

# 論文 線路直角方向にすべり支承を用いた高架橋の地震時列車走行性解析

曾我部正道\*1・青木一二三\*2・涌井一\*3

**要旨:**「おぼれ谷」のような軟弱地盤において、地震時の列車走行性を確保する構造形式としてすべり支承を用いた高架橋が提案されている。本研究では、当該高架橋に対して車両と構造物の動的相互作用解析を考慮した数値解析を実施し、変位制限標準に示されている L1 地震動に対する要求性能を満足していること、車輪の上昇量がフランジ高さを超えるのは、基盤面の入力最大加速度が  $2\sim 4\text{m/s}^2$  以上、高架橋の最大相対応答変位が  $0.4\text{m}$  以上となる場合であることなどを明らかにした。

**キーワード:** 地震時列車走行性, すべり支承, 動的相互作用解析, おぼれ谷

## 1. はじめに

腐植土層が厚く堆積した「おぼれ谷」のような軟弱地盤では、鉄道構造物等設計標準・同解説(変位制限)(以下、変位標準と略す)<sup>1)</sup>に定められた地震時の高架橋の不同変位(水平角折れ)の照査を満足することが一般に困難となる。

図-1に12径間連続桁式高架橋の概念図を示す。こうした地形において、列車走行性から定まる振動変位及び不同変位に関する検討を満足するために、図のような構造形式が提案された。本構造形式では、桁は、12径間連続RCホロー断面で、連続化により地震時の水平角折れの低減を図っている。また、桁を線路直角方向にすべり支承で支持し、地盤及び橋脚の位相差により発生する水平角折れを防ぐ構造となっている。各中間橋脚は、すべり支承によって桁の慣性力の伝達が低減されるため、比較的にスレンダーな構造寸法となっている。すべり支承の摩擦力を越

える地震時の線路直角方向の慣性力は、A1, A2の両橋台で受け持たれる。

このような特殊な構造形式の場合、変位標準に示された、設計振動単位ごとの振動変位や不同変位に関する照査方法等を適用することはできない。また過去に同種構造形式の列車走行性の検討事例もなく、自由度の大きな非線形動的相互作用問題であるため、どのような挙動を示すかを単純に推定することは困難であった。

そこで本研究では、車両と構造物の全体をモデル化し、両者の動的相互作用の影響を考慮した数値解析を行い、その地震時の列車走行性に関する基本性状を明らかにすることを研究の目的とした。

## 2. 解析手法

### 2.1 高架橋の力学モデル

図-2に高架橋の力学モデルを示す。表-2及び

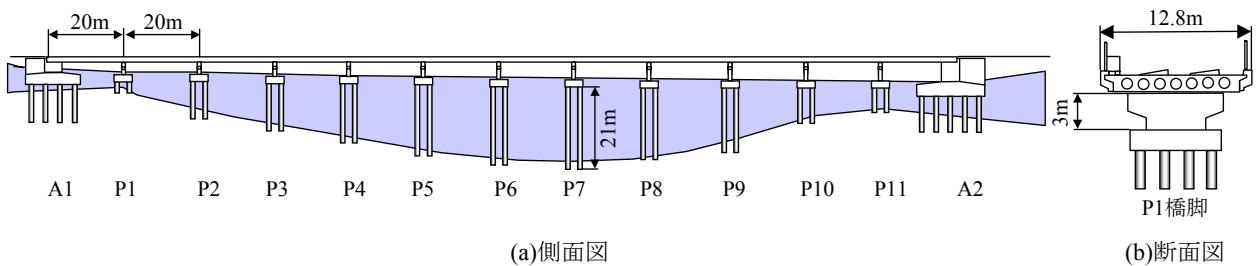


図-1 12 径間連続桁式高架橋の概念図

\*1 (財)鉄道総合技術研究所 鉄道力学研究部 主任研究員 博(工) (正会員)  
 \*2 (株)レールウェイエンジニアリング 技術部長  
 \*3 (財)鉄道総合技術研究所 鉄道力学研究部 主管研究員 博(工) (正会員)

