

調整桁式ラーメン高架橋の地震時列車走行性に関する研究

○[土] 曾我部 正道 [土] 原田 和洋 [土] 渡辺 勉 (鉄道総合技術研究所)

Train Running Quality during Earthquake on Rigid Frame Viaducts

○Masamichi Sogabe, Kazuhiro Harada, Tsutomu Watanabe (Railway Technical Research Institute)

Many rigid frame viaducts have been constructed for railway structure. An study was carried out on train running quality during earthquake, using data of the Shinkansen viaducts for high-speed railway. A simulation program, DIASTARS was used in this analysis. In this program, the Shinkansen vehicle is three dimensionally modeled as having a body, two trucks, and four wheel-sets connected to each other by springs and dampers. The structures are modeled by three-dimensional finite element method. Through this study, the general characteristics were obtained.

キーワード：ラーメン高架橋，地震時列車走行性，位相差，振動変位，角折れ

Keywords：Rigid Frame Viaducts, train-running quality, phase difference, vibration displacement, change of angle

1. はじめに

1995年兵庫県南部地震以降，構造物の横方向の振動変位に対する列車走行性の確保の重要性が認識されるようになった。このため，「鉄道構造物等設計標準・同解説(耐震設計)」(1999年制定)からは，従来から行なわれてきた構造物の軌道面の角折れ・目違いなどの不同変位(以下，不同変位という)の照査に加え，構造物の横方向の振動変位(以下，振動変位という)の照査が行われるようになった¹⁾。

地震時における不同変位は，本来，構造物の個々の特性に応じて横方向に振動する複数の構造物間の動的な相対変位によって生じるものであり，振動変位と不同変位は連成して発生するものである。この連成現象を設計において厳密に取り扱うことは非常に煩雑であるため，筆者等は，固定角折れモデルや幾つかの高架橋区間モデルを用いて，この連成現象を簡易に独立して取り扱えるような設計手法を提案してきた²⁾³⁾。

一方で，実際の鉄道構造物の諸元は多岐に渡っており，様々な問題について必ずしも十分な現象説明がなされている訳ではない。今後，設計手法の精度を更に高めていくためには，実際の高架橋群や橋梁全体をモデル化して，詳細な解析を積み重ね，知見の収集と一般化を行うことが重要となっていくと考えられる⁴⁾⁵⁾⁶⁾⁷⁾。

こうした背景に基づき，本研究では，最も一般的な構造形式である調整桁式ラーメン高架橋を解析対象として取り上げ，地震時の列車走行性について検討することとした。とくに本研究では，簡易な手法により地震動の位相差に着目した検討を行った。

2. 解析方法

数値解析には，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 DIASTARSII⁸⁾を用いた。

2.1 構造物の力学モデル

図-1に本研究で検討対象とした調整桁式RCラーメン高架橋の概念図を示す。表-1に解析対象高架橋の概要を示す。調整桁式RCラーメン高架橋は，高架構造形式として，山陽(岡山以西)，上越，東北，北陸，九州新幹線で最も多用されている構造形式で

ある。複線の新幹線高架橋を対象とし，径間数は近年では最も一般的である5径間，スパン長は10mとした。調整桁はスパン長10mのRCT型桁で，ラーメン高架橋と交互に配置した。R1より始点側，R9より終点側は全て同一構造のものが同じ位相で加振されるとした。高架橋の高さ及び隣接高架橋との高さ変化は，約20kmの構造物データベースを処理し，それぞれ10m，0.5mと定めた。

図-2に高架橋の解析モデルを示す。ラーメン高架橋の上層及び調整桁は剛な梁要素でモデル化した。柱の非線形性は，重心位置に標準型バイリニア型の非線形水平及び回転ばねを設けて考慮した。5径間のラーメン高架橋には6つの柱通りがあるが，図に示す手法を用いて水平と回転の2自由度に集約してモデル化した。走行性は，車輪の走行面，即ちレール頭頂面の線路方向の曲率の影響を受けるため，ブロック境界に生じる構造物間の角折れに対するレールの緩衝効果を適切に考慮する必要がある⁹⁾。本研究では時刻毎に境界近傍の節点変位と平均折れ角から *Hermite* 補間により軌道の変形形状を擬似的に再現する手法を用いた。高架橋の減衰定数 ξ は5%とした。

