橋において,  $RG_M$  ばねの軌道の有無による応答変位と角折れ量の比較を示す. 図より,  $RG_M$  ばねに軌道を考慮することにより,

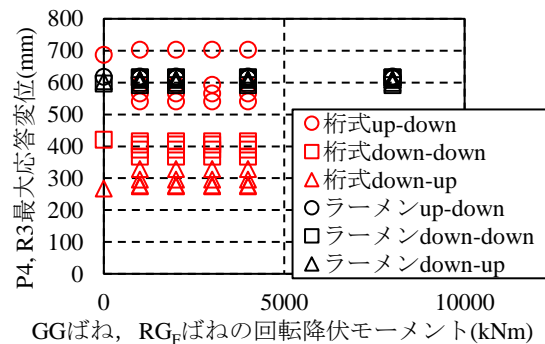


図-9 回転降伏モーメントと最大応答変位の関係

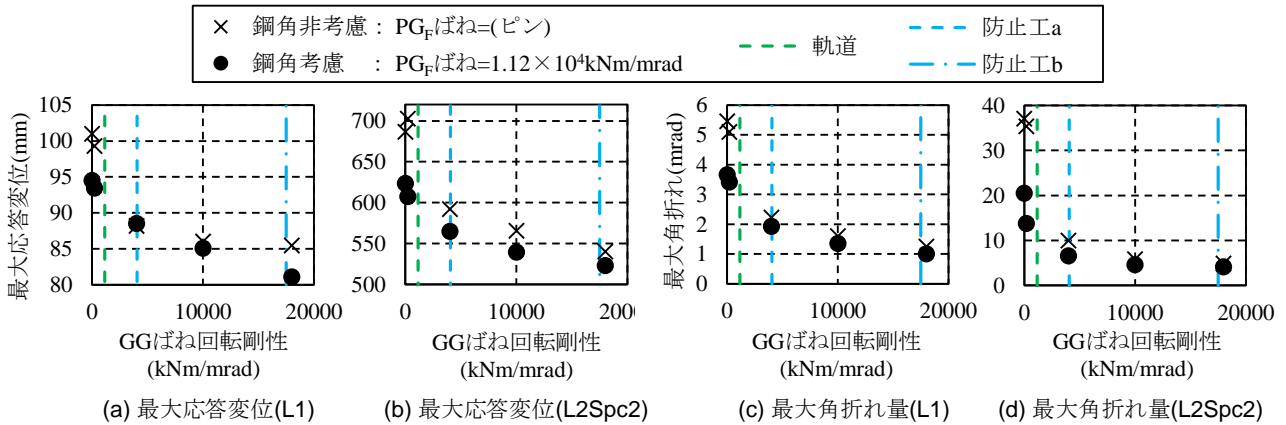


図-10 桁式高架橋 (up-down 配置) の PG<sub>F</sub>ばねの鋼角ストッパーの有無による応答変位と角折れ量の比較

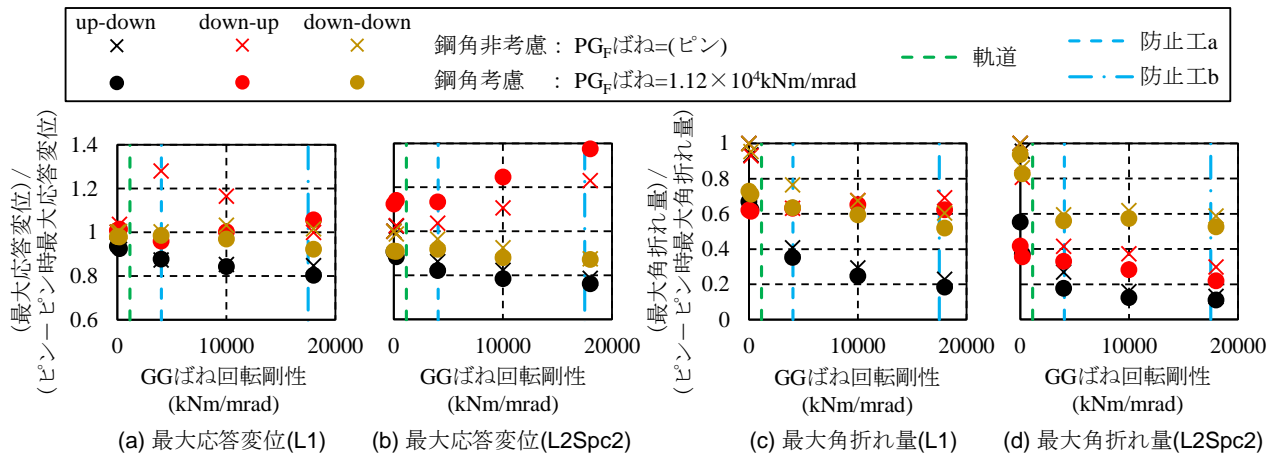


図-11 桁式高架橋の配置による応答変位と角折れ量の比較

RG<sub>F</sub>ばねの回転剛性が0の場合には、L1地震動時の固定側応答変位を除いて、応答変位はL1地震動で0.5%程度、L2Spc2で1%程度、角折れ量はL1地震動で30~70%程度、L2Spc2で80%程度減少することがわかる。RG<sub>F</sub>ばねの回転剛性が大きい場合には、応答変位、角折れ量ともにRG<sub>M</sub>ばねの軌道の有無による差は小さくなり、軌道を考慮した場合の方が応答変位が上回るケースも見られる。これは、RG<sub>F</sub>ばねの回転剛性が0, 200 kNm/mradの場合にはRG<sub>M</sub>ばねの回転剛性の影響が大きい一方で、RG<sub>F</sub>ばねの回転剛性が図-7で示した軌道剛性相当の1150 kNm/mradを超えるとRG<sub>F</sub>ばねの回転剛性の影響が大きくなるためであると考えられる。また、このことから、RG<sub>F</sub>ばねの回転剛性が小さい場合には可動側が相対的に剛となり、応答変位、角折れ量ともに可動側の値が固定側の値を下回っているが、RG<sub>F</sub>ばねの回転剛性が大きい場合には固定側が相対的に剛となり、その関係性は逆転する。