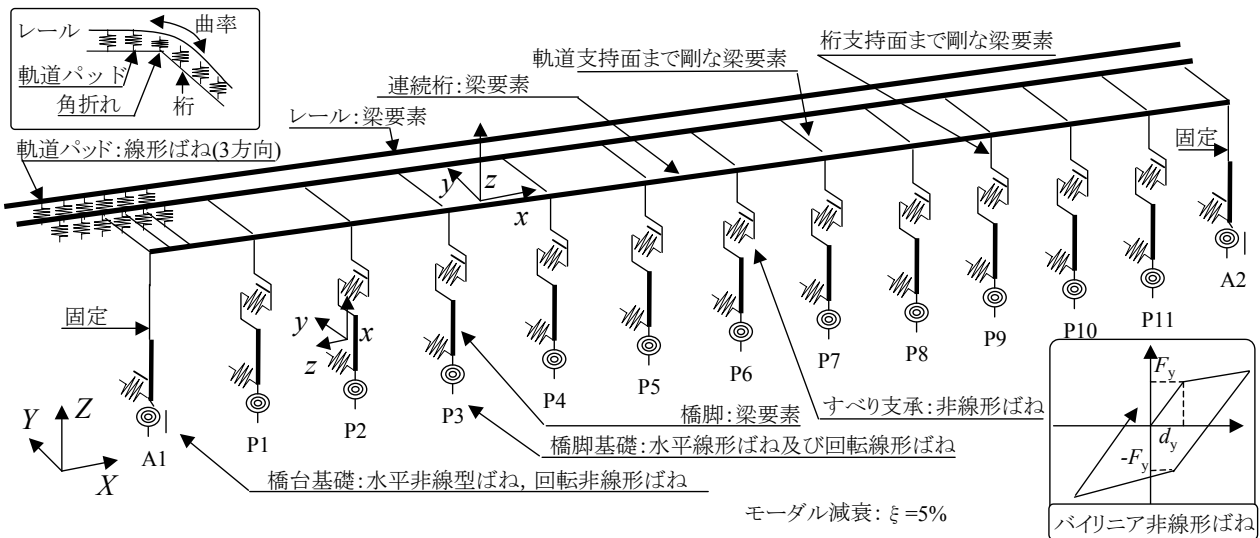


図-2 高架橋の力学モデル

表-2 主な構造諸元(梁要素)

種類	ヤング係数 (kN/m <sup>2</sup> )	断面積 (m <sup>2</sup> )	質量密度 (t/m <sup>3</sup> )	ねじり定数 (m <sup>4</sup> )	断面二次モーメントI <sub>y</sub> (m <sup>4</sup> )	断面二次モーメントI <sub>z</sub> (m <sup>4</sup> )
レール(60kg/m)	2.1E+008	7.750E-003	7.850	2.350E-007	3.090E-005	5.119E-006
連続桁	2.5E+007	8.280	4.849	3.819	10000.000	88.605
橋台く体	2.5E+007	54.000	2.500	274.060	91.125	648.000
橋脚く体	2.5E+007	5.000	2.500	1.460	0.417	10.417

注) 連続桁の単位重量は付加死荷重を含む

表-3 主な構造諸元(ばね要素)

種類	水平ばね (kN/m)	第2勾配 (kN/m)	勾配変化点		回転ばね (kN*m/rad)	履歴モデル
			力 (kN)	変位 (m)		
すべり支承	3061	300	794	0.259	—	バイリニア
橋台 A01	379500	15970	14280	0.038	15780000	バイリニア
橋脚 P01	51200	—	—	—	1672000	—
橋脚 P06	8457	—	—	—	1254000	—
橋脚 P11	28100	—	—	—	1321000	—
橋台 A02	250900	17440	15050	0.060	20580000	バイリニア

表-3 に主な構造諸元を示す。力学モデルにおける総節点数は 1770、総要素数は 2480 となった。

列車走行性は、車輪の走行面、即ちレールの曲率の影響を受ける。本研究では、桁端部のレールの変形挙動を表現できるように、軌道構造についても梁及びばね要素でモデル化した。