2.2 車両の力学モデル

図-3に車両の力学モデルを示す。車両は，車体，台車枠，輪軸の各構成要素を剛体質点と仮定し，これら剛体質点をばね，ダンパで結合して力学モデルを構成した。実車では，各構成要素間に著大な相対変位を抑制できるストoppaが設けられている。これら表現できるよう，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実施されている¹⁰⁾。この力学モデルを8両連結して解析に用いた。

2.3 車輪とレール間の力学モデル

図-4に鉛直方向のレールと車輪間の解析モデルを，図-5に横方向のレールと車輪間の解析モデルをそれぞれ示す。車輪とレールの鉛直方向相対変位 δ_z 及び水平方向相対変位 y に対する接触点 s と接触角 α は，車輪及びレールの幾何学形状に基づき定めた接触関数から算出する。

接触面法線方向の車輪とレールの相対変位 δ と接触力との関係は，*Hertz* の接触ばねにより表すことができる。この接触力の鉛直方向及び水平方向の分力を車輪及びレールにそれぞれ与えて相

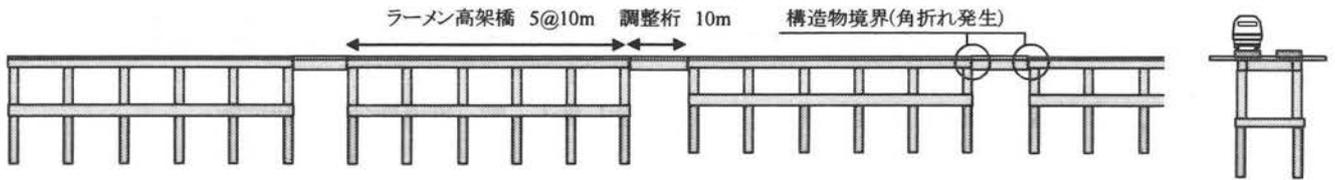


図-1 解析対象高架橋の概要

表-1 解析対象高架橋の諸元

	R1	R2	R3	R4	R5	R6	R7	R8	R9	備考
高さ(m)	10.0	10.0	9.5	9.0	9.0	9.0	9.5	10.0	10.0	ラメンは全て5径間(5@10m)
等価固有周期(s)	0.800	0.800	0.760	0.720	0.720	0.720	0.760	0.800	0.800	降伏震度0.5
降伏変位(m)	0.096	0.096	0.087	0.078	0.078	0.078	0.087	0.096	0.096	高架橋上層重量330kN/m
位相差1(s)	0.000	0.023	0.061	0.100	0.139	0.178	0.217	0.256	0.294	減衰定数ξ=5%
位相差2(s)	0.000	0.044	0.119	0.194	0.269	0.344	0.419	0.494	0.569	第2勾配は初期勾配の1/20

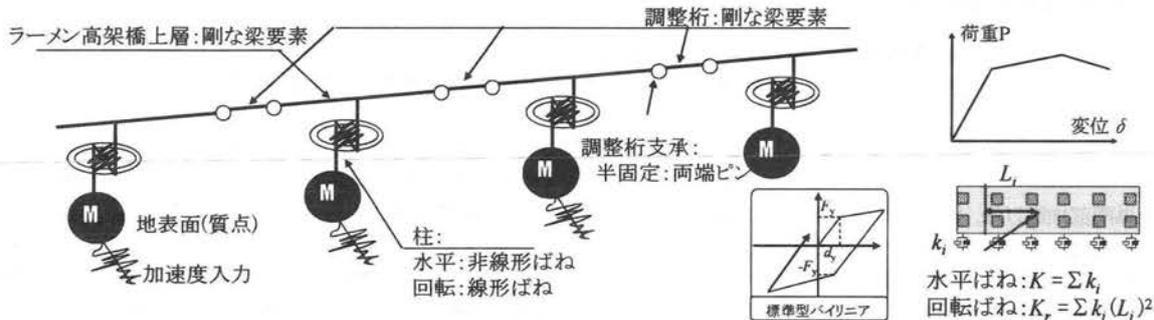


図-2 高架橋及び軌道の解析モデル

相互作用とする。車輪フランジとレールの接触は、両者の水平方向相対変位 δ_y により判定する。

$\delta_y < 0$ の時、車輪フランジとレールは未接触と考える。この場合には、車輪とレールの接触面の接線方向にクリープ力が生じる。クリープ力は、車輪がレール上を転がりながら進む時のクリープ(すべり)により発生する接線力で、すべり率が大きくなると摩擦力を上限として飽和する。

