# 論文 無道床橋梁の橋台裏区間における編成車両 走行時の軌道の動的応答解析

川崎 祐征1・本道 諒太2・戸田 圭彦3

<sup>1</sup>正会員 東海旅客鉄道株式会社 総合技術本部 技術開発部 (〒485-0801 愛知県小牧市大山1545番33) E-mail:yoshiyuki.kawasaki@jr-central.co.jp

<sup>2</sup>正会員 東海旅客鉄道株式会社 総合技術本部 技術開発部 (〒485-0801 愛知県小牧市大山1545番33) E-mail:ryota.hondo@jr-central.co.jp

<sup>3</sup>正会員 JIPテクノサイエンス株式会社 システム技術研究所(〒532-0011大阪市淀川区西中島2-12-11) E-mail:yoshihiko toda@cm.jip-ts.co.jp

本研究では、無道床橋梁の橋桁をはりとしてモデル化するとともに車両を編成車両モデルとした場合の 車両/軌道の相互作用シミュレーションを実施し、橋台裏区間のまくらぎ種別の違いが橋台裏区間の軌道 の動的応答に与える影響について分析した。その結果、輪重変動は橋台裏区間のまくらぎ種別による顕著 な違いは認められなかったが、橋台裏区間が PC まくらぎの場合のまくらぎ下面作用力の最大値は合成ま くらぎや弾性まくらぎと比較して大きい傾向にあった。また、進入側の橋台裏区間では列車通過時に浮き 上がった PC まくらぎがバラストに着地する際の衝撃荷重によって大きなまくらぎ下面作用力が発生する 一方、進出側の橋台裏区間では衝撃荷重よりも輪軸通過時の輪重によって発生するまくらぎ下面作用力の ほうが大きい傾向にあった。

Key Words : open steel girder bridge, back of abutment, vehicle-track dynamic interaction

# 1. はじめに

バラスト軌道と無道床橋梁の接続部(図-1)のような 軌道構造および土木構造物の変化箇所においては軌道の 上下方向の不整(高低狂い)が発生・進行しやすく,高 低狂いの整正作業が多頻度で行われる保守多投入箇所と なりやすい傾向にある.そのため,軌道構造や土木構造 物の変化箇所における高低狂いの発生・進行メカニズム の解明や高低狂いの抑制対策方法の検討などを目的とし た車両/軌道の動的相互作用シミュレーションがこれま でに数多く行われている.

既往の主な研究では、古賀ら<sup>0</sup>は軌道ばね係数の急変 箇所を対象としたシミュレーションを、名村ら<sup>3</sup>は軌道 の支持弾性急変区間における緩衝構造の提案を目的とし たシミュレーションを、鈴木ら<sup>3</sup>は有道床軌道からスラ ブ軌道へ車両が走行した場合のシミュレーションを実施 している.また、桃谷ら<sup>4</sup>はアプローチブロックのない 既設盛土とコンクリート構造物が接続する構造物境界部 を対象としたシミュレーションを、相田ら<sup>5</sup>はコンクリ ート道床からバラスト道床へ車両が走行した場合の軌道 振動・道床沈下連成解析を実施している. しかし、これらの既往の研究における解析モデルをみ ると、車両モデルには1輪軸モデル<sup>4,5</sup>、半車体モデル<sup>2,3</sup>、 または1車両モデル<sup>1)</sup>が用いられており、2両以上の複数 車両が連結された編成車両モデルは用いられていない. なお、10両編成の荷重列を移動させて動的解析を実施し た事例<sup>4</sup>があるが、車両と軌道の相互作用を考慮したモ デルとは言い難い.一方、軌道モデルはレール有効長の 概念を用いたばねモデル<sup>1</sup>、レール有効長および有効質 量の概念を用いた質点系モデル<sup>2</sup>、レールははり要素、 まくらぎおよび道床バラストは締結位置毎の集中質量と したモデル<sup>3,5</sup>、道床バラストや路盤等を2次元平面ひず



図-1 バラスト軌道と無道床橋梁の接続部



図-2 本研究におけるシミュレーションモデル(2次元上下系, 軌道片側)

み要素としてモデル化した2次元有限要素モデル<sup>4</sup>など が用いられているが,無道床橋梁内の橋まくらぎを支持 する橋桁を有限長のはりとしてモデル化した事例は見ら れない.また,対象としているのは無道床橋梁内での軌 道支持弾性の変化<sup>1</sup>,バラスト軌道区間内での軌道支持 弾性の変化<sup>2</sup>,スラブ軌道と有道床軌道の接続箇所<sup>2,3,3</sup>, 軌道構造は変化せず土木構造物のみが変化する箇所<sup>4</sup>で あり,図-1のような軌道構造および土木構造物がともに 変化する箇所を想定した検討は行われていない.

