

既設新幹線高架橋の地震時変位抑制工法の性能評価

曾我部 正道* 谷村 幸裕**
室野 剛隆*** 松橋 宏治****

Evaluation of Displacement Control Method for Shinkansen RC Rigid-frame Viaduct during Earthquake

Masamichi SOGABE Yukihiro TANIMURA
Yoshitaka MURONO Hiroshi MATSUHASHI

Many RC rigid-frame viaducts have been constructed as a rational railway structure. We selected an existing initial cantilever type Shinkansen viaduct as a research object, and evaluated some displacement control methods during earthquake for improving its train-running quality by numerical analysis. Through this study, we clarified that the combination of improving methods was effective for a large-scale earthquake. For instance, in the combination case of differential displacement control devices and damper-brace reinforcement, an input peak ground acceleration to generate 70mm of a wheel horizontal displacement which was judged to cause derailment, was 4.2m/s². It indicated approximately 250% improvement compared with 1.2m/s² of no control method case.

キーワード：ラーメン高架橋，地震時列車走行性，振動変位，目違い

1. はじめに

地震による列車脱線被害はこれまでも幾つか報告されているが、最も被害の大きなものは1995年兵庫県南部地震であり、在来線12列車の脱線が報告された^{1), 2)}。注目すべき点としては高架橋の横揺れ、即ち横方向の振動変位が原因とされる脱線が報告されたことが挙げられる。

このことが契機となり、2000年11月には、国土交通省鉄道局により「列車走行性に係る構造物の変位制限に関する委員会」(委員長：西岡隆 筑波大学名誉教授，事務局：(財) 鉄道総合技術研究所) が組織された。同委員会は、2004年4月に「大規模地震に対しては走行安全性を確保するのは困難な場合もあるため、構造物の重要度を考慮して鉄道システム全体からみて適切な対策を施すのがよい」との条文を盛り込んだ成案³⁾ を作成したが、通達・刊行準備中の2004年10月に新潟県中越地震が発生した。上越新幹線 浦佐―長岡間で「とき325号」が脱線し、同委員会の見解を裏付けることとなった。

このような背景を受けて、本研究では数値解析により以下の事項の検討を行うことを研究の目的とした。

- (1) 既設新幹線構造物に多い張出型ラーメン高架橋を対象として、その地震時の列車走行性を明らかにする。
- (2) 各種対策工の効果について定量的な評価を行う。

2. 解析方法

数値解析には、新幹線車両と鉄道構造物の動的相互作用解析プログラム (Dynamic Interaction Analysis for Shinkansen Train And Railway Structures: DIASTARS II) を用いた。以下に地震時列車走行性の解析方法の概略について述べる。

2.1 構造物の力学モデル

図1に本研究で解析対象とした張出型ビームスラブ式ラーメン高架橋の一般図を示す。本構造は、東海道・山陽新幹線のバラスト軌道区間で多用されている形式である。平均高さは7～8m程度と低く、等価固有周期0.5～0.8sec程度の短周期系構造物である。

表1に解析に用いたモデル区間の諸元を示す。本研究では、大規模地震時における非線形化と不同変位の増加の影響が考慮できるように、実構造物の配置を参考とした全長500mのモデル区間を構築して検討を行った。

図2に本研究で検討した変位抑制工法の例を示す。目違い防止工は、PC鋼棒 (B種1号，径φ32mm，降伏強度800kN) と定着板により桁端の目違いを抑制するものである。また、ダンパー・ブレース工 (以下DBという) は降伏点鋼製のダンパーと鋼ブレースから構成される制震工法である。

図3に構造物の力学モデルを示す。全長500m以上の規模の高架橋群をモデル化するためには、効率的な自由度集約が不可欠となる。そこで本研究では高架橋1P

* 鉄道力学研究部 (構造力学)
** 構造物技術研究部 (コンクリート構造)
*** 構造物技術研究部 (耐震構造)
**** パシフィックコンサルタンツ株式会社

