

# 論文 列車荷重のモデル化が構造物の地震時動的応答に及ぼす影響

徳永 宗正<sup>\*1</sup>・曾我部 正道<sup>\*2</sup>・浅沼 潔<sup>\*3</sup>

**要旨：** 鉄道構造物の耐震設計では地震時の列車質量は固定荷重として扱われ、その動的挙動は考慮されないのが一般的である。実際の走行列車では、列車／構造物間で動的相互作用が発生しており、その載荷継続時間は数秒程度で常時列車荷重が作用するわけではない。本論文では、走行列車が構造物の地震時動的応答に及ぼす影響を明かにすることを目的に数値シミュレーションを行い、車輪／レール間の動的相互作用の影響により、構造物の地震時応答が最大で 50%程度小さくなる場合があることを示した。また、構造物の等価固有周期、構造物の単位長さ重量が小さいほど、その影響が顕著になることを示した。

**キーワード：** 鉄道高架橋, 列車荷重, 動的相互作用, 応答変位, 耐震設計, 等価固有周期, 衝撃力

## 1. はじめに

鉄筋コンクリートをはじめとする鉄道構造物の耐震設計<sup>1)</sup>における列車荷重の取り扱い、鉛直方向の荷重計算と水平方向の地震慣性力計算とに大別される。前者は、地震動が偶発荷重であるため、その組み合わせは、列車荷重の通常の使用状態を想定して定めている。具体的には、定員乗車（貨車の場合は満載の70%程度）の列車荷重を用い、列車の頻度に応じて載荷線数を定め、等分布荷重として載荷する。後者も同様の考え方であるが、地震慣性力には上限が設けられている点が異なる。線路方向には、車輪とレールの粘着係数が0.2程度であることから0.2gの上限値が、線路直角方向には、車両には動的制震効果があること、車両と構造物とは必ずしも同位相では応答しないことを想定して0.3gの上限値がそれぞれ設けられている。いずれの場合も、耐震設計において列車荷重は常時載荷される固定荷重として扱われるのが一般的である。

近年、各種脱線防止対策が行われるようになったこと、実際の車両の動的な挙動において、列車／軌道間に過酷な衝撃力が発生すること等が議論されるようになってきており<sup>2)</sup>、地震時には列車／構造物間に複雑な動的相互作用が発生することが予想される。また、走行列車の場合、固定荷重とは異なり、慣性力が構造物に影響を及ぼす継続時間は数秒程度である。更には、鋼橋の様に単位長さ重量が小さい構造物は、振動エネルギーが小さいことから、動的相互作用により構造物の振動が変化しやすいうえに、列車荷重が載荷されている状態とされていない状態での固有振動数の変化が顕著となり、載荷継続時間の影響が無視できない可能性がある。

以上のような背景から本論文は、列車荷重のモデル

化が構造物の地震時動的応答に及ぼす影響を明かにすることを目的に、数値解析によるシミュレーションを行った。具体的には、1) 列車荷重を固定荷重とした構造物が1質点系のモデル（以下、「固定1質点系モデル」という。）と列車／構造物間の動的相互作用を考慮した構造物が1質点系のモデル（以下、「相互作用1質点系モデル」という。）の比較により、列車／構造物間の動的相互作用の影響を検討した。また、2) 相互作用1質点系モデルと動的相互作用を考慮した構造物が多質点系のモデル（以下、「相互作用多質点系モデル」という。）の比較により、走行列車荷重の載荷継続時間の影響を調査した。さらに、3) それら動的相互作用、載荷継続時間に、構造物の非線形特性、構造物の単位長さ重量、入力地震波のパラメータが及ぼす影響を検討した。

## 2. 解析手法

本研究では、車輪の脱線後挙動を解析できる研究用プログラムとして新幹線車両と鉄道構造物との動的相互作用解析プログラム DIASTARS III を用いた<sup>3)</sup>。以下にその概要を述べる。