そこで本研究では、バラスト軌道と無道床橋梁の接続 部のような軌道構造および土木構造物がともに変化する 箇所における高低狂いの発生・進行メカニズムの解明や 高低狂いの抑制対策方法の検討に資することを目的とし て、無道床橋梁の橋台裏区間を編成車両が走行した場合 の車両/軌道の相互作用シミュレーションを実施し、橋 台裏区間のまくらぎ種別が軌道の動的応答に与える影響 について考察する.

# 2. 解析方法

# (1) モデルの概要

本研究で用いるシミュレーションモデルを図-2に示す. 本モデルは著者らが既往の研究において構築した車両/ 軌道の2次元上下系の動的相互作用に関するシミュレー ションモデル<sup>0-9</sup>を拡張したものであり,土路盤区間を 走行する編成車両が単純桁の上路プレートガーダーが等 支間で連続している無道床橋梁区間を通過して再度土路 盤区間を走行する状況をモデル化している.なお,座標 の方向は上方向および反時計回りを正とする.また,車 両や軌道の構造は列車進行方向に対して車両左右対称で あるため,各モデルの諸元は車両モデル・軌道モデルと も軌道片側分に相当する諸元を用いる.以下,モデル各 部の概要について説明する.

## a) 車両モデル

車両モデルは1車体モデルを複数連結させたモデルと する. 各車両は車体, 台車および輪軸により構成され,



図-3 まくらぎ・バラスト第1層間の非線形ばね要素および 減衰要素(荷重は引張側を正,相対変位は離れる方 向を正とした場合)

車体および台車は剛体,輪軸は質点としてモデル化する. また,車体・台車間,台車・輪軸間および車体同士は線 形のばね要素および速度比例型の減衰要素により結合さ れているものとする.なお,車輪-レール間の接触ばね は線形化されたヘルツの接触ばねとしてモデル化する.

#### b) 軌道モデル

レールはまくらぎにより離散的に支持されているもの とし、有限要素のベルヌーイ・オイラー梁としてモデル 化する.なお、レールの要素分割はまくらぎ間で5分割 とし、レール節点間を補間するための形状関数<sup>10</sup>には3 次のエルミート多項式を用いる.また、まくらぎは質点 としてモデル化し、軌道パッドは線形のばね要素および 速度比例型の減衰要素としてモデル化する.

土路盤区間においては、バラスト層は3層の質点系と してモデル化し、各層が線形のばね要素および速度比例 型の減衰要素により結合されているものとする.なお、 まくらぎーバラスト第1層間については、アップリフト によりまくらぎ下面一道床バラスト間に隙間が生じる状 態を考慮できるよう、図-3に示すようにレールおよびま くらぎの自重によりバラスト第1層が圧縮(沈下)した 状態でまくらぎ下面とバラストが接している状態、すな わち重力場において軌道の自重とバラスト第1層の圧縮 力が静的に釣り合った状態を初期状態(相対変位0mm, 荷重0kN)とする非線形のばね要素および減衰要素によ りモデル化する.また、路盤自体は剛なものとしてモデ ル化するが,バラスト第3層-路盤間のばね要素および 減衰要素のパラメータを変更することによって路盤剛性 を考慮するものとする.

無道床橋梁区間においては、橋桁は有限要素のベルヌ ーイ・オイラー梁としてモデル化し、まくらぎー橋桁間 およびまくらぎー橋台間は線形のばね要素および速度比 例型の減衰要素により結合されているものとする.なお、 橋桁の要素分割はまくらぎ間で5分割とし、橋桁節点間 を補間するための形状関数<sup>10</sup>には3次のエルミート多項 式を用いる.橋台および橋脚は剛であると仮定し、橋桁 は橋台または橋脚に単純支持されているものとする.ま た、橋桁の減衰はレーリー減衰として考慮する.