また、角折れ量については、軌道剛性相当以上の回転剛性をRG<sub>F</sub>ばねが有していれば、RG<sub>M</sub>ばねの軌道の有無によらず、変位制限標準<sup>注1)</sup>で定められた列車速度360 km/hの制限値である2 mrad以内であることがわかる。

図-13 にラーメン高架橋の配置による応答変位と角折

れ量の比較を示す。桁式高架橋と同様に、縦軸を無次元化している。図より、応答変位については、RG<sub>M</sub>ばねに軌道を考慮しても、大きな変化は見られない。L1地震動時には、RG<sub>F</sub>ばねの回転剛性の増大に伴い、down-up配置ではR3高架橋の固有周期が5基の中で最も小さいため、可動側、固定側ともに応答変位が増加する。up-down配置では、R3高架橋の固有周期が5基の中で最も大きいため、可動側ではピン-ピン接続時に比べて応答変位が概ね同等となり、固定側では減少もしくは概ね同等となる。down-down配置では可動側の隣接高架橋であるR2高架橋の固有周期がR3高架橋よりも大きいため、可動側ではピン-ピン接続時に比べて応答変位が増加するが、固定側の隣接高架橋であるR4高架橋の固有周期はR3高架橋よりも小さいため応答変位が減少する。また、down-down配置では、応答変位の可動側の増加率、固定側の減少率はともに10%程度であることに對して、up-down配置、down-up配置では可動側での変化率に比べて固定側での変化率が大きい。L2Spc2では、各配置での可動側、固定側における応答変位の増加、減少の傾向はL1地震動の場合と一致しているが、変化率は配置やRG<sub>F</sub>ばねの回転剛性によらず±5%以内に収まっている。こ