RC 連続桁、橋脚、橋台は全て梁要素でモデル化した。これらの剛性は何れも線形とした。

図-3 にすべり支承の詳細図を示す。中間橋脚位置のすべり支承については、図-2 に示す履歴特性を持つバイリニア型の非線形ばねによりモデル化した。連続桁は、両端橋台位置において水平方向に両端固定とした。

中間橋脚及び橋台下端の支持状態は、水平ば

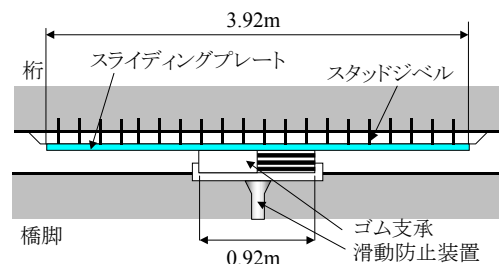


図-3 すべり支承詳細図

ね及び回転ばねによりモデル化した。これらのばね値は、別途、鉄道構造物等設計標準・同解説(耐震設計)<sup>2)</sup>に基づき行われた設計における静的非線形解析により定めた。両端で線路直角方向の慣性力を受け持つ橋台の基礎は、水平ばね、回転ばねとも非線形挙動を示すため、図-2 に示す履歴特性を持つバイリニア型の非線形ばねでモデル化した。

## 2.2 車両の力学モデル

図-4 に車両の力学モデルを示す。車両の力学モデルには、三次元の1車両モデル(31自由度)を用いた。実車では、各構成要素間に著大な相対変位抑制のためのストッパが設けられているため、モデル化においては、各ばねはバイリニア形の非線形ばねとした。車両諸元は、定員乗車時に軸重110kNとなる車両を仮定した。列車は8両編成(32軸)とした。なお、車両モデルの妥当性については、実物大車両模型を用いた振動台実験により検証が行なわれている<sup>3)</sup>。

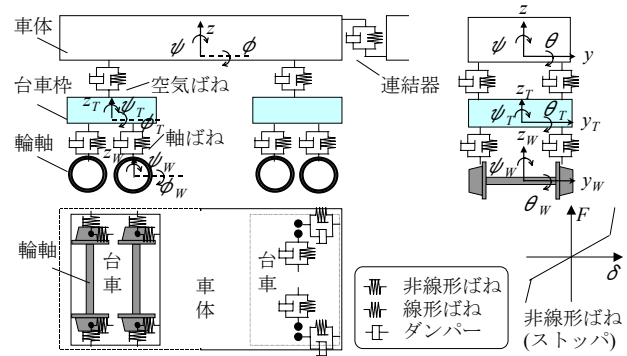


図-4 車両の力学モデル

## 2.3 車輪とレール間の力学モデル

図-5 および図-6 に車輪とレール間の力学モデルを示す。本研究では、車輪を一定勾配の円錐踏面と鉛直フランジで表した鉛直フランジモデルでモデル化した。鉛直方向には Hertz の接触ばねを、水平方向には線形クリープ則とレール小返りばねを用いて、車輪とレール間の相互作用力を算出した<sup>4)</sup>。

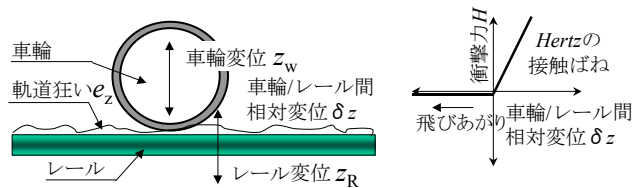


図-5 車輪とレール間の鉛直方向の力学モデル

## 2.4 数値解析法

効率的な数値解析を行うために、車両及び構造物に関する運動方程式をモーダル変換する。得られたモーダル座標系上での運動方程式を、Newmark の平均加速度法により解く。ただし、運動方程式が非線形であるため、不釣合力が十分小さくなるまで  $\Delta t$  内において反復計算を行う。