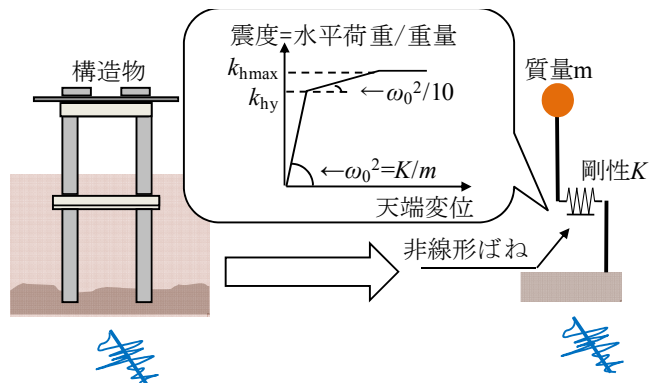
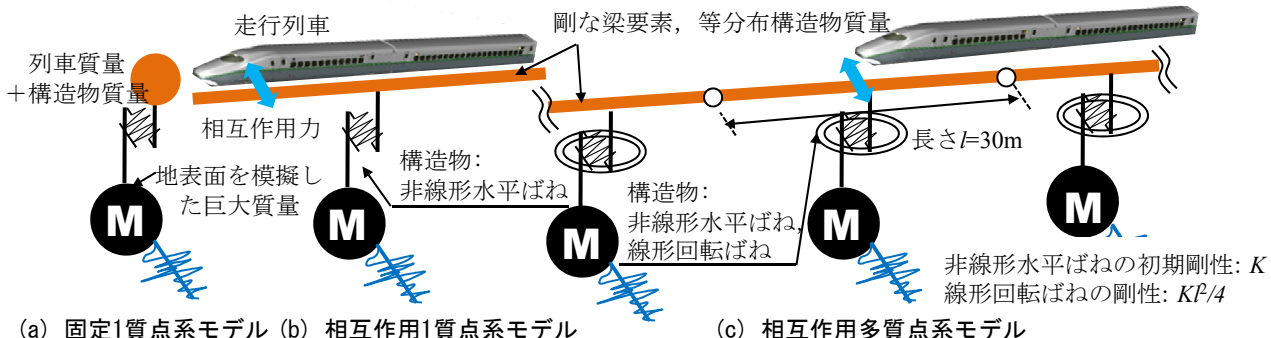


図-1 1自由度系構造物の非線形特性モデル化

\*1 (財) 鉄道総合技術研究所 構造力学 研究員 工修 (正会員)

\*2 (財) 鉄道総合技術研究所 構造力学 主任研究員 博(工) (正会員)

\*3 (財) 鉄道総合技術研究所 構造力学 室長 (正会員)



