

PCエクストラードズド橋の地震時列車走行性解析

曾我部 正道* 金森 真** 呂 佳欣***

A Study on Train-Running Quality during Earthquake for PC Extradosed Bridge

Masamichi SOGABE Makoto KANAMORI Jiaxin LU

Many PC extradosed bridges have been constructed for roadways as rational long span bridges. The authors carried out a study on train-running quality during earthquake, using data for a roughly designed PC extradosed bridge for high-speed railway. A simulation program, DIASTARS II was used in this analysis. In this program, the Shinkansen vehicle is of a three-dimensional model as having a body, two trucks, and four wheelsets connected to each other by springs and dampers. The structures are modeled by three-dimensional finite element method. In this study, the authors analyzed numerically dynamic behavior of the train and the bridge, and clarified the following items: Firstly, the train-running quality on the bridge becomes lower on girders in the middle of the bridge. Secondly, folding displacement at edges of the bridge did not largely affect the train-running quality.

キーワード：PCエクストラードズド橋，地震時列車走行性，位相差，振動変位，角折れ

1. はじめに

PCエクストラードズド橋は，合理的で経済的な長大橋梁の構造形式の一つとして，近年，道路橋で多用されており，また，既に鉄道橋においてもスパン長 100m 程度のものが建設されている。しかしながら当該構造形式と車両との基本的な連成挙動や，各種パラメータが地震時列車走行性に及ぼす影響等については，ほとんど検討が行なわれていないのが実情である。この背景としては，解析が複雑な非線形動的相互作用問題となること，解析モデルの自由度が大きいこと，地震の規模や列車走行位置を考慮すると解析ケースが膨大となること，などが挙げられる。

このような背景から，本研究では，計画中の 4 径間連続 PC エクストラードズド橋を解析事例として取り上げ，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 II¹⁾ を用いて，スーパーコンピュータによる数値実験を行い，地震時列車走行性に関する下記の課題について検討することとした。

- (1) 車両と橋梁の相互作用，車両の振動モード，橋梁の横方向の振動変位と不同変位（本研究では特に角折れ）の寄与度^{2), 3)} など，基本的な性状を明らかにする。
- (2) 地震動の種類，規模，入力位相差，橋梁の減衰定数，列車走行開始位置，列車速度等，各種パラメータの影響を明らかにする。

2. 解析方法

2.1 橋梁の力学モデル

図 1 に本研究で解析対象とした計画中の 4 径間連続 PC エクストラードズド橋（スパン長 75+150+150+75m：スパン長 150m は我が国の新幹線コンクリート鉄道橋としては最大）の一般図を示す。本橋梁は複線橋梁であり，3 室箱形断面の主桁は主塔から 2 面吊りされ，主桁は P1，P5 橋脚で単純支持，P2，P4 橋脚ではダンパ式ストッパで支持，P3 橋脚では剛結となっている。

図 2 に橋梁の力学モデルを示す。DIASTARS II では，梁，シェル，ソリッド，ばね等の有限要素を用いて，任意の構造形式をモデル化することができる。主桁，橋脚は全て梁要素でモデル化した。主桁の平均自重は 600kN/m とした。鋼斜材はトラス要素でモデル化した。鋼斜材の定着位置までは剛な梁を設けた。主桁，主塔，橋脚の接合部には，各部材ごとに適切な剛域を考慮した。表 1 に各橋脚の諸元を示す。これらの諸元は静的非線形解析を別途行い定めた⁴⁾。解析モデルの総節点数は 5061，総要素数は 7110 となった。減衰定数 ξ は，全モードに対して 5% を適用した。

車両の輪重変動や横圧は，車輪の走行面，即ちレール頭頂面の曲率の影響を受ける。図 2 に示すように，桁のたわみにより桁端部の桁上面には曲率無限大となる角折れが生じるが，本研究では，この区間のレール頭頂面の曲率が適切に表現できるように，レールと軌道パッドからなる軌道構造をモデル化した^{2), 5)}。