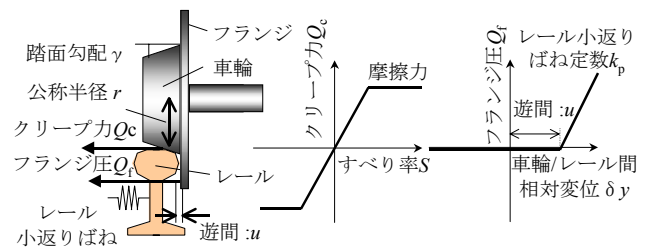


図-6 車輪とレール間の水平方向の力学モデル

## 2.5 解析ケース

表-4 に解析ケース一覧を示す。入力地震動には、鉄道構造物等設計標準・同解説(耐震設計)<sup>2)</sup> の L1 地震動 G1 地盤用(基盤)地震動に基づき設定し全橋脚下端に同位相で入力した地震動 A(設計における検討波), L1 地震動 G5 地盤用(軟弱地盤)に基づき設定し全橋脚下端に同位相で入力した地震動 B, L2 地震動スペクトル 2 の基盤波を用いて別途地盤の二次元応答解析を行ない、その結果を各橋脚下端に多点入力した地震動 C を用いた。なお、振幅の拡大、縮小については線形倍とした。

解析に用いた地震動は、線形及び非線形動的

表-4 解析ケース一覧

パラメータ	設定	
地震動	A	L1G1 各橋脚下端同位相加振
	B	L1G5 各橋脚下端同位相加振
	C	L2Sp2 地盤応答解析結果 各橋脚下端多点入力
地震動の振幅	5 段階	線形に漸増载荷
列車速度	260, 300	等速走行(km/h)
列車走行位置	TP1	地震動の前半に設定
	TP2	地震動の後半に設定

解析で 1 波でも精度の良い適切な解が得られるように、応答スペクトルの調整がなされており、また L2 については位相特性についても調整がなされている。ただし、地震時列車走行性解析においてこの地震動の特性を十分に生かすためには、列車走行位置や列車速度を変化させて検討を行なう必要がある。

図-7 に各地震動と列車走行位置の関係を示す。列車走行位置については、TP1 は地震動の

前半部分において、1-8号車が高架橋上の各地点を通過するように設定した。TP2 は同じく地震動の後半部分に対して設定した。

## 2.6 評価方法

図-8 に列車走行性の評価方法に関する概念図を示す。解析結果に対する評価指標は、車輪上昇量 $\Delta z$ で行い、その目安値は、車輪フランジ高さを参考に 30mm とした。この目安値は、変位標準の根拠となっている、車輪の水平移動量 70mm(車輪がレールに乗りあがった後、更に 70mm 水平に移動する)と異なるが、特殊構造であるため安全側の判断としてより厳しい値で検討を行った。車輪とレールが接触している場合には、輪重減少率(輪重の減少量/静止輪重)を用いて評価した。

## 3. 解析結果

### 3.1 振動モード

連続桁の振動モードは、水平曲げ1次 0.33Hz、2次 0.78Hz であった。水平方向の振動モードは、240m スパンの単純桁に近い振動性状を示した。

### 3.2 時刻歴波形

図-9 に地震動C、基盤面入力加速度  $4.5\text{m/s}^2$ 、列車速度 260km/h、列車走行位置 TP1 における時刻歴波形を示す。

図-9(a)~(c)より、連続桁端部の橋台では、連続桁と橋脚天端の間に相対変位は生じていない。また高架橋中央部では、連続桁と橋脚天端にすべりに伴う相対変位が生じていることが分かる。高架橋中央部において、地盤と橋脚天端の相対変位はほとんどみられない。

図-9(d)~(f)より、連続桁の最大加速度は、高架橋中央部で生じていること、また最大加速度は、入力加速度が最大となる 1.9 秒よりやや遅れて 2.2 秒で生じていることが分かる。図-9(b),(e)より、連続桁は、その固有振動よりも地震動による振動が卓越していることが分かる。