(a) 固定1質点系モデル (b) 相互作用1質点系モデル (c) 相互作用多質点系モデル

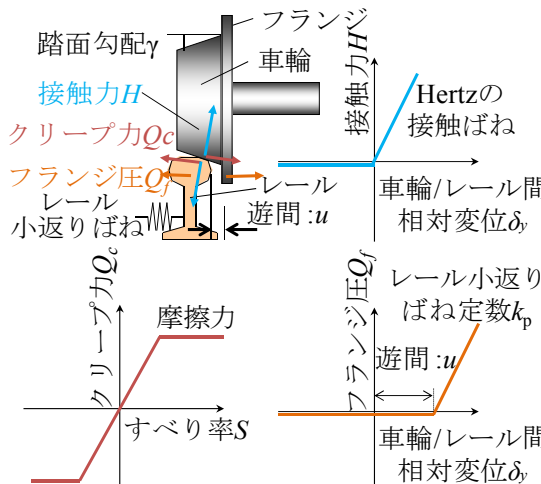


図-3 車輪/レール間の力学モデル

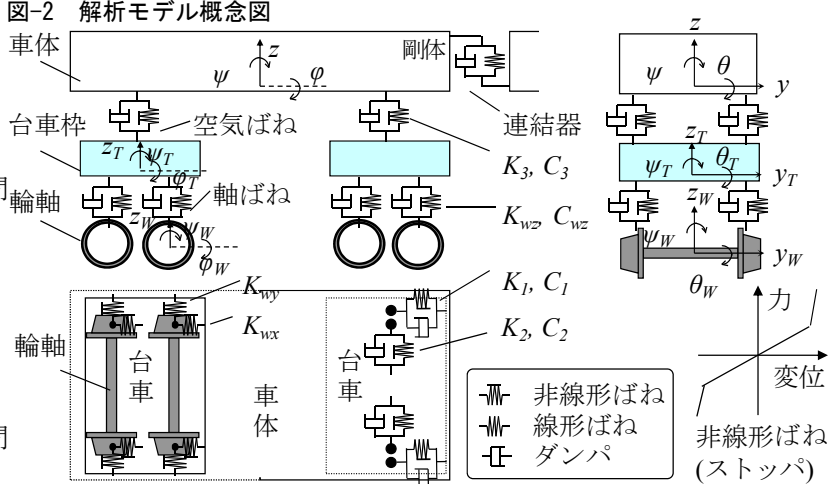


図-4 車両の力学モデル

2.1 構造物の力学モデル

図-1 に構造物を 1 自由度系でモデル化する際に用いたトリリニア型の非線形復元力特性を示す。一般的な鉄道橋脚や高架橋は比較的単純な構造であり、その動的挙動は 1 自由度系モデルで表現できることが多い。骨格曲線は、降伏震度  $k_{hy}$ , 最大震度  $k_{hmax}$ , 等価固有周期  $T_{eq}$  をパラメータとして設定し、2 次勾配を 1 次勾配の 1/10, 3 次勾配を微小とした。履歴特性は標準型、ばねの減衰比は 5% で一定とした。

図-2 に、解析モデル概念図を示す。解析モデルは、固定 1 質点系モデル、相互作用 1 質点系モデル、相互作用多質点系モデルの 3 通りとした。固定 1 質点系モデルは、減衰や復元力特性等の条件を除けば鉄道構造物等設計標準・同解説(耐震設計) (以下、「耐震標準」) <sup>1)</sup> で規定されている非線形スペクトル法で用いられているモデルに一致し、列車荷重は固定荷重としてモデル化されている。相互作用 1 質点系モデルは、1 つの非線形ばねでモデル化した長大な構造物を想定しており、列車荷重は相互作用力を介して、地震動継続時間中 1 つの非線形ばねが負担する。相互作用多質点系モデルは、列車荷重は相互作用力を介して走行列車下の複数の非線形ばねが負担する。また、多質点系モデルは、実在線区ではなく、1 構造物 30m のモデルが 50 個連続する仮定線区とし、地震動継続時間において列車が走行するのに十分な距離をモデル化した。また、新幹線構造物に多い張出式

ラーメン高架橋を想定していることから上層には剛な梁要素を配置、構造物端は自由端とし構造物間でレールを介してのみ相互作用を及ぼすモデル <sup>3)</sup> とした。固定 1 質点系モデル、相互作用 1 質点系モデルでは、構造物の橋軸直角方向の変形以外を固定した。

2.2 車輪/レール間の力学モデル

図-3 に車輪/レール間の力学モデルを示す。脱線前の車輪/レール間の相互作用力を、両者の鉛直方向相対変位及び水平方向相対変位を用いて算定した。具体的には、両者の接触面の法線方向には Hertz の接触ばねを、接線方向にはクリープ力をそれぞれ考慮した <sup>3)</sup>。車輪フランジとレールが接触した場合にはレール小返りばね定数を用いてフランジ接触力を評価した。接触点と接触角は、車輪およびレールの水平方向相対変位と車輪およびレールの幾何学形状にもとづき定めた接触関数から求めた <sup>3)</sup>。なお、列車の脱線、逸脱は考慮せず、地震時においても車輪/レール間で相互作用を保ったまま走行するものとした。また、車輪/レール間の接触による減衰は考慮していない。

2.3 車両の力学モデル

図-4 に車両の力学モデルを示す。車両の力学モデルは、従来と同様に、車体、台車枠、輪軸の各構成要素を剛体と仮定し、これら剛体をばね、ダンパで結合した三次元モデルを用いた。1 車両当たりの自由度は 31 である。実車では、各構成要素間に著大な相対変位を抑制で