## c) 高低狂い(橋桁の反り)のモデル化

土路盤区間では高低狂いはゼロとするが、無道床橋梁 区間内ではキャンバー(製作時の橋桁の反り)から自重 によるたわみ量を差し引いた反り量を高低狂いとして設 定する.この際、高低狂いの形状は橋桁の支間中央を頂 点とする放物線関数で表すものとする.ただし、橋桁ご とに放物線関数で表した反り形状をそのまま高低狂いと すると橋桁の支点付近において高低狂いが角折れの状態 となるため、橋台付近および橋脚付近では高低狂い r(x)を以下の式により滑らかに取り付ける(図4参照).

橋台付近

$$r(x) = -\frac{2h - \theta l}{l^3} x^3 + \frac{3h - \theta l}{l^2} x^2$$
(1)

橋脚付近

$$r(x) = \frac{\theta}{l}x^2 + \theta x + h \tag{2}$$

#### (2) 運動方程式の導出

a) 車両の運動方程式

車両の運動方程式は以下のように表される.

$$M_{V}\ddot{u}_{V}(t) + C_{V}\dot{u}_{V}(t) + K_{V}u_{V}(t) = \sum_{i=1}^{M} \left( \sum_{j=1}^{4} P_{dyn,j}^{(i)}(t) a_{V,j}^{(i)} \right)$$
(3)

ただし,

$$P_{dyn,j}^{(i)}(t) = P_j^{(i)}(t) - P_{sta}$$
(4)

ここで、 $M_V$ 、 $C_V$ および $K_V$ は車両の質量行列、減衰行 列および剛性行列、 $u_V(t)$ は時刻tにおける車両各部の変 位および回転角を表すベクトル、Mは車両数、 $P_j^{(i)}(t)$ お よび $P_{dyn,j}^{(i)}(t)$ はi号車j番目の輪重およびその動的成分 (輪重変動)、 $P_{sta}$ は静止輪重、 $a_{V,j}^{(i)}$ は $P_{dyn,j}^{(i)}(t)$ がi号車 j番目の輪軸に作用するのを表すためのベクトルである.

また、変数上部のドットは時間微分を表す.

# b) 軌道の運動方程式

軌道の運動方程式は以下のように表される.

$$M_{R}\ddot{u}_{R}(t) + C_{R}\dot{u}_{R}(t) + K_{R}u_{R}(t) = \sum_{i=1}^{M} \left( \sum_{j=1}^{4} P_{j}^{(i)}(t)a_{R,j}^{(i)}(t) \right)$$
(5)

ここで、 $M_R$ 、 $C_R$ および $K_R$ は軌道の質量行列、減衰 行列および剛性行列、 $u_R(t)$ は軌道の変位ベクトル、  $a_{R,j}^{(i)}(t)$ は軌道上の輪軸の位置によって定まるベクトル であり、レール要素の中間部に位置する集中荷重を等価 節点力に変換するためのものである.

#### c) 運動方程式の統合

車両および軌道の運動方程式を統合し、シミュレーションモデル全体をひとつの運動方程式として表すと、以下のとおりとなる.

$$\boldsymbol{M}\ddot{\boldsymbol{u}}(t) + \boldsymbol{C}\dot{\boldsymbol{u}}(t) + \boldsymbol{K}\boldsymbol{u}(t) = \boldsymbol{f}(\boldsymbol{u}, t)$$
(6)

ただし,

$$\boldsymbol{u}(t) = \begin{cases} \boldsymbol{u}_{V}(t) \\ \boldsymbol{u}_{R}(t) \end{cases}, \quad \boldsymbol{M} = \begin{bmatrix} \boldsymbol{M}_{V} & \boldsymbol{0} \\ \boldsymbol{0} & \boldsymbol{M}_{R} \end{bmatrix}$$
$$\boldsymbol{C} = \begin{bmatrix} \boldsymbol{C}_{V} & \boldsymbol{0} \\ \boldsymbol{0} & \boldsymbol{C}_{R} \end{bmatrix}, \quad \boldsymbol{K} = \begin{bmatrix} \boldsymbol{K}_{V} & \boldsymbol{0} \\ \boldsymbol{0} & \boldsymbol{K}_{R} \end{bmatrix}$$
(7)

$$\boldsymbol{f}(\boldsymbol{u},t) = \sum_{i=1}^{M} \sum_{j=1}^{4} \begin{cases} P_{dyn,j}^{(i)}(t) \boldsymbol{a}_{V,j}^{(i)} \\ P_{j}^{(i)}(t) \boldsymbol{a}_{R,j}^{(i)}(t) \end{cases}$$
(8)