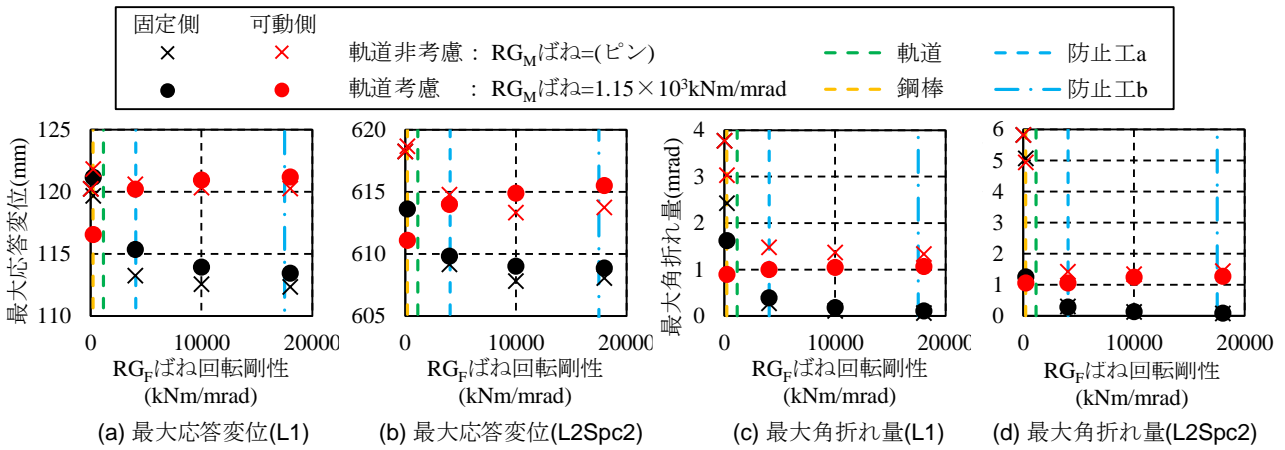


図-12 ラーメン高架橋 (up-down 配置) の  $RG_M$ ばねの軌道の有無による応答変位と角折れ量の比較

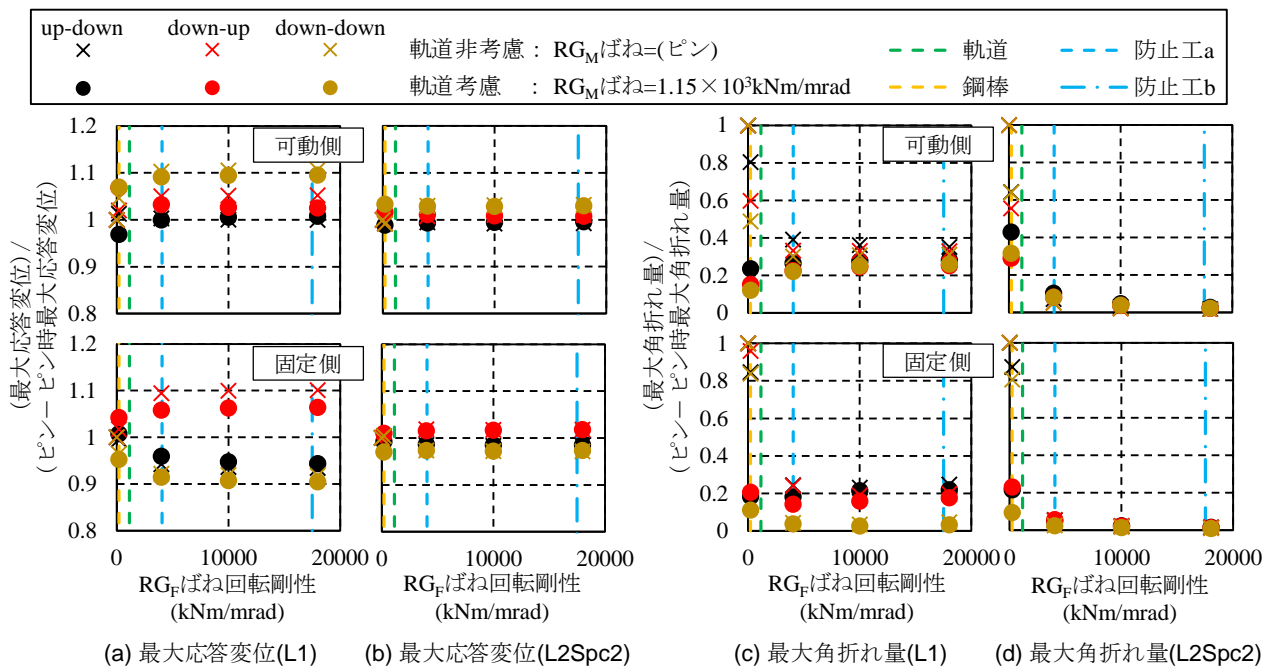


図-13 ラーメン高架橋の配置による応答変位と角折れ量の比較

これは、L2Sp2では $RG_F$ ばねの剛性増大による隣接高架橋の拘束効果よりも、地震動規模の増加により応答変位の絶対値が増加することによる。角折れ量については、配置によらず概ね同一の傾向を示すことがわかる。可動側では、 $RG_M$ ばねに軌道剛性を考慮することにより角折れ量が80%程度低減されるが、 $RG_F$ ばねの回転剛性を大きくするとわずかではあるが角折れ量が増加している。固定側では、 $RG_M$ ばねの軌道剛性を考慮することで80%程度低減される点については可動側と同様の傾向であり、 $RG_F$ ばねの回転剛性の増大に伴い角折れ量はさらに減少し、0に漸近する。

以上より、ラーメン高架橋では、桁式高架橋と異なり、 $RG_M$ ばねでは軌道剛性をパラメータとし、 $RG_F$ ばねでは回転剛性をパラメータとしているので、それぞれの位置で応答変位、角折れの挙動が異なる。

桁式高架橋とラーメン高架橋に対する検討を通して、

軌道やストッパーなどの非構造部材を考慮することにより、すべてのケースで角折れ量が減少することが示された。非構造部材の考慮を設計に反映することができれば、過度な設計や補強を行う必要がなくなると考えられる。

## 5. おわりに

本研究では、はじめにレールと締結装置を対象とした静的非線形解析を実施し、軌道の橋軸方向の復元力特性を明らかにした。解析結果に基づき、軌道の骨格曲線をモデル化した。軌道の復元力特性は、締結装置に軸力が残存することから、単調載荷時に比べて剛性を低下させた骨格曲線を定義し、Cloughモデルによりモデル化した。