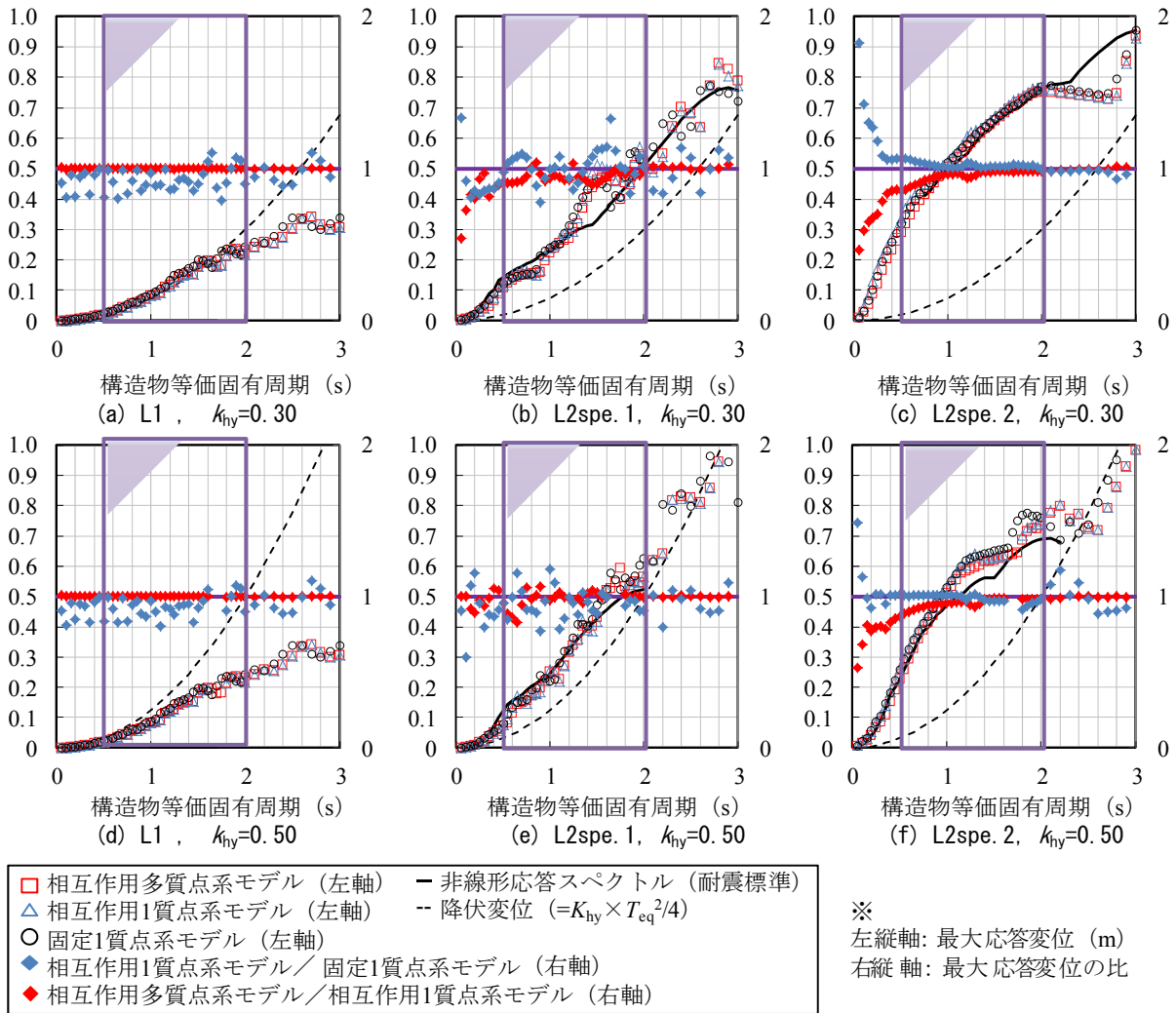


図-5 最大応答変位 ( $w_s=350\text{kN/m}$ )

きるストッパが設けられている。これら表現するため、ばねはバイリニア形の非線形ばねとした。なお力学モデルの妥当性については、実物大車両模型を用いた検証実験が既に実施されている<sup>4)</sup>。この車両モデルを8両連結してモデル化した。列車速度は300km/hとした。車両諸元は近年の高速新幹線車両を参考に設定し、0.8Hzの下心ロールと1.3Hzの上心ロールの固有振動モードを有する。