* 鉄道力学研究部（構造力学）

** （独）鉄道建設・運輸施設整備支援機構（設計技術部）

*** パシフィックコンサルタンツ株式会社

特集：鉄道力学

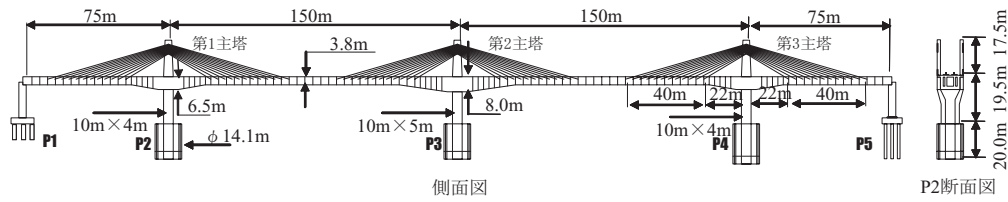


図1 解析対象橋梁の一般図

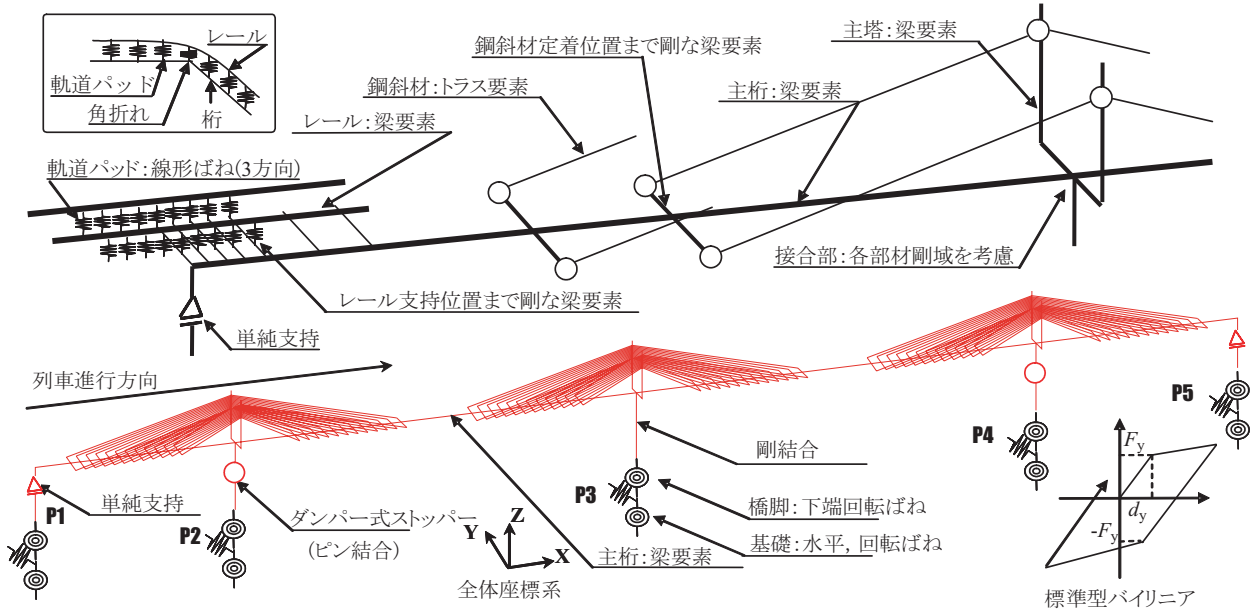


図2 橋梁の力学モデル

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、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ッパーが設けられている。これらを表現できるよう、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⁶⁾。

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。主な入力諸元(空車時)は、車両長25m、車体質量32.0t、台車質量3.0t、輪軸質量2.0t、空気ばね定数(1台車片側)鉛直300kN/m、水平180kN/m、空気ばね減衰定数(1台車片側)鉛直50kN/s・m、水平(左右動ダンパ)40kN/s・m、軸ばね定数(1軸片側)1200kN/m、軸ばね減衰定数(1軸片側)40kN/s・mである。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