ここで、以下の式で表す接触点ベクトル

$$\boldsymbol{a}_{j}^{(i)}(t) = \begin{cases} \boldsymbol{a}_{V,j}^{(i)} \\ \boldsymbol{a}_{R,j}^{(i)}(t) \end{cases}$$
(9)

を定義すると、f(u,t)は以下の式で表すことができる.





$$\boldsymbol{f}(\boldsymbol{u},t) = \sum_{i=1}^{M} \sum_{j=1}^{4} \left\{ P_{j}^{(i)}(t) \boldsymbol{a}_{j}^{(i)}(t) + P_{sta} \left\{ -\boldsymbol{a}_{V,j}^{(i)} \right\} \right\}$$

(10)

式(10)において、輪重 $P_j^{(l)}(t)$ は線形化されたヘルツの 接触ばね係数 $k_H$ を用いて表すと、

$$P_{j}^{(i)}(t) = k_{H} \Delta_{j}^{(i)}(t) = k_{H} \left( \Delta_{sta} - \boldsymbol{a}_{j}^{(i)}(t)^{T} \boldsymbol{u}(t) - r_{w,j}^{(i)}(t) \right)$$
(11)

により計算される.ただし、 $\Delta_{sta}$ は各車輪直下の静止状態での車輪・レール間の弾性変形量、 $r_{w,j}^{(i)}(t)$ は各車輪直下のレール表面凹凸(高低狂い)を表す.

# (3) 運動方程式の解法

式(6)の運動方程式を時刻歴で数値的に解くのに、本研究では陰解法であるHHT-a法<sup>III</sup>を用いる.また、時間 ステップ毎に連立一次方程式の解を求めるのには、反復 法のひとつである前処理付き共役勾配法<sup>ID</sup>を用いる.

# 3. 解析ケースおよびモデルの諸元

本研究では、橋台から約5mの土路盤区間を橋台裏区間と定義し、橋台裏区間のまくらぎ種別の違いが編成列 車走行時の軌道の動的応答に与える影響について調べる ものとする.なお、土路盤から無道床橋梁に向かって列 車が走行する橋台裏区間を進入側、無道床橋梁から土路



## 図-5 橋台裏区間のまくらぎ種別および配置間隔(進入側, 進出側とも同じ)

盤に向かって走行する橋台裏区間を進出側とし,進入 側・進出側における橋台裏区間の動的応答の差異につい ても調べるものとする.

# (1) 解析ケース

本研究での解析ケースを図-5に示す.

Case-1は橋台裏区間が合成まくらぎの場合であり,合成まくらぎ10本が0.5m間隔で配置されている.また,橋台裏区間外の土路盤区間のまくらぎはPCまくらぎとする.なお,橋台に隣接する合成まくらぎと橋台直上のまくらぎとの間隔は0.5mとする.Case-2は橋台裏区間も含めて土路盤区間全てがPCまくらぎの場合である.Csse-3は橋台裏区間が有道床弾性まくらぎ<sup>13</sup>(以下「弾性まくらぎ」という)であり,弾性まくらぎ9本が0.6m間隔で配置されている.また,橋台裏区間外の土路盤区間のまくらぎはPCまくらぎとする.

いずれの解析ケースにおいても無道床橋梁区間内のま くらぎ間隔は全て0.5mとする.また,橋桁の支点直上 にはまくらぎが必ず配置されているものとする.

#### (2) モデルの諸元等

# a) 車両モデルの諸元

車両については東海道新幹線の営業列車を想定した諸 元<sup>19</sup>を用いることとし、5両編成(編成長125m)の車両 が75m/s(270km/h)で走行するものとした.また、車体 間連結部のばね係数<sup>15</sup>は50kN/m、減衰係数は3.0kN・s/m (いずれも軌道片側分に相当)とした.