特集：鉄道力学

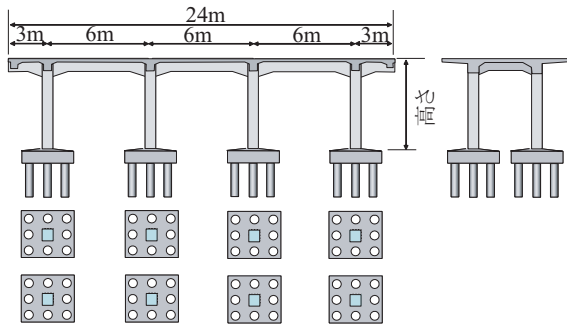


図1 解析対象構造物の一般図

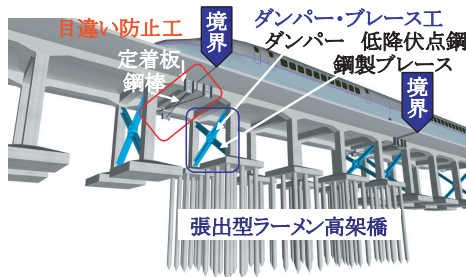


図2 変位抑制工法の例

ロックを2自由度で表現する手法を用いた。高架橋のスラブ、上層梁は、剛な梁要素でモデル化した。柱、DBは構造物の非線形解析結果を反映した標準型バイリニアの履歴特性を有する水平非線形ばね要素及び回転線形ばね要素でモデル化した。目違い防止工は標準型バイリニアの履歴特性を有する水平非線形ばね要素でモデル化した。モード減衰定数 ξ は全モードに対して5%を適用した。

構造物境界における目違いを評価する場合、これに対するレールの変形状を適切に考慮する必要がある。本研究では、レールの変形状を各時刻の車輪近傍での節点変位と平均折れ角からHermiteの3次多項式により算出した³⁾。なお本研究では、バラスト軌道は、慣性力や車輪横圧で、崩壊あるいは屈屈しないと仮定している。

図4に静的非線形解析モデルと集約ばねの算定方法を示す。構造物ブロックの各線路直角方向断面に対して静的非線形解析を実施し、図に示す方法によりブロックごとに集約ばね定数を算定した。静的非線形解析は鉄道構造物等設計標準・同解説(耐震設計)(以下、耐震標準という)に基づき実施した⁴⁾。

2.2 車両の力学モデル

図5に車両の力学モデルを示す。車両は、車体、台車、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、ダンパー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するストッパが掛けられている。これらを表現できるように、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

表1 解析対象構造物の諸元

ブロック番号	高さ(m)	降伏震度 kh	降伏変位 δ_y (m)	固有周期 T_{eq} (sec)
R1	6.0	0.454	0.030	0.514
R2,R3	6.0	0.439	0.042	0.619
R4,R5	6.0	0.480	0.044	0.606
R6	5.5	0.499	0.044	0.594
R7-R10	5.0	0.519	0.044	0.582
R11,R12	6.0	0.454	0.030	0.514
R13	6.0	0.494	0.047	0.617
R14-R16	6.5	0.451	0.051	0.671
R17-R20	7.0	0.384	0.057	0.771