## 2.4 数値解析法

車両及び構造物に関する運動方程式を連立して解くことにより、複数の車両からなる長大な列車と構造物との動的な連成解析を行った。効率的な数値解析を行うために、車両及び構造物の運動方程式をモーダル変換する。得られる車両及び構造物の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時間増分 $\Delta t$ 単位に解いていく。ただし、運動方程式が非線形であることから、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った。この際、数値解析速度を向上させるために、時間増分 $\Delta t$ 内における収束回数をモニ

ターし、 $\Delta t$ の大きさをプログラム内で自動的に調整する手法を用いた。解析に用いた $\Delta t$ は、0.0001秒を標準とした。

## 2.5 解析パラメータ

本論文で用いたパラメータは列車質量のモデル化法、構造物の非線形特性、構造物の単位長さ重量、入力地震動である。以下に具体的な値を示す。

### (1) 列車質量のモデル化法

2.1で示す固定1質点系モデル、相互作用1質点系モデル、相互作用多質点系モデルの3通りとした。

### (2) 構造物の非線形特性

構造物の非線形特性をして、降伏震度 $k_{hy}$ 、等価固有周期 $T_{eq}$ をパラメータとした。(降伏震度 $k_{hy}$ 、最大震度 $k_{hmax}$ )は(0.3,0.5)、(0.5,0.7)の2通り、等価固有周期 $T_{eq}$ は0.1s~2.0sの領域を0.05s刻みとした40通りと、2.0s~3.0sの領域を0.10s刻みとした10通りとし、2×50の計100通りとした。