## b) 軌道モデルの諸元

軌道モデルに関する諸元を表-1に示す.

レールはJIS 60kgレール,土路盤区間の合成まくらぎ は幅240mm,厚さ150mm,長さ2,600mmの新幹線用並ま くらぎ,PCまくらぎは3Hまくらぎ,弾性まくらぎは4T 型の弾性まくらぎ<sup>13</sup>,無道床橋梁区間の橋まくらぎは4T 型の弾性まくらぎ<sup>13</sup>,無道床橋梁区間の橋まくらぎは橋 台直上・橋桁内とも幅240mm,厚さ200mm,長さ2,600 mmの新幹線用合成まくらぎの諸元とした.レールーま くらぎ間のばね定数については,動的荷重下にあること を考慮<sup>16</sup>して軌道パッドの静的ばね定数の2倍と仮定し た.なお,合成まくらぎではまくらぎ自体の圧縮変形に 相当するばね係数(木まくらぎの圧縮ばね係数<sup>17</sup>と同等 と仮定)も考慮した.また,無道床橋梁区間の橋桁内の まくらぎについては,列車通過時にまくらぎが4点曲げ の状態になるため,まくらぎー橋桁間のばね係数はまく らぎの曲げ変形によるたわみを考慮<sup>16</sup>した値を用いた.

バラスト層の諸元について、バラスト層の厚さは300 mmとし、またバラスト層ではまくらぎ下面作用力がま くらぎ下面から深さ150 mmまでは分散せず150 mm以深 では45度の角度で力が分散する<sup>19</sup>ものとし、深さ0~75 mmを第1層、75~150 mmを第2層、150~300 mmを第3層

	表-1	軌道モデルの諸元	(軌道片側)
--	-----	----------	--------

項目		単位	区間種別				
			土路盤			無道床橋梁	
			合成まくらぎ	PCまくらぎ	弾性まくらぎ	橋台直上	橋桁内
	質量	kg/m	60.8	$\leftarrow$	$\leftarrow$	$\leftarrow$	$\leftarrow$
	曲げ剛性	N·m <sup>2</sup>	6.34×10 <sup>6</sup>	$\leftarrow$	$\leftarrow$	$\leftarrow$	$\leftarrow$
し、コーナノとジョ	ばね定数	MN/m	125.1	120	100	125.1	125.1
レールーよくらさ间	減衰係数	kN•s⁄m	98	98	98	98	98
まくらぎ	質量	kg	35.1	159.5	141.0	46.8	46.8
まくらぎ-バラスト第1層間	ばね係数	MN/m	89.3	938.7	38.2	100	19.9
(まくらぎ-橋台・橋桁間)	減衰係数	kN•s/m	98	980	98	98	11.3
バラスト(第1層)	質量	kg	44.5	50.2	45.8	—	
バラフト第1屋 第3屋間	ばね係数	MN/m	416.0	469.3	428.7	—	_
八ノス下弗1僧一弗2僧间	減衰係数	kN·s/m	980	980	980	—	-
バラスト(第2層)	質量	kg	44.5	50.2	45.8	—	-
バラスト第2層-第3層間	ばね係数	MN/m	310.7	343.9	316.8	—	-
	減衰係数	kN·s/m	980	980	980	—	-
バラスト(第3層)	質量	kg	153.9	162.2	152.9	—	-
バラスト第3層-路盤間	ばね係数	MN/m	72.8	74.5	71.3	—	—
	減衰係数	kN•s⁄m	980	980	980	—	—
	支間長	m	_	_	_	—	25
	質量	kg/m	—	—	—	—	572.7
橋桁	断面2次	<b>172</b> 4					$1.605 \times 10^{-2}$
	モーメント	111	—				1.075-10
	反り量	mm	_	_	_	_	6.58
	減衰定数h	%					3.0
橋桁のレーリー減衰	係数α	-	_	_	_	_	2.07
	係数β	—	_	_	_	—	1.56×10 <sup>-4</sup>
まくらぎ-バラスト第1層間に隙間が生じ始める		mm	0.0072	0.0019**	0.045	—	_
変位(自重による沈下量)							
まくらぎ間隔		m	0.5	0.6	0.6	図-5参照	0.5