$\delta_y \geq 0$ の時、車輪フランジとレールは接触していると考え、フランジ接触力については、レール小返りばね定数 k_p に δ_y を乗じて求める。

2.4 数値解析法

高架橋及び車両に関する運動方程式をモーダル変換し、Newmarkの平均加速度法により時間増分 Δt 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、不釣合力が小さくなるまで Δt 内において反復計算を行う。

2.5 解析条件

図-6に解析に用いた地震動と弾性応答スペクトルを示す。入力地震動には鉄道構造物等設計標準・同解説(耐震標準)に定める海溝型のL2スペクトルI地震動及び内陸活断層型のL2スペクトルIIを用いた¹⁾。地盤はG2地盤(洪積層)を想定した。ただしランダム波全体を評価に適用できるように1つの解析条件につき列車の走行開始位置を200m(8両編成の列車長に相当)ずつシフトさせて8つのサブケースの計算を実施した。車両の応答は非線形性が強いので、地震動の入力加速度振幅を線形に漸増させながら検討を行った。

図-7に地震動の位相差の設定モデルを示す。ここでは式(1)に示すせん断波(S波)の伝達経路差から簡易に位相差を設定することとした。

$$\Delta t_i = x_i / V_s = L_{bi} \cdot \sin \phi / V_s \quad (1)$$

ここに、 t_i は構造物 i と $i-1$ との到達時間差、 x_i は構造物 i と $i-1$ と

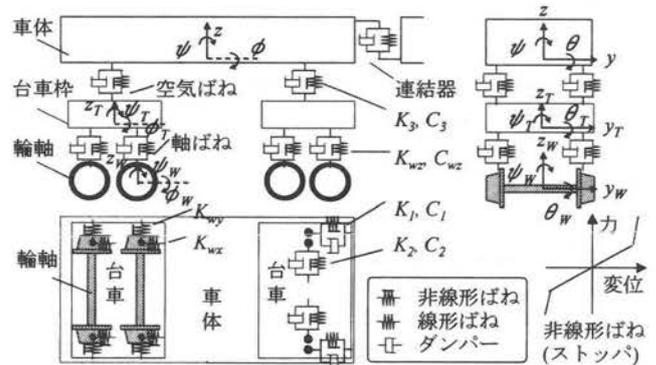


図-3 車両の力学モデル

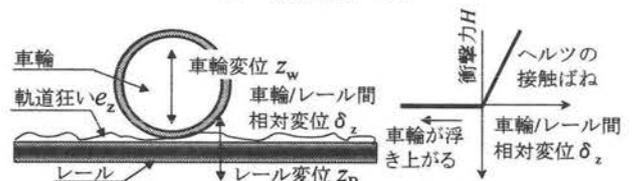


図-4 鉛直方向の車輪とレール間の解析モデル

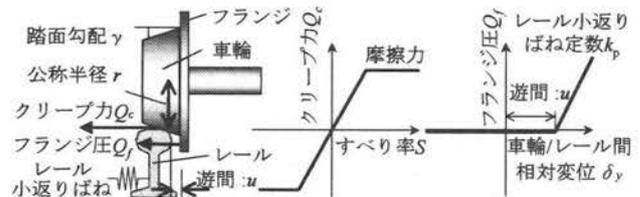


図-5 横方向の車輪とレール間の解析モデル

の伝播経路差、 V_s は工学基盤のせん断波速度、 L_{bi} は構造物 i と $i-1$ との距離、 ϕ は入射角である。具体的には $V_s=400\text{m/s}$ 、 $\phi=15$ 、30度程度を想定し、地震動のデジタルデータ間隔0.01及び0.02秒に