図-9(g)~(j)より、高架橋中央付近のすべり支承で連続桁と橋脚天端との間にすべりが生じていることが分かる。P3~P9 橋脚ですべりが生

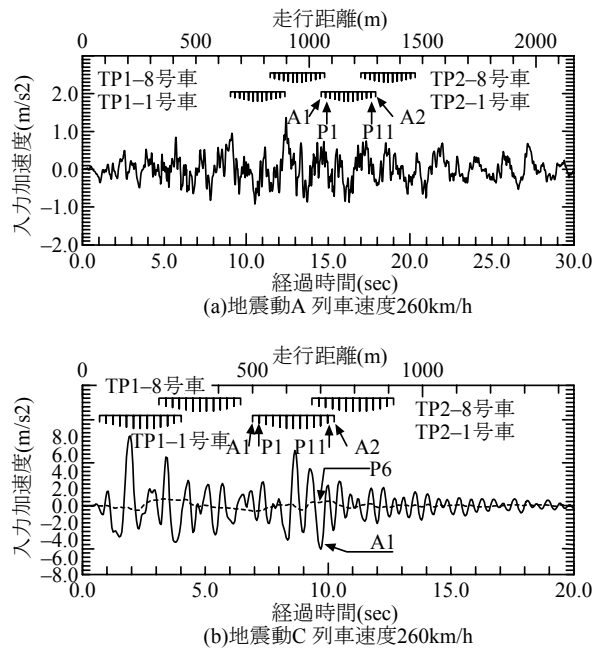


図-7 地震動と列車走行位置

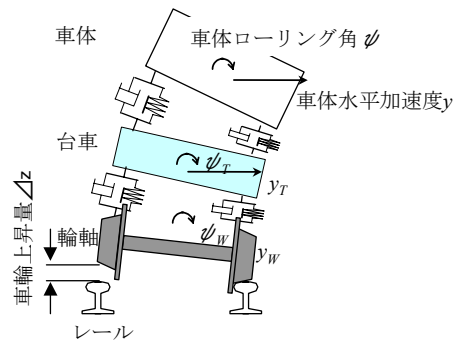


図-8 評価方法に関する概念図

じており、最大すべり量は 0.4m であった。

図-9(k)~(m)より、車輪上昇は、入力地震動が最大となる時刻ではなく、高架橋中央部を通過する際に生じていることが分かる。車輪上昇量は高架橋中央部を通過する際の連続桁の変形状況に依存すると考えてよいであろう。なお、他の解析ケースの場合も同様の傾向であった。

図-9(o)~(q)より、車体の水平加速度、ロール角についても車輪上昇量と同様に、地震動最大となる時刻ではなく、高架橋中央部を通過する際に生じていることが分かる。