※合成並まくらぎと隣接するPCまくらぎは0.0018mm

として力の分散範囲に含まれるバラスト各層の質量およ びばね係数を求めた.この際,バラストの単位体積あた り質量<sup>20</sup>は 1,900 kg/m<sup>3</sup>,バラストのヤング率<sup>21</sup>は 100 MN/m<sup>2</sup>と仮定した.また,バラスト層の減衰係数につい ては既往の研究<sup>20</sup>を参考に設定した.なお,バラスト第 3層-路盤間のばね係数については,路盤表面の地盤反 力係数を考慮<sup>9</sup>して路盤表面の地盤反力係数*K*30値を110 MN/m<sup>3</sup>とした場合の値とした.

橋桁は東海道新幹線に敷設されている支間長25mの上 路プレートガーダー(主桁間隔2.0m)とし,質量およ び断面2次モーメントは図面に記載された値の1/2(軌道 片側分)とした.橋桁のレーリー減衰の係数αおよびβ は、固有値解析の結果から有効質量比の大きい順番に曲 げ1次モード(6.1Hz,有効質量比0.79)および曲げ3次 モード(55.0Hz,有効質量比0.09)を選択して求めた.

#### c) 軌道モデルの延長

軌道モデルの延長について、土路盤区間は進入側・進 出側とも橋台裏区間を含めてまくらぎ250本分(約150m) をモデル化した.また、無道床橋梁区間は支間長25mの 橋桁6連分(153.5m)をモデル化した.そのため、軌道 モデル全体としては延長約450mとなった.

## d) シミュレーション実行時のパラメータ

シミュレーションモデルが非線形であるため、シミュ

レーション実行時の時間増分は1/10,000秒と細かくした. また, HHT-α法の係数αは-0.25, yは0.75に設定した.

#### 4. 解析結果

本章では、シミュレーション結果のうち輪重変動およ びまくらぎ下面作用力について述べる.

#### (1) 輪重変動

各解析ケースの橋台裏付近における3号車1軸および2 軸の輪重変動を図-6に示す.

進入側については、いずれの解析ケースにおいても橋 台直上から無道床橋梁側では輪重がおよそ+5kNから-10 kNの間で変動する傾向が見られる.しかし、土路盤区 間内ではいずれの解析ケースについても輪重変動は±5 kN以内であり、大きな輪重変動は発生していない.

一方,進出側についてはいずれの解析ケースにおいて も橋台直上付近で輪重が増加した後,橋台から0.4m付 近の土路盤区間で輪重が約10kN減少し,その後±5kNの 範囲で輪重が変動しながら0kNに収束する傾向にある.

このように、橋台裏区間の進入側と進出側では輪重変 動の傾向に違いはあるものの、橋台裏区間のまくらぎ種



図-6 橋台裏付近の輪重変動(3号車1軸および2軸,増加側を正として作図)

別による輪重変動の大きさに顕著な違いは認めらない. なお、他の号車や台車における前軸・後軸の輪重変動も 3号車1軸および2軸と同じ傾向であった.

## (2) まくらぎ下面作用力

橋台裏付近の各まくらぎ位置におけるまくらぎ-バラ スト第1層間に発生するまくらぎ下面作用力(ばね力と 減衰力の合計値)の最大値を図-7に示す.なお、本節で はまくらぎ下面作用力は圧縮側を正として図示している.

進入側・進出側とも、橋台裏区間のまくらぎ下面作用 力はCase-2のPCまくらぎが他の2ケースと比較して大き い傾向にある.これは、PCまくらぎではまくらぎーバ ラスト第1層間のばね係数が大きいため列車荷重が分散 されにくい一方、Case-1の合成まくらぎおよびCase-3の 弾性まくらぎではまくらぎーバラスト第1層間のばね係 数が小さいため列車荷重が広範囲に分散されるためであ ると考えられる.また、Case-1ではまくらぎ間隔が他の ケースと比べて狭いことも影響していると考えられる.