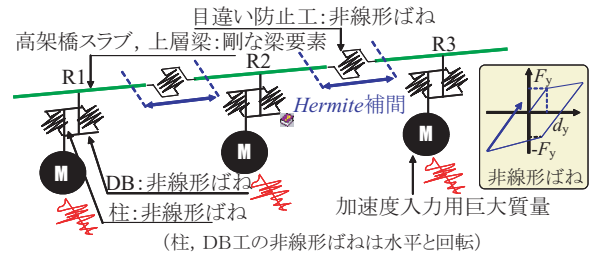


図3 構造物の力学モデル

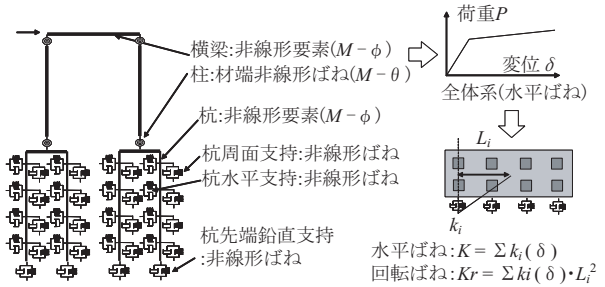


図4 静的非線形解析モデルと集約ばねの算定方法

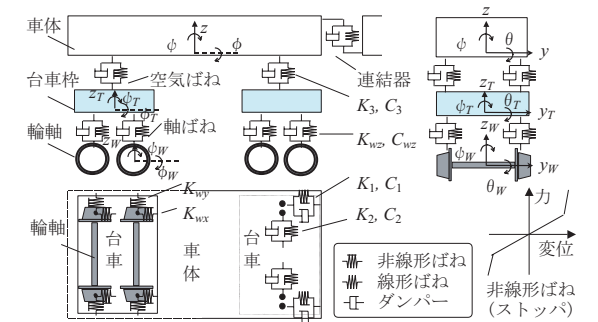


図5 車両の力学モデル

を既に実施し確認している⁵⁾。具体的な車両諸元は、近年の高速新幹線車両を参考に仮定した。

2.3 車輪とレール間の力学モデル

図6に鉛直方向の力学モデルを示す。車輪とレール間の鉛直方向相対変位 δ_z は、式(1)で表せる。

$$\delta_z = z_R - z_W + e_z + e_{z0}(y) \quad (1)$$

ここに、 z_R と z_W はそれぞれレールと車輪の接触点における鉛直変位、 e_z はレール上に存在する鉛直方向の軌道狂いである。 e_{z0} は接触点における車輪の直径の初期接触点からの変動分で、車輪とレールの水平方向相対変位 y の

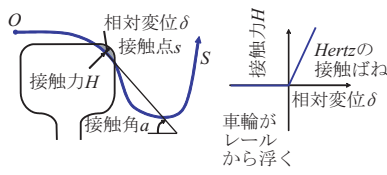


図6 車輪とレール間の鉛直方向の力学モデル

関数として表される。

相対変位 δ_z に対する接触点 s 、接触角 a は、車輪とレールの水平方向相対変位 y と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。車輪とレールがそれぞれ二次曲面から構成されている場合、接触面法線方向の車輪とレールの相対変位 δ と接触力 H との関係は、式(2)に示すように *Hertz* の接触ばねにより表すことができる。

$$H = H(\delta) = H(\delta_z \cdot \cos a) \quad (2)$$

この接触力 H 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互作用力とする。

図7に水平方向の力学モデルを示す。車輪フランジとレールの水平方向相対変位 δ_y は、式(3)のように表すことができる。

$$\delta_y = y - u(\delta_z) = y_w - y_r - e_y - u(\delta_z) \quad (3)$$

ここに、 y は車輪とレールの水平方向相対変位、 y_r と y_w はそれぞれレールと車輪の接触点 s における水平変位、 e_y はレール上に存在する水平方向の軌道狂い、 $u(\delta_z)$ は車輪フランジとレールの遊間で、鉛直方向相対変位 δ_z の関数として表すことができる。

相対変位 δ_y に対する接触点 s 、接触角 a は、車輪とレールの鉛直方向相対変位 δ_z と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。

$\delta_y < 0$ 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(すべり力)が働く。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、式(4)で表わすことができる。このクリープ力はすべり率が大きくなると摩擦力を上限として飽和する。

$$Q_c = C \cdot S_y = C \cdot (\dot{y}_w + r \dot{\phi}_w - v \phi_w) / v \quad (4)$$