### (3) 列車の単位長さ重量

列車の単位長さ重量は、定員乗車を仮定し35kN/mに

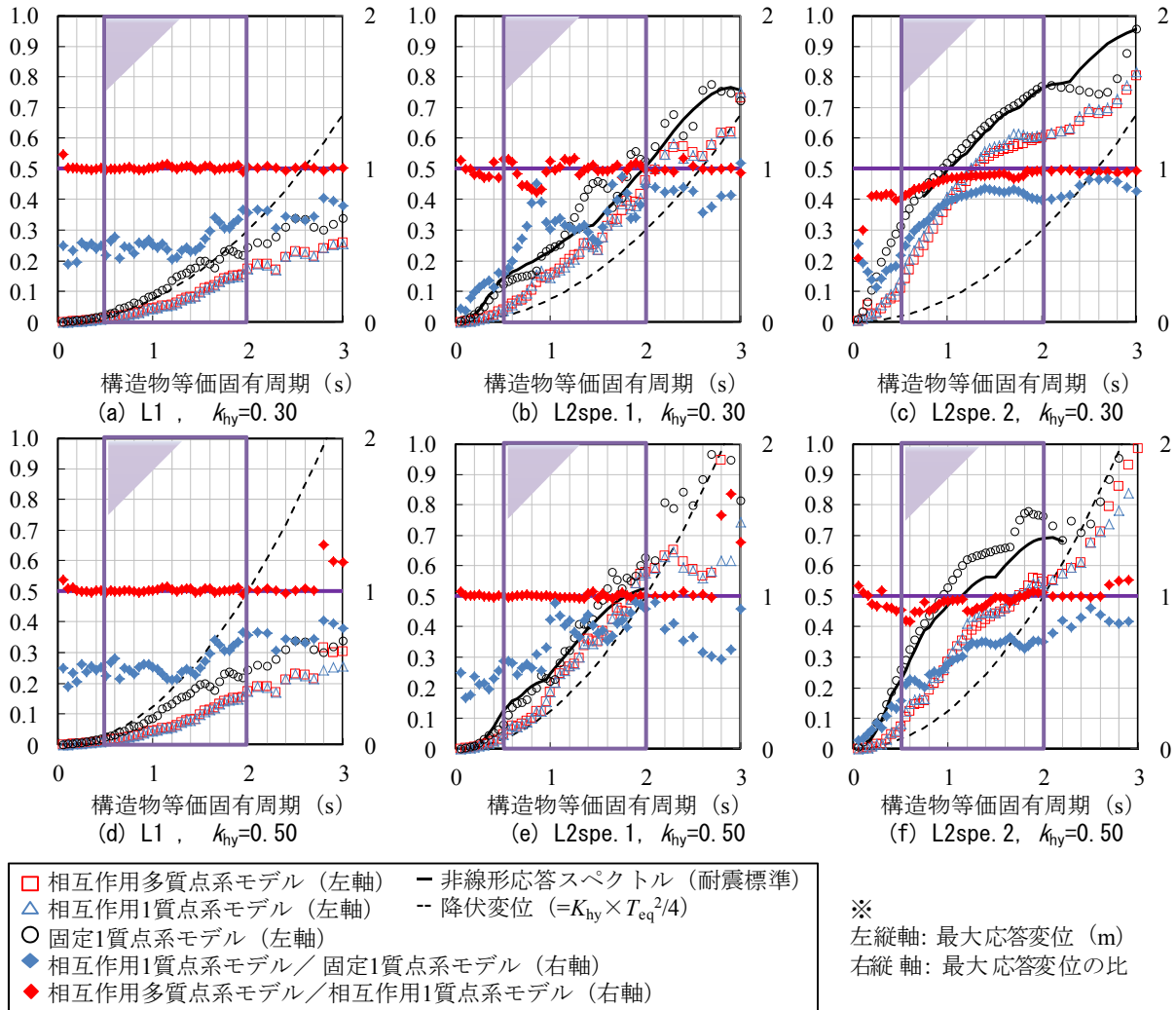


図-6 最大応答変位 ( $w_s=35\text{kN/m}$ )

設定した。

(4) 構造物の単位長さ重量  $w_s$

構造物の単位長さ重量  $w_s$  は一般的なコンクリート構造物を想定した  $350\text{kN/m}$ 、および超軽量の鋼構造物を想定した  $35\text{kN/m}$  の 2 通りとした。

(5) 入力地震波

G3 地盤 (普通地盤) の地表面設計地震動<sup>1)</sup>とし、L1, L2 スペクトル 1 (以下、「L2spe.1」という。), L2 スペクトル 2 (以下、「L2spe.2」という。) の 3 通りを用いた。地震動の入力は橋軸直角方向からのみとした。

3. 解析結果

図-5, 図-6 に  $w_s=350\text{kN/m}$  および  $35\text{kN/m}$  の場合の構造物の最大応答変位 (以下、「PSD (Peak Structure Displacement)」という。) をそれぞれ示す。図の左軸は PSD, 右軸は PSD の比である。多質点系モデルの PSD は線区全ての非線形ばねの最大の応答値から算出した。図中の枠で囲った領域は実構造物の等価固有周期で多くみられる範囲であり、0.5 秒以上 2.0 秒以下である。

3.1 動的相互作用の影響

図-5, 図-6 から、相互作用 1 質点系モデルと固定 1 質点系モデルの PSD を比較すると (図の右軸の青塗マーカー), いずれの地震動の場合も、 $w_s=350\text{kN/m}$  の場合は、等価固有周期が実構造物で多く見られる範囲で、一部図-5(b), (c), (e) のように相互作用 1 質点系モデルの PSD が固定 1 質点系モデルに対して大きくなる場合もあるが、一般的には列車質量のモデル化法による PSD の差は小さい。一方、 $w_s=35\text{kN/m}$  の場合は、特に等価固有周期が小さい領域で、相互作用 1 質点系モデルの PSD が固定 1 質点系モデルに対して大幅に小さくなっており、実構造物で多く見られる範囲 (0.5~2.0 秒) でも 50%以上の差が生じる場合があることが確認できる。

図-7 に、相互作用 1 質点系の地震時動的挙動例として、 $k_{hy}=0.30$ ,  $w_s=35\text{kN/m}$  で  $T_{eq}=0.50$  および  $T_{eq}=1.50$  の L1, L2spe.1, L2spe.2 毎の解析結果を示す。図には、重力加速度  $g$  で無次元化した地震動の入力加速度、橋軸直角方向の構造物の応答加速度、および橋軸直角方向の車両の 8 号車応答加速度、8 号車の第 1 輪軸および第 3 輪