### 3.3 列車走行性の評価

図-10 に地震動が列車走行性に及ぼす影響を示す。桁の最大応答変位は、基盤面の入力加速度の増加とともに増加傾向にあり、車輪の上昇

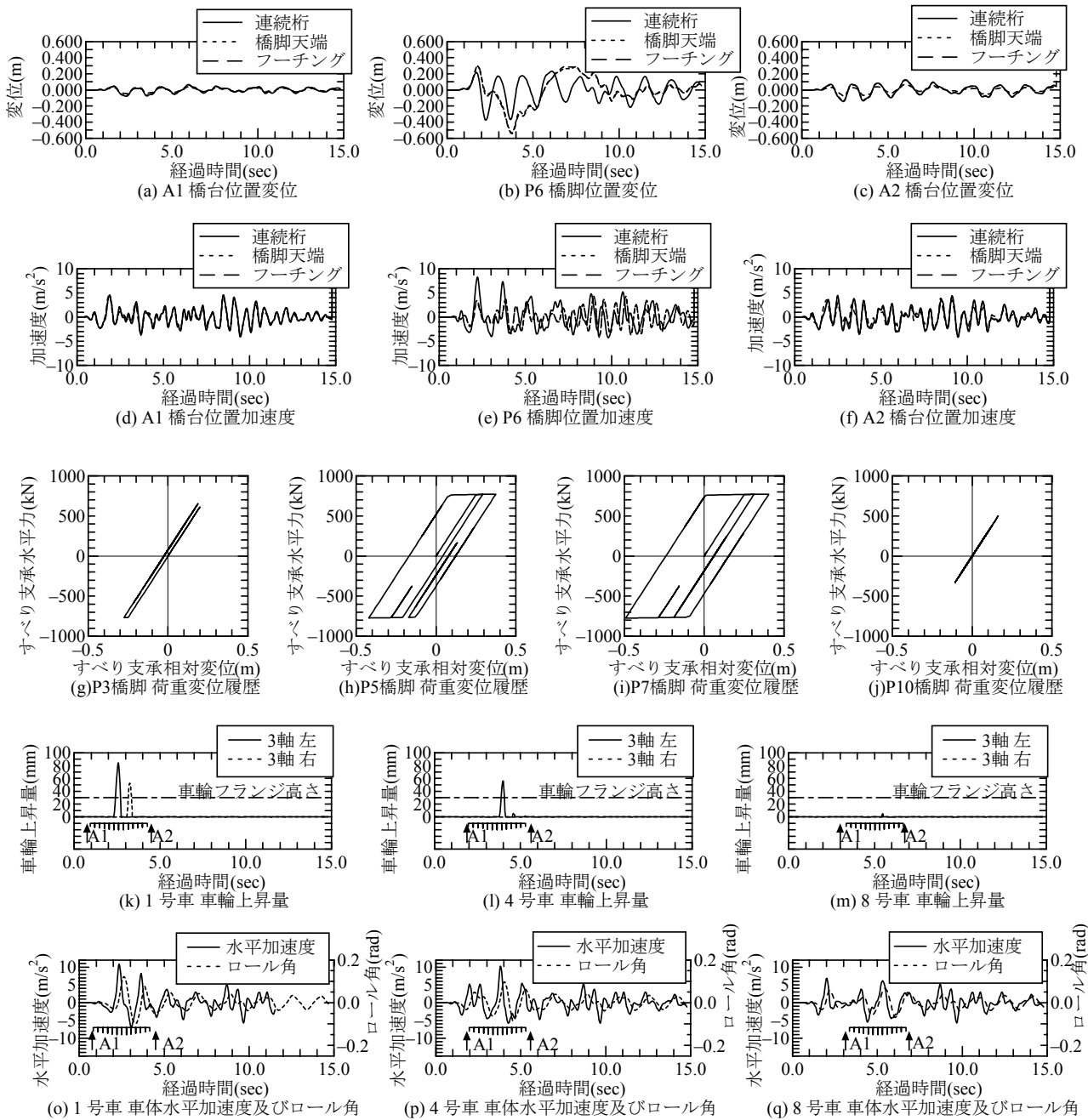
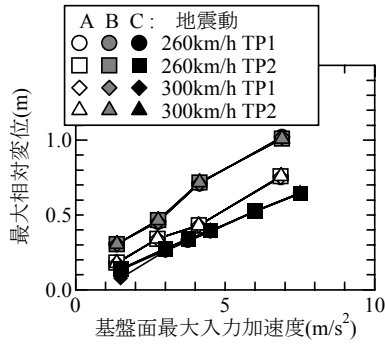


図-9 地震動 C, 基盤面入力加速度  $4.5\text{m/s}^2$ , 列車速度  $260\text{km/h}$ , 列車走行位置 TP1 の時刻歴波形

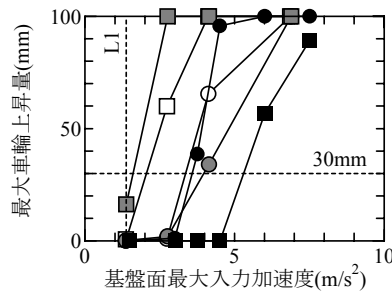
量もこれに影響して増加していることが分かる。全橋脚下端に同位相で入力した A, B の地震動の解析結果が最も厳しくなる傾向にあるが、変位標準で要求される L1 地震動に対する列車走行性については満足している。地盤の非線形応答解析を行ない、その結果を多点入力した C に対する桁の相対応答変位が最も小さく、列車走行性もよい結果となった。地震動が異なるため、一概には言えないが、多点入力により共振増幅が分散されたことも一因として考えられる。これ

らの結果から、車輪の上昇量が車輪のフランジ高さを超えるのは基盤面最大入力加速度が  $2\sim 4\text{m/s}^2$  程度であると推定される<sup>5),6)</sup>。また、その場合の桁の最大相対応答変位は、何れも  $0.4\text{m}$  前後となっている。