ここに、 Q_c はクリープ力、 C はクリープ係数、 S_y は横方向すべり率、 v は列車速度、 r は車輪公称半径である。

$\delta_y \geq 0$ の時、車輪フランジとレールは接触していると考え。フランジ接触については、接触力 H の水平分力に相当するフランジ圧 Q_f のみを考慮する。フランジ圧 Q_f は、レール小返りばね定数 k_p を用いて式(5)で表すことができる。

$$Q_f = k_p \cdot \delta_y \quad (5)$$

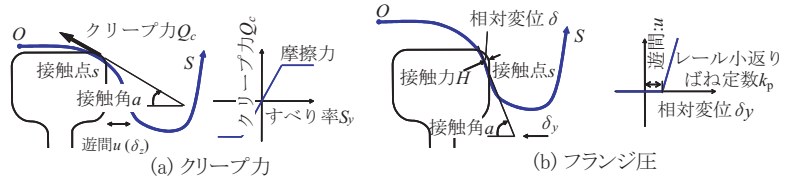


図7 車輪とレール間の水平方向の力学モデル

表2 解析条件

パラメータ	内容	
地震動	種類	内陸直下型：L2 スペクトルII 海溝型：中央防災会議想定波 地盤種別はG2地盤（洪積層）相当
	規模	5-10段階程度
構造物	諸元	2種類：高さ5~7m(表1), 9~11m(表1の1/2剛性)
	対策工	目違い防止工：2種類 ダンパー・ブレース工：2種類
車両	走行位置	200m間隔で8種類（構造物始点から+400,+200,0,-200,-400,-600,-800,-1000)
	列車速度	160, 270, 300km/h

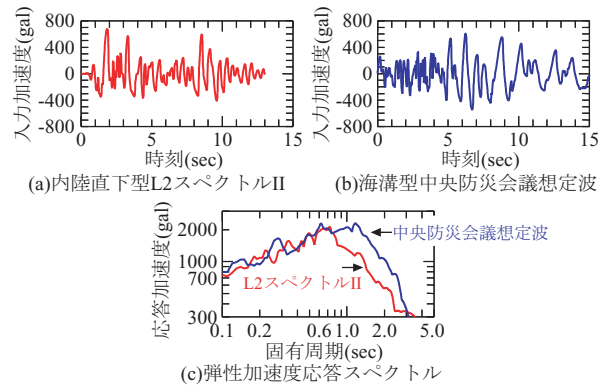


図8 解析に用いた地震動と弾性応答スペクトル

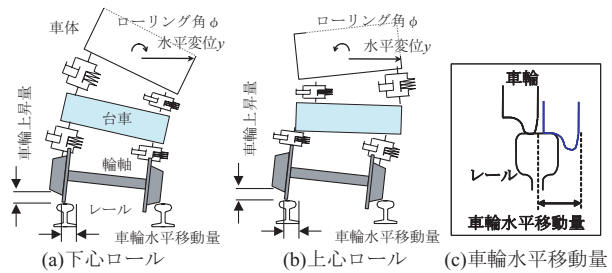


図9 地震時の列車走行性に関する評価指標の概念図

2.4 数値解析法

構造物及び車両に関する運動方程式に対して、非線形項を荷重項に移項してモーダル変換する。これを、*Newmark* の平均加速度法により時間増分 Δt 毎に解く。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 Δt 内において反復計算を行う。

特集：鉄道力学

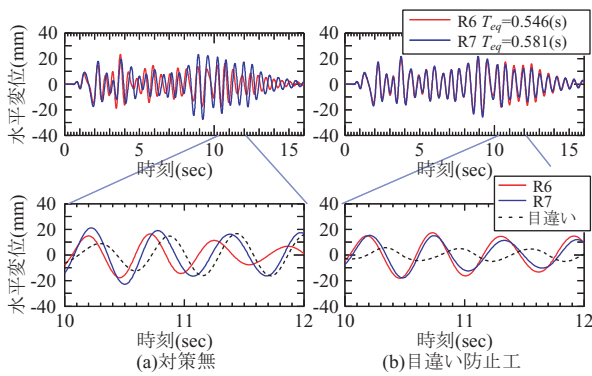


図10 高架橋応答変位と目違い

(L2 スペクトル II, Sub Case :E, PGA:1.35m/s²)