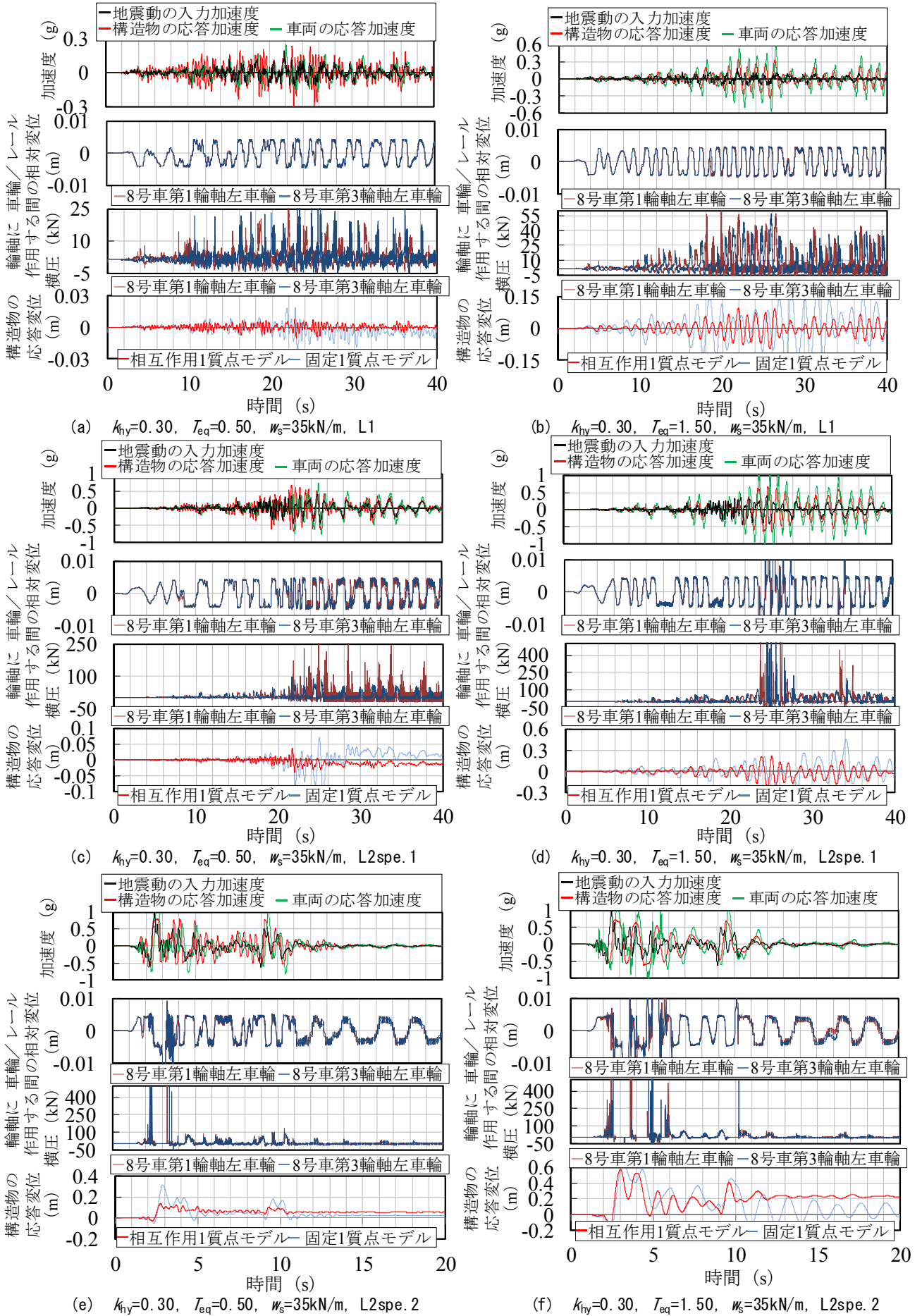


図-7 地震時挙動の解析結果例

軸の左車輪の車輪／レール間の相対変位、その輪軸に作用する横圧、また、固定1質点系モデルと相互作用1質点系の応答変位を比較したものを示す。最後尾の車両を選択したのは、走行列車が共振状態になった時、その影響が大きく表れると考えられるためである。