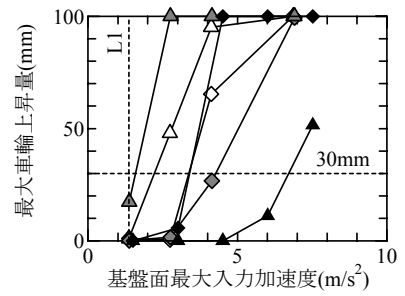
図-11 に列車速度及び列車走行位置が列車走行性に及ぼす影響を示す。図から解析したパラメータの範囲では列車速度の影響は、地震動 C を除けばそれほど大きくないこと、むしろ列車走行位置の方が影響が大きいことなどが分かる。



(a) 桁の最大相対応答変位

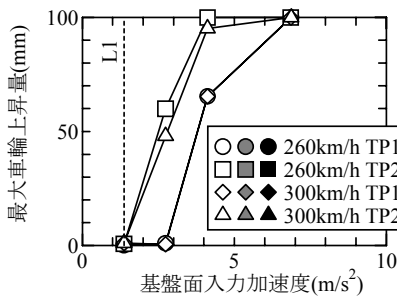


(b) 最大車輪上昇量(速度 260km/h)

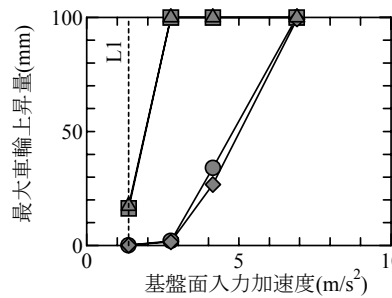


(c) 最大車輪上昇量(速度 300km/h)

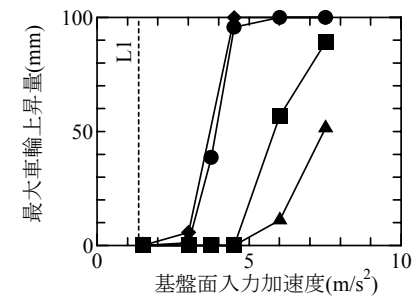
図-10 地震動が列車走行性に及ぼす影響



(a) 地震動 A



(b) 地震動 B



(c) 地震動 C

図-11 列車速度及び列車走行位置が列車走行性に及ぼす影響

支援機構からの委託研究として実施された。

#### 4. 結論

すべり支承を用いた 12 径間連続桁式高架橋について車両と構造物の動的相互作用を考慮した数値解析を行ない、地震時列車走行性の基本性状を明らかにした。本検討で得られた知見を以下に示す。

- (1) 変位標準で要求される L1 地震動に対する列車走行性については満足している。
- (2) 車輪の上昇は高架橋の中央付近で発生する傾向にある。
- (3) 車輪の上昇量が車輪のフランジ高さを超えるのは基盤面入力加速度が  $2\sim 4\text{m/s}^2$  程度であると推定される。その場合の桁の最大相対応答変位は、何れも 0.4m 前後となっている。
- (4) 列車速度が 260km/h と 300km/h とでは列車走行性に及ぼす影響は少ない。列車の走行位置は列車の走行性に影響を及ぼす。

本研究の一部は、(独)鉄道建設・運輸施設整備

#### 参考文献

- 1) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説－変位制限，丸善，2006.
- 2) 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，1999.
- 3) 宮本岳史ほか：大変位軌道振動による実物大鉄道車両の加振実験，日本機械学会論文集(C編)，Vol. 72, No.706, pp.1849-1855, 2005.
- 4) 涌井一ほか：鉄道車両と線路構造物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.
- 5) 曾我部正道ほか：地震時振動変位の影響を考慮した構造物不同変位の照査法，鉄道総研報告，Vol. 20, No.5, pp.5-10, 2006.
- 6) 曾我部正道ほか：高橋脚・長スパン鉄道橋梁の地震時列車走行性とその改善方法，鉄道総研報告，Vol. 20, No.11, pp.47-52, 2006.