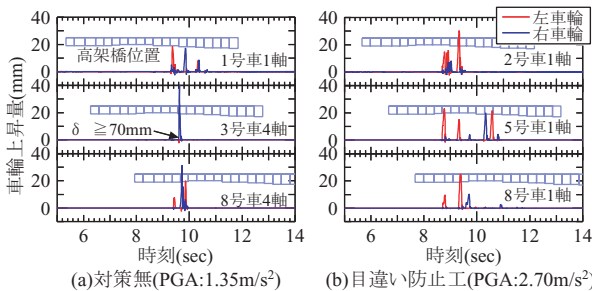


図12 車輪上昇量 (L2 スペクトル II, Sub Case :E)

2.5 解析条件

表2に解析条件の一覧を示す。また、図8に解析に用いた地表面地震動と弾性応答スペクトルを示す。地震動には、耐震標準に示された内陸直下型のL2スペクトルII、及び中央防災会議で評価された海溝型の想定波に基づき設定した地震波を用いた。入力波は基盤地震動より地盤特性(G2地盤に相当)を考慮して求めた。脱線限界加速度を見極めるため、各地震動は、振幅を段階的に線形調整して用いた。また、解析に不規則波を用いたため、全てのケースで列車の走行開始位置を、200m間隔で8つのSub Case (A~H)に分割して解析を実施した。

2.6 脱線に関する評価指標

図9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、レールと車輪の相対水平移動量(以下、車輪水平移動量という)を用い、その限界値は70mmとした。地震時の車両の脱線モードは概ね0.8Hz以下で卓越する下心ロールと概ね1.3Hz以上で卓越する上心ロールに大別されるが、これは、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5参照)。

3. 解析結果

3.1 基本性状

図10に高架橋応答変位と目違いを示す。以下、時刻歴波形で用いるSub Case: Eは高架橋始点から400m手前を

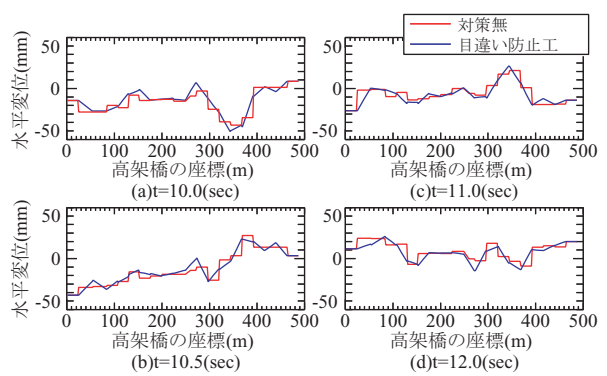


図11 高架橋の全体変形状況

(L2 スペクトル II, Sub Case :E, PGA:1.35m/s²)

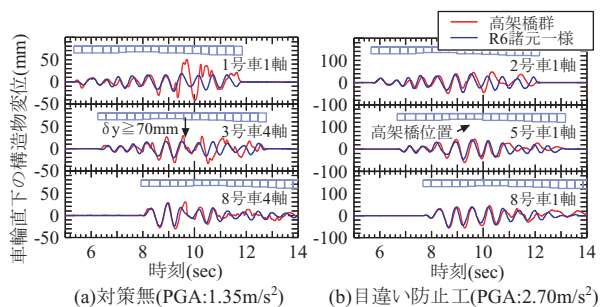


図13 車輪直下の構造物変位 (L2 スペクトル II, Sub Case :E)

Case :E)