図から、応答加速度は、入力加速度、構造物応答加速度、車両応答加速度の順に位相が遅れており、構造物が列車を加振する挙動が主であることが分かる。応答加速度は  $T_{eq}=0.50$  の場合は、構造物が車両より大きくなり、逆に  $T_{eq}=1.50$  の場合は、構造物が車両より小さくなる傾向が確認できる。また、車両の応答加速度は高周波成分を含んでおり、これは、地震動により構造物に変位が発生することで車輪／レールが衝突し発生した衝撃力の一部起因すると考えられる。実際、図から車輪／レール間の相対変位は±5mm 程度の範囲を短い周期で往復しており、地震時には、車輪フランジがレールと何度も衝突して、左車輪がレールに衝突する時 (+5mm) に輪軸に大きな衝撃力が作用していることが確認できる。加えて、相互作用1質点系モデルと固定1質点系モデルの応答変位を比較すると、車輪／レールが衝突し輪軸の横圧が大きくなる時間に特に、相互作用1質点系モデルの応答が小さくなっており、 $T_{eq}=1.50$  の場合より  $T_{eq}=0.50$  の場合のほうがその低減効果が大きいことが分かる。この傾向は等価固有周期が小さいほど、構造物の単位長さ重量が小さいほど顕著になっており、これは構造物の等価固有周期や構造物の単位長さ重量が小さいほど、構造物の振動エネルギーが小さくなることから、構造物の下方から入力される地震動の影響だけでなく、上方から入力される列車／構造物間の相互作用の影響を受けやすいためと考えられる。

図-5、図-6 から、降伏震度の違いが構造物の地震時動的応答に及ぼす影響は明確に現れなかった。地震動種の影響としては、L1、L2spe.1 は構造物の等価固有周期に対して PSD が多くの極大、極小を持つことが分かるが、L2spe.2 は少なく、等価固有周期が小さくなるほど、動的相互作用の影響が大きくなることが確認できる。これは、L2spe.2 は継続時間が短く瞬間的に大きな振動レベルに達する地震動であることから、構造物が最大応答変位を示す時間が一定で安定しているのに対し、L1、L1spe.1 は継続時間が長いことから、構造物の振動特性が少し変わるだけで、最大応答となる時間が変化するためと考えられる。図-7 から L1、L2spe.1 では、等価固有周期の変化や相互作用1質点モデル、固定1質点モデルの間で最大応答変位となる時間が異なることが確認できる。

### 3.2 載荷継続時間の影響

図-5、図-6 から、相互作用多質点系モデルと相互作

用1質点系モデルの PSD を比較すると(右軸の赤塗マーカー)、地震動や構造物の単位長さ重量に関わらず、相互作用多質点系モデルと相互作用1質点系モデルの PSD の差は小さく、列車荷重の載荷継続時間が地震時応答に及ぼす影響は小さいと言える。このことから、列車荷重が常時載荷されていなくても、入力地震動の振動レベルが大きくなる瞬間に列車荷重が載荷されていれば、構造物の最大応答が励起されることが分かる。また、本解析では列車を8両編成とし、300km/h の速度で走行することから載荷継続時間は3秒程度となっており、構造物の最大応答を励起するのに十分な継続時間であったと考えられる。

## 4. 結論

本論文では、列車荷重のモデル化法が構造物の地震時動的応答に及ぼす影響を明かにすることを目的に検討を行い、以下の結論を得た。

- (1) 走行列車の動的相互作用を実際のように考慮した場合、現行の耐震標準のように列車荷重を固定荷重として扱う場合と比較して、構造物の地震時動的応答は大きく異なり、超軽量の鋼橋等では最大応答変位が最大で50%程度低減される場合がある。
- (2) 走行列車による構造物の地震時動的応答の変化は、列車／構造物間の動的相互作用に一部起因していると考えられ、列車荷重の載荷継続時間の影響はほとんどない。
- (3) 走行列車による構造物の地震時動的応答は、等価固有周期が実構造物で多く見られる範囲では小さいほど、構造物の単位長さ重量が小さいほど低減される傾向にある。

なお、本論文で得られた結論は限られたパラメータ範囲における結果であるため、今後は現象解明と共に、速度、車種等パラメータを増やす必要がある。

## 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 - 耐震設計，丸善，2000.10
- 2) 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
- 3) 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.129-138，1995.4
- 4) 宮本岳史，松本信之，曾我部正道，下村隆行，西山幸夫，松尾雅樹：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.1849-1855，2005.6