Case-2の進入側では橋台から3本目のPCまくらぎにお いて、隣接するPCまくらぎよりも大きなまくらぎ下面 作用力が発生している(図-7(a)中の〇囲み).これは、 図-8(a)の時刻歴波形に示すように、1号車4軸が当該ま くらぎを通過後にまくらぎがアップリフトとなり、2号 車1軸が当該まくらぎを通過する直前にまくらぎがバラ ストに着地する際に発生した衝撃荷重によるものである. このような大きな衝撃荷重が発生する理由としては、 PCまくらぎの下面のコンクリートとバラスト表面が弾 性材等を介することなく接触するため、PCまくらぎー バラスト第1層間の減衰係数が合成まくらぎや弾性まく らぎと比較して大きいことが影響していると考えられる. なお、当該まくらぎに隣接するPCまくらぎのまくらぎ 下面作用力の最大値は輪軸がまくらぎ直上を通過する際



図-7 まくらぎ毎のまくらぎ下面作用力の最大値分布(圧縮側を正として作図)



図-8 まくらぎ下面作用力およびまくらぎーバラスト第1層間の相対変位の時刻歴波形(図-7の○囲みのまくらぎ.まくらぎ下面 作用力は圧縮側を正とし、相対変位は離れる方向を正として作図.自重による軌道の静的釣り合い状態時を0とする)

に発生しており、その値は図-8(a)に示す輪軸がまくらぎ 直上を通過する際とほぼ同じであった.

一方, Case-2の進出側では橋台から2本目のPCまくら ぎにおいて他のPCまくらぎよりも大きなまくらぎ下面 作用力が発生している(図-7(b)中の〇囲み). 当該ま くらぎの時刻歴波形である図-8(b)を見ると,進入側と 同様にアップリフトとなったまくらぎがバラストに着地 する際に衝撃荷重が発生しているものの輪軸通過時に生 ずるまくらぎ下面作用力よりも小さく,当該まくらぎを 輪軸が通過する際の輪重変動が大きいことによるもので ある(図-6(d)参照).

なお、Case-1の合成まくらぎやCase-3の弾性まくらぎ でも同様のアップリフトが生じるが、まくらぎーバラス ト第1層間のばね係数および減衰係数が小さいため衝撃 力が小さく、橋台裏区間におけるまくらぎ下面作用力の 最大値はすべて輪軸通過時に発生していた。

#### 5. まとめ

本研究では、無道床橋梁の橋桁をはりとしてモデル化 するとともに車両を編成車両モデルとした場合の車両/ 軌道の相互作用シミュレーションを実施し、橋台裏区間 のまくらぎ種別の違いが橋台裏区間の軌道の動的応答に 与える影響について分析した.その結果をまとめると以 下のとおりである.

- (1)輪重変動について、進入側の橋台裏区間においては 大きな輪重変動は発生していないが、進出側では橋 台直上付近で輪重が増加した後、橋台通過直後に輪 重が減少してその後増加する傾向となった.また、 この傾向はまくらぎ種別による顕著な違いは認めら れなかった.
- (2) まくらぎ下面作用力について、橋台裏区間がPCまく らぎの場合の最大値は合成まくらぎや弾性まくらぎ

と比較して大きい傾向にあった.また,進入側の橋 台裏区間では輪軸通過後に浮き上がったPCまくらぎ がバラストに着地する際の衝撃荷重によって大きな まくらぎ下面作用力が発生する一方,進出側の橋台 裏区間ではPCまくらぎ着地時の衝撃荷重よりも輪軸 通過時の輪重によって発生するまくらぎ下面作用力 のほうが大きい傾向にあった.