列車の走行開始位置としたものである。また、図中のPGAは地表面最大入力加速度(Peak Ground Acceleration)を示す。R6, R7ブロックの等価固有周期は約0.04秒の違いであるが、応答波形の9秒付近のピーク以降、両者に0.1秒程度の位相差が生じ、これにより目違いが発生していることが分かる。また、目違い量は高架橋の応答変位の片振幅程度となっている。一方、目違い防止工を用いた場合には高架橋の応答変位が平均化され、かつ位相差の発生が抑えられていることが分かる。

図11に高架橋の全体変形状況を示す。対策無の場合、最大目違い量は30mmに達し、列車は2m走行する間にこの軌道変位を受けることとなる。対策無の場合の階段状の高架橋全体の変形形状は、目違い防止工を実施した場合には、高架橋のブロック単位を基本単位とした長波長の軌道変位に変化していることが分かる。

図12に車輪上昇を示す。対策無の場合、構造物境界部で大きな車輪上昇が見られ、3号車4軸は車輪の水平移動量 δ_y が70mmを超えた。図8から分かるように、9秒前後は構造物の応答も最大となるタイミングである。目違い防止工を実施した場合には、構造物境界部以外でも車輪の上昇が見られ、また車輪の上昇のタイミングは全ての号車で同一であることが分かる。

図13に車輪直下の構造物変位を示す。この値が輪軸への入力波形となっている。図中にはR6ブロックの振動

特性を全高架橋に適用して一様に加振した場合の結果も併せて示した。対策無の場合、構造物境界部で幾つか急激な変位の変化が見られる。また9秒以降その傾向が顕著となる。目違い防止工を実施した場合、整った波形となるが、やはり9秒以降に波形が乱れる傾向にある。

図14に車体水平変位及びロール回転角を示す。車輪の水平移動量 δ_y が70mmを超える9～10秒の時点で両者は概ね同位相であり、このことから脱線モードは1.3Hz以上で卓越する上心ロールであることが分かる。

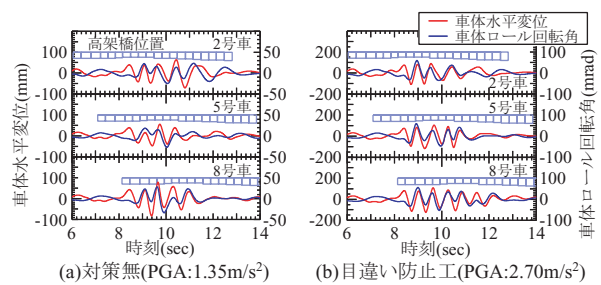


図14 車体水平変位及びロール回転角 (L2スペクトルII, Sub Case :E)

3.2 変位抑制効果

図15, 図16に内陸直下型のL2スペクトルII, 及び海溝型の中央防災会議推定波に対する高架橋の変位抑制効果と列車走行性を示す。図中では地表面最大入力加速度PGAをパラメータとして、全ての列車走行位置Sub Case A～Hの最大値を求めてプロットした(図中で結果が重なるものは矢印で示した)。

目違い防止工については、例えばL2スペクトルIIの場合、車輪水平移動量70mmに達するPGAが1.2m/s²から3.1m/s²に向上していることが分かる。

DBの効果は、地震動の種類により差はあるが、大きい。例えばL2スペクトルIIの場合、車輪水平移動量 δ_y が70mmを超える場合のPGAが1.2m/s²から4.2m/s²に向上していることが分かる。また、DBを用いた場合には目違い防止工を併設しても列車走行性は余り向上していない。DBは高架橋の応答変位を抑制するため、目違い防止工としても機能すると推定される。

車輪水平移動量 δ_y が70mmを超える場合の目違いは、対策無の場合40mm程度となっている。別途試算したところ、本研究で用いた車両が、振動変位を伴わずに単一の固定した水平目違いを速度270km/hで通過する場合の限界値は50～60mm程度であった。このことから対策無時には目違いの発生が列車走行性に大きく影響を及ぼしていると推定される。