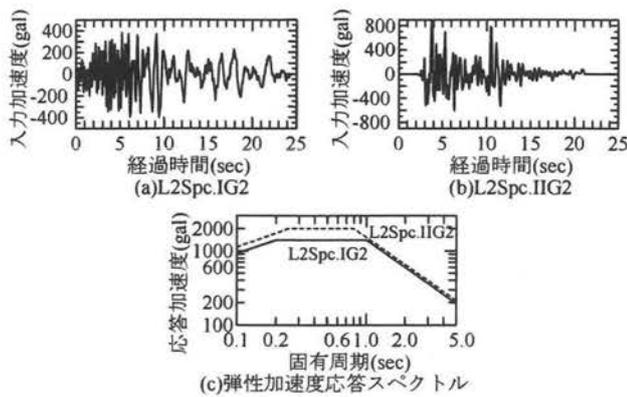


図-6 解析に用いた地震動と弾性応答スペクトル

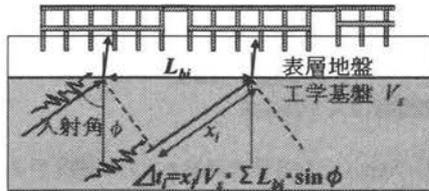


図-7 地震動の入力位相差の設定法

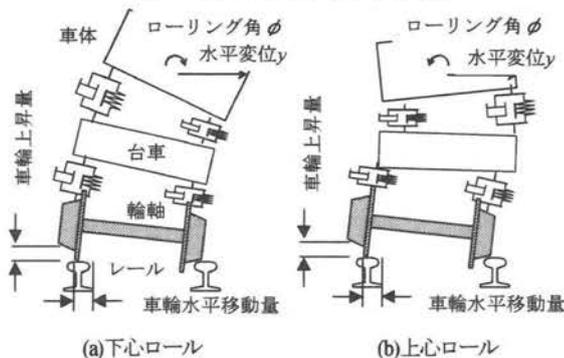


図-8 地震時の列車走行性に関する評価指標の概念図

合わせて、2種類の時間差を設定した。

2.6 評価指標

図-8に地震時の列車走行性に関する評価指標の概念図を示す。評価指標には、鉄道構造物等設計標準・同解説(変位制限)に準じて、車輪水平移動量を用いた。また、その限界値は70mmとした。車輪水平移動量は、車輪上昇量がフランジ高さ(30mm)を超えると急激に増加するため、車輪上昇量についても併せて示した。

地震時の車両の脱線モードは0.8Hz以下で卓越する下心ロールと1.3Hz以上で卓越する上心ロールに大別されるが、これは図-8に示す車体の水平動とローリング動の位相により判別される(座標系は図-3参照)。

3. 解析結果

3.1 地震時列車走行性の基本性

図-9に列車速度260km/h、海溝型L2スペクトルI、列車走行開始位置:始点から-600m、地表面入力加速度160gal、位相差-1における、構造物の耐震基盤面からの相対応答変位、輪軸直下構造物変位(車両への入力に相当する)並びに車輪上昇量、及び車体水平変位並びに車体回転角の時刻歴波形を示す。車輪水平移動量は、車輪上昇量がフランジ高さを超えると急激に増加するため、時刻歴波形では車輪上昇量について示した。

図-9(a)は、耐震基盤面からの高架橋軌道面の最大相対水平変位を示したものである。高架橋高さ変化点であるR2C6柱位置と

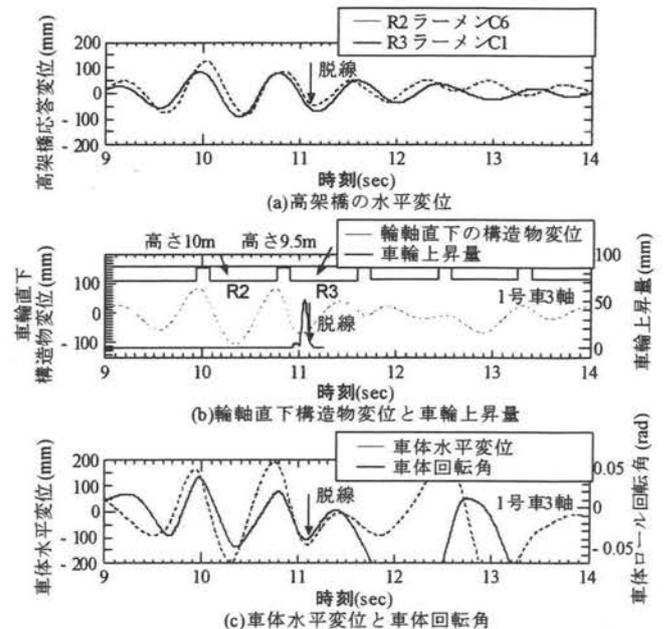


図-9 時刻歴波形の例(列車速度260km/h、海溝型L2スペクトルI、列車走行開始位置:始点から-600m、地表面入力加速度160gal、位相差-1)