次に、軌道、ストッパーの非線形特性が橋りょう群の地震時連成挙動に及ぼす影響を明らかにすることを目的に、同一形式の構造物が連続する橋りょう群の動的解析

を実施し、以下の結論を得た。

- (1) 桁式高架橋の変位量は、GGばねの回転剛性が小さい場合には、PG<sub>F</sub>ばねで鋼角ストッパーを考慮することにより、多くのケースで5~10%減少する。GGばねの回転剛性が大きい場合には、鋼角ストッパーの有無は大きく影響せず、隣接橋脚との固有周期の差によって応答変位が減少する場合と、増加する場合がある。
- (2) 桁式高架橋の角折れ量は、GGばねの回転剛性が小さい場合には、PG<sub>F</sub>ばねで鋼角ストッパーを考慮することにより、5~60%程度減少する。GGばねの回転剛性が大きい場合には、鋼角ストッパーの有無によらず、概して角折れ量は40~90%程度減少する。
- (3) ラーメン高架橋の変位量は、RG<sub>M</sub>ばねでの軌道の考慮によらず同等の値となる。RG<sub>F</sub>ばねの回転剛性が大きい場合には、応答変位が減少する場合と、増加する場合がある。また、RG<sub>F</sub>ばねの回転剛性の大きさにより可動側と固定側で剛性の相対的な大小が変化するため、可動側と固定側の挙動が異なる。
- (4) ラーメン高架橋の角折れ量は、RG<sub>F</sub>ばねの回転剛性が小さい場合には、RG<sub>M</sub>ばねで軌道剛性を考慮することにより、80%程度減少する。RG<sub>F</sub>ばねの回転剛性が大きい場合、応答変位と同様に可動側と固定側の挙動が異なるが、概して角折れ量は60~95%程度減少する。