3.3 各種パラメータの影響

図17に高架橋高さ9～11mの場合の検討結果を示す。高架橋の諸元は、表1の降伏変位を2倍に設定している(等価固有周期は $\sqrt{2}$ 倍)。図から、高架橋の応答変位が増加したため、同一PGAに対する目違い量も増し、列車走行性が図15に比べて低下している。統計データによれば⁶⁾、東海地震防災対策地区に指定されたラーメン高架橋の高さの内訳は、7m以下：28%、7～8.5m：40%、8.5～10m：25%、10m以上：7%となっている。よって図15～17を補間することにより当該地区の93%の列車走行性を概ね把握できると考える。

図18に列車速度の影響を示す。図から車輪水平移動量 δ_y が70mmを超える限界PGAには速度依存性があるこ

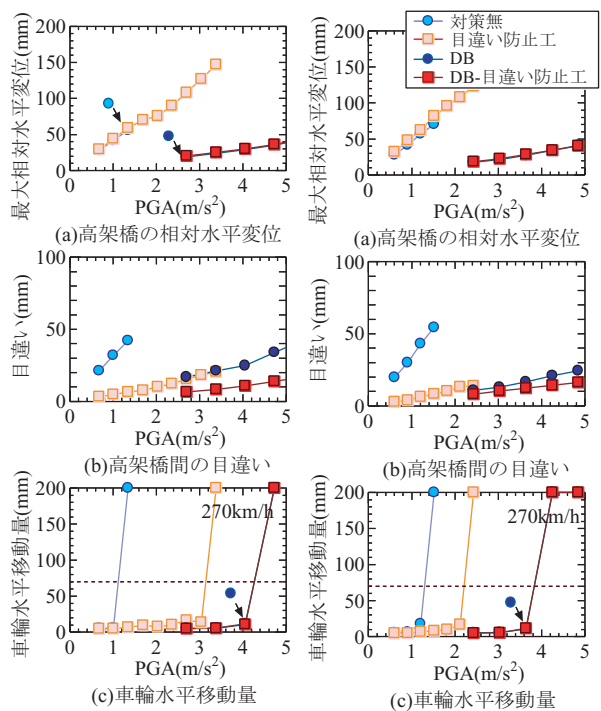


図15 変位抑制効果と走行性 (L2スペクトルII) 図16 変位抑制効果と走行性 (中央防災会議想定波)

とは確認できるが、その効果は地震動や補強工法の種類により異なるため取り扱いには注意が必要である。

図19に目違い防止工の諸元の影響を示す⁷⁾。図中のType1はこれまでの検討で示した鋼棒径 ϕ 32mmの目違い防止工である。Type2は鋼棒径 ϕ 17mmとしたものであるが、列車走行性の改善効果が減少している。 ϕ 17mmの場合のカタログ上の降伏荷重は約200kNであるが、解析上はPGAが2.0m/s²になる時点でこれを超えて、PC鋼棒が降伏している。Type1の目違い防止工に働く反力は、L2スペクトルIIで620kN、中央防災会議想定波で740kNとなり降伏荷重800kNを下回った。これらの最大荷重は、目違い防止工の剛性、高架橋の種類、地震動の種類に依存するものであるが、新たな構造を検討する場合の指標となるであろう。

図20にダンパー・ブレース工の諸元の影響を示す⁸⁾。図中のDB Type1はこれまでで示してきた諸元で、主とし

特集：鉄道力学

てブレース機能に着目した補強ロジックである。ここでは、DBにRC高架橋と等しい耐荷力を付与した設計を行っている。一方、図中のDB Type2は、RC高架橋の耐力の1/2の耐荷力を付与することを想定したものである。この場合、ダンパー降伏後はその履歴減衰による変位抑制を行う補強ロジックとなっている。列車走行性の改善効果は、DBの設定の他、高架橋の周期特性、基礎構造の種類、地震動の種類に依存するものであるが、図では耐荷力を付与する手法が有効に機能している。