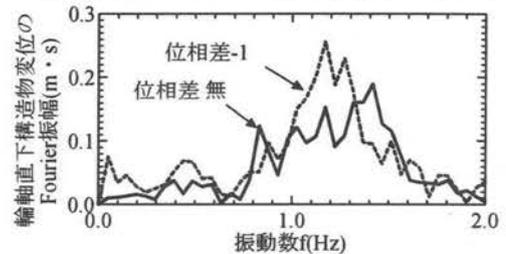


図-10 車輪直下構造物変位の振動成分(列車速度260km/h、海溝型L2スペクトルI、列車走行開始位置:橋始点から-600m、地表面入力加速度160gal)

R3C1柱位置のについて示した。1号車3軸が車輪水平移動量70mmを超えて脱線と判定された前後でのR2C6柱位置とR3C1柱位置の相対角折れは5mrad程度であった。また解析中に生じた最大角折れは10mrad程度であった。

図-9(b)より、車輪上昇量は、調整桁端部の局所的な不同変位(角折れ)地点で生じているのではなく、やや遅れて生じていることが分かる。車輪走行軌跡に特徴的な形状は見られないが、調整桁部分で勾配がやや急となっており(0.3秒≒20mの車両進行に対して水平変位150mm)、この部分が車輪上昇の一因となっていることが推察される。

図-9(c)より、1号車3軸が車輪水平移動量70mmを超えて脱線と判定された時点において、車体水平変位と車体ロール回転角は同位相で挙動していることが分かる。従って、車両の脱線モードは上心ロールであると判断される。

図-10に列車速度260km/h、海溝型L2スペクトルI、列車走行開始位置:始点から-600m、地表面入力加速度160galにおける、輪軸直下構造物変位の周波数分析結果について示す。位相差-1では1.1~1.3Hz付近でFourier振幅が上昇しており、これが車両の応答増大に寄与したと推測される。

3.2 地震動の位相差が地震時列車走行性に及ぼす影響

図-11、図-12に地震動の位相差が地震時列車走行性に及ぼす影響を示す。各プロット値は8種類の走行開始位置の中の最大値を示している。

図中には、車輪水平移動量については、1自由度系、即ち構造

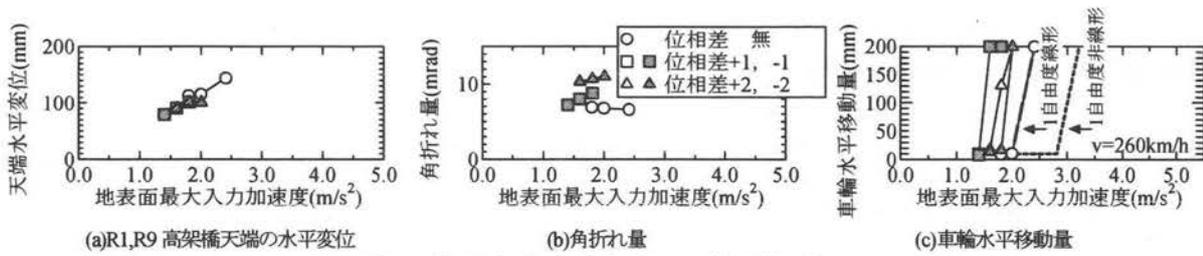


図-11 地震動の位相差が地震時列車走行性に及ぼす影響(海溝型L2スペクトル)

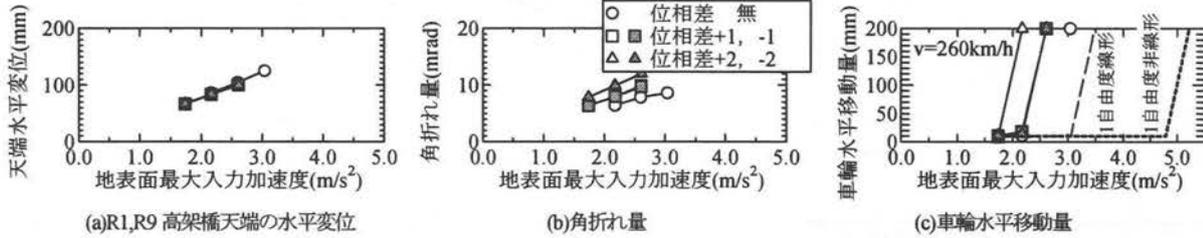


図-12 地震動の位相差が地震時列車走行性に及ぼす影響(内陸活断層型L2スペクトルII)