## 参考文献

- 古賀徹志,三浦重:レール支持ばね係数急変部における車両走行特性解析,鉄道技術研究所速報,No.A-87-212,1987.
- 2)名村明,松尾浩一郎,三浦重:支持弾性遷移区間の軌 道の挙動解析,鉄道総研報告,Vol.11,No.2,1997.
- 3) 鈴木貴洋,名村明,石田誠: 軌道構造変化箇所における輪重変動メカニズムの検討,土木学会第59回年次学術講演会,4-205, pp.49-50, 2004.
- 4) 桃谷尚嗣,高橋貴蔵,中村貴久,関根悦夫:構造物境 界部の路盤強化による軌道沈下抑制効果,日本鉄道施 設協会誌, Vol.46, No.2, 2008.
- 5) 相田真人, 紅露一寛, 阿部和久:まくらぎの浮きを考 慮した軌道振動・道床沈下連成解析, 土木学会鉄道工 学シンポジウム論文集, No.19, pp.127-134, 2015.
- 6)川崎祐征,三輪昌弘,吉村彰芳:編成車両と軌道の相 互作用に関する数値シミュレーションの高速化に関す る研究,第18回鉄道技術連合シンポジウム講演論文集, pp.227-230,2011.
- Kawasaki, Y., Miwa, M., Yoshimura, A. : Novel method for numerical simulation of vertical dynamic interaction between high-speed train composed of multiple vehicles and railway track, *Proc. of IAVSD'11*, CD-ROM, 2011.
- 8)川崎祐征,千田耕大:地盤特性が車両/軌道の動的相 互作用に与える影響,土木学会鉄道工学シンポジウム

論文集, No.19, pp.217-224, 2015.

- 9) 川崎祐征, 早野公敏, 辻本真:路盤剛性変化箇所にお ける軌道の動的応答に関する研究, 土木学会鉄道工学 シンポジウム論文集, No.20, pp.185-192, 2016.
- 10) 安田仁彦:モード解析と動的設計, pp.155-157, コロ ナ社, 1993.
- 11) 日本機械学会編:数値積分法の基礎と応用, pp.38-40, コロナ社, 2003.
- 12) 森正武:数值解析 第2版, pp.65-68, 共立出版, 2002.
- 三浦重,大石不二夫,横田敦,堀池高広:実用形有 道床弾性まくらぎの開発,鉄道総研報告, Vol4, No.5, 1990.
- 14) 川崎祐征:高速鉄道の土構造物区間におけるバラスト軌道の保守多投入箇所の成因の解明およびその対策に関する研究,横浜国立大学学位論文, p.31,2019.
- 15) 谷藤克也:鉄道車両の乗り心地管理と強制振動計算 法に関する研究,鉄道技術研究報告, No.1321, 1986.
- 16) 佐藤吉彦: 軌道高周波振動の理論解析,鉄道技術研 究報告, No.1013, 1976.
- 17) 佐藤吉彦, 梅原利之 編:線路工学, p.197, 日本鉄道施 設協会, 1987.
- 18) 長藤敬晴,阿部則次:合成まくらぎ15年の経験,鉄 道総研報告, Vol.11, No.2, 1997.
- 19) 鉄道総合技術研究所編:鉄道構造物等設計標準・同 解説軌道構造, p.289, 丸善, 2012.
- 20) 文献19), p.183.
- 21) 桃谷尚嗣,関根悦夫:疲労破壊を考慮した有道床軌 道用アスファルト路盤の設計方法,鉄道総研報告, Vol. 20, No. 12, 2006.
- 22) 石田誠, 三浦重, 河野昭子: 軌道動的応答モデルと その解析結果, 鉄道総研報告, Vol.11, No.2, 1997.

## (2020.4.3 受付)

# ANALYSIS OF TRAINSET-TRACK DYNAMIC INTERACTION IN THE BACK OF ABUTMENT SECTION OF THE OPEN STEEL GIRDER BRIDGE

# Yoshiyuki KAWASAKI, Ryota HONDO and Yoshihiko TODA

In this study, the vehicle/track dynamic interaction simulation was carried out when the open steel girder bridge was modeled as a beam and the vehicle model was modeled as a trainset, and the effect of different sleeper types on the dynamic response of the track in the abutment section was analyzed. As a result, no significant difference in the wheel load variation between sleeper types in the abutment section was found. However, the maximum value of the pressure on lower face of the pre-stressed concrete sleeper in the abutment section tended to be larger than that of the FFU synthetic sleeper and the concrete sleeper with sleeper pad. In addition, in the abutment section of the approaching side, a large pressure on sleeper bottom plane was generated by the impact load when the concrete sleeper lifted up by passing train lands on the ballast. On the other hand, in the abutment section of the leaving side, a pressure on lower face which is generated by the wheel load tended to be larger than the impact load.