## NOTES

- 注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（変位制限），丸善，2006。
- 注2) 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（耐震標準），丸善，2012。

## REFERENCES

- 1) 玉川新悟，杉野満，片岡宏夫：レール締結装置のふく進抵抗試験法の適正化，鉄道工学シンポジウム論文集，pp.17-23，2016。[Tamagawa, S., Sugino, M. and Kataoka, H.: Study on improving test method for more precise estimation of longitudinal rail restraint of rail fastening system, *Journal of railway engineering, JSCE*, pp.17-23, 2016.]
- 2) 岡本大，佐藤勉，田所敏弥，渡辺健：桁座を模擬したコンクリートに埋め込まれた鋼角ストッパーの静的載荷実験，土木学会第62回学術講演会，pp.69-70，2007。[Okamoto, M., Sato, T., Tadokoro, T. and Watanabe, K.: Static loading test of square steel stopper embedded part of pier, *Japan Society of Civil Engineers 2007 Annual Meeting*, pp.69-70, 2007.]
- 3) 原田和洋，曾我部正道，谷村幸裕，金森真，柳博文，黒田聡：支承構造の影響を考慮した構造物群の地震時挙動解析，第14回鉄道技術連合シンポジウム(J-RAIL2007)講演論文集，pp.201-204，2007。[Harada, K., Sogabe, M., Tanimura, Y., Kanamori, M., Yanagi, H. and Kuroda, S.: Seismic Response Analysis of Consecutive Structure Group with considering Influence of Bearing Mechanism, *J-RAIL2007*, pp.201-204, 2007.]
- 4) 丸山直樹，曾我部正道，谷村幸裕，原田和洋，黒岩俊之，笠倉亮太：鉄道高架橋用角折れ防止装置の性能評価，鉄道工学シンポジウム論文集，第13号，pp.162-169，2009。[Maruyama, N., Sogabe, M., Tanimura, Y., Harada, K., Kuroiwa, T. and Kasakura, R.: Performance verification of anti-angular rotation device for railway viaduct, *Journal of railway engineering, JSCE*, Vol.13, pp.162-169, 2009.]
- 5) 荒木一徳，中田裕喜，徳永宗正，田所敏弥：角折れ防止装置が架道橋部の応答に与える影響に関する解析的検討，鉄道工学シンポジウム論文集，第24号，pp.25-32，2020。[Araki, K., Tokunaga, M. and Tadokoro, T.: Reducion effect of seismic response of overbridge using angular rotation arrester, *Journal of railway engineering, JSCE*, Vol.24, pp.25-32, 2020.]

(Received April 1, 2022)

(Accepted June 3, 2022)

## EFFECT OF TRACK AND STOPPER RESTRAINT ON THE COUPLED BEHAVIOR OF BRIDGES DURING EARTHQUAKE

Ryo SUZUKI, Yuki NAKATA, Munemasa TOKUNAGA and Kenji NARITA

Angular rotation constraints derived from tracks and stoppers at a boundary of railway bridges have a great impact on train-running safety during earthquakes; however, the extent of these effects has not been clarified. In this study, the restoring force characteristics of the track at a boundary of bridges are firstly modeled, using the load-displacement relationship of the rail fastening device. Subsequently, dynamic interaction analyses are performed on consecutive bridges series with 7 piers or 5 rigid frame viaducts by changing the natural period of adjacent structures. It is clarified that the amount of angular rotations of girder type viaducts decreases by 10 to 50% by considering the steel angle stopper in the fixed bearing, and further decreases by increasing the constraint between the girders. It is clarified that the amount of angular rotations of rigid frame viaducts decreases by 10 to 80% by considering the tracks on the movable bearing, and when the constraint between the viaduct and the adjustment girder increases, the amount of angular rotations is further suppressed on the fixed bearing side, while it slightly increases on the movable bearing.