物の高さが10mの均一で変化せず、位相差無しで解析した場合の解析結果も併せて示した。この場合、構造物は無限長の水平1自由度構造となっている。構造物の特性については高さ10mの諸元を用い、水平ばねを線形及び非線形とした。

線形の解析結果と非線形の解析結果を比較すると構造物の非線形性の影響が分かる。構造物が非線形化することにより慣性力が低減され、また長周期化されるため、列車走行性は向上している。例えばL2スペクトルIIの場合では、車輪水平移動量が70mmとなる地表面最大入力加速度が 3.2m/s^2 から 4.7m/s^2 に向上していることが分かる。

また1自由度非線形と位相差無しの解析ケースとを比較することにより、構造物の角折れの影響を評価することができる。角折れの影響は特にL2スペクトルIIの場合で大きく、車輪水平移動量が70mmとなる地表面最大入力加速度が 4.7m/s^2 から 2.3m/s^2 に低下していることが分かる。

図からいずれの場合も、入力地震動に位相差が生じると発生する軌道の角折れ量が増加しており、脱線発生時の角折れ量は 10mrad を超えていることが分かる。また解析対象高架橋では、L2地震動スペクトルIの場合に位相差の影響が大きく、車輪水平移動量が70mmとなる地表面最大入力加速度が 2.2m/s^2 から 1.5m/s^2 に低下した。同様にL2地震動スペクトルIIの場合には、車輪水平移動量が70mmとなる地表面最大入力加速度が 2.3m/s^2 から 1.8m/s^2 に低下した。

4. 結論

最も一般的な構造形式である調整桁式ラーメン高架橋を解析対象として取り上げ、地震時の列車走行性について検討することとした。本研究で得られた知見は以下の通り。

- (1) 構造物が非線形化することにより慣性力が低減され、また長周期化されるため、列車走行性は向上している。例えばL2スペクトルIIの場合では、車輪水平移動量が70mmとなる地表面最大入力加速度が 3.2m/s^2 から 4.7m/s^2 に向上した。
- (2) 角折れの影響は特にL2スペクトルIIの場合で大きく、車輪水平移動量が70mmとなる地表面最大入力加速度が 4.7m/s^2 から 2.3m/s^2 に低下した。
- (3) L2地震動スペクトルIの場合に位相差の影響が大きく、車輪

水平移動量が70mmとなる地表面最大入力加速度が 2.2m/s^2 から 1.5m/s^2 に低下した。

- (4) 上記の場合、輪軸直下構造物変位(車両への入力)波形に特徴的な変化はみられないが、そのFourier振幅は位相差無しの場合に比べて1.1~1.3Hz付近で上昇しており、これが車両の応答増大に寄与したと推測される。

今後さらに、地震動や構造物の種類を増やし検討を進めていく予定である。

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，1999。
- 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。
- 3) 曾我部正道，渡辺勉，谷村幸裕，金森真：鉄道RCラーメン高架橋の地震時列車走行性に関する研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.30，No.3，pp.19-24，2008
- 4) 吉田幸司，関雅樹，曾我部正道：ブレース補強による鉄道高架橋の列車走行性に関する研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.29，No.3，pp.907-912，2007
- 5) 曾我部正道，青木一二三，涌井一：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，コンクリート工学年次論文集，Vol.29，No.3，pp.1075-1080，2007
- 6) 曾我部正道，池田学，涌井一，松本信之，田辺誠：高橋脚・長スパン鉄道橋梁の地震時列車走行性とその可視化，応用力学論文集，Vol.10，pp.1037-1046，2007
- 7) 曾我部正道，金森真，呂佳欣：PCエクストラード橋の地震時列車走行性解析，鉄道総研報告，Vol.21，No.12，pp.29-34，2007
- 8) 涌井一，松本信之，松浦章夫，田辺誠：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
- 9) 佐藤吉彦，三浦重：走行安全ならびに乗心地を考慮した線路構造物の折角限度，鉄道技術研究報告，No.820，1972
- 10) 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