4. 結論

張出型ラーメン高架橋の地震時列車走行性について、本論文で得られた知見は以下の通りである。

- (1) 無対策の場合、高架橋の列車走行性は、構造物境界に発生する目違いに大きく影響を受けると考えられる。この場合、車輪水平移動量が70mmとなったケースの最大目違い量は30mmであった。
- (2) 目違い防止工の効果は、例えば内陸直下型のL2スペクトルIIの場合、車輪水平移動量70mmに達するPGAが1.2m/s²から3.1m/s²に向上することが分かった。
- (3) ダンパー・ブレース工の効果は、地震動の種類によりその効果に差はあるが、大きい。例えばL2スペクトルIIの場合、車輪水平移動量70mmに達するPGAが1.2m/s²から4.2m/s²に向上することが分かった。

文献

- 1) 鉄道総合技術研究所:兵庫県南部地震鉄道被害調査報告書, 鉄道総研報告, 特別第4号, 1996
- 2) 永瀬和彦, 近藤和宏, 野村敏明: 阪神大震災における列車脱線状況の実態, 日本機械学会論文集 (C編), Vol.63, No.4606, 1997
- 3) 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
- 4) 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 (耐震設計), 丸善, 1999
- 5) 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

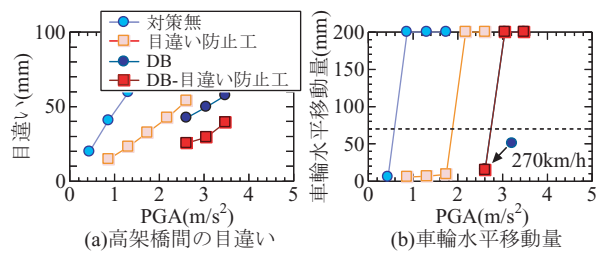


図17 高架橋高さ9～11mの場合 (L2スペクトルII)

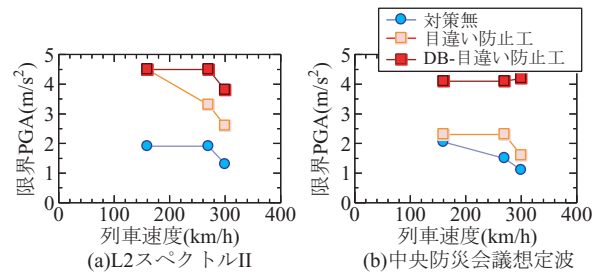


図18 列車速度の影響

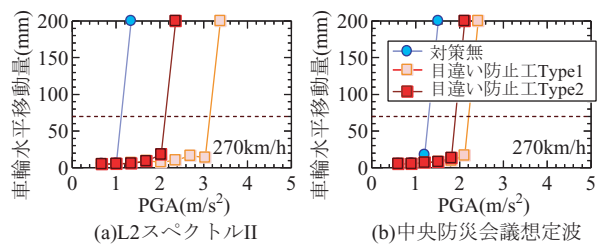


図19 目違い防止工の諸元の影響

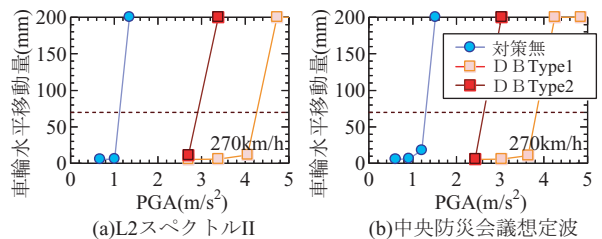


図20 ダンパー・ブレース工 (DB) の諸元の影響

- 6) 岡田宏: 新幹線ラーメン高架橋の耐震性評価方法に関する研究, 鉄道技術研究報告, No.1373, 1987
- 7) 吉田幸司, 阿知波秀彦, 関雅樹, 曾我部正道: 目違い防止対策等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.30, No.3, pp.919-924, 2008
- 8) 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