2.3.1 鉛直方向

図4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点におけ

表1 各橋脚の諸元

	橋脚下端 回 転		基 礎			
	ばね定数 kN・ m/rad	降伏変位 mrad	水 平	回 転	ばね定数 kN・ m/rad	降伏変位 mrad
			ばね定数 kN/m	降伏変位 mm		
P1	1.58E8	1.53	6.42E6	-	1.03E8	-
P2	3.23E8	1.50	0.50E6	90.2	1.08E8	6.74
P3	4.21E8	1.47	0.40E6	144.0	1.00E8	10.41
P4	3.23E8	1.50	0.34E6	130.2	0.92E8	7.44
P5	1.46E8	1.66	3.69E6	-	0.95E8	-

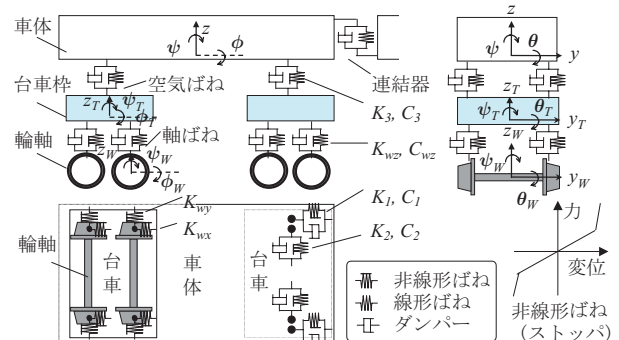


図3 車両の力学モデル

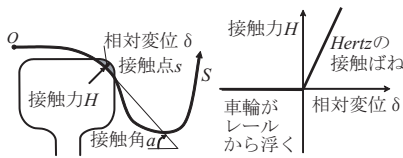
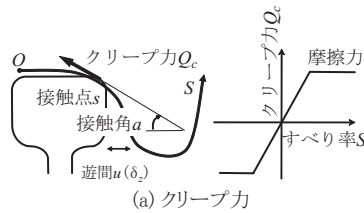
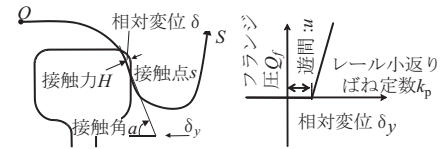


図4 車輪とレール間の鉛直方向の力学モデル



(a) クリープ力



(b) フランジ圧

図5 車輪とレール間の水平方向の力学モデル

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 α 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。

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

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。

2.3.2 水平方向

図5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 α 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。

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

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。

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

2.4 数値解析法

効率的な数値解析を行うために, 橋梁及び車両に関する運動方程式をモーダル変換し, モーダル座標系上の運動方程式を, 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, 不釣合力が十分小さくなるまで Δt 内において反復計算を行う。

2.5 解析条件

表2に解析条件を示す。基本ケースをL1地震動G2地盤用, 同位相入力, 橋梁の減衰定数5%, 列車速度260km/hとし検討した。

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。入力地震動の規模は, これらの地震動を線形に5～10段階変化させて解析を行なった。

図7に地震動の入力位相差の設定法について示す。ここでは式(6)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。

$$\Delta t_i = x_i / V_s = L_{bi} \cdot \sin \phi / V_s \quad (6)$$

ここに, Δt_i は橋脚 i と $i-1$ との到達時間の差, x_i は橋脚 i と $i-1$ との伝播経路差, V_s は工学基盤のせん断波速度, L_{bi} は橋脚 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秒に合わせて, 2種類の時間差を設定した。

図8に列車走行位置と地表面入力加速度の例を示す。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。

特集：鉄道力学

2.6 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3参照）。

3. 解析結果

3.1 橋梁の固有振動モード

図10に橋梁の固有振動モードと固有周期を示す。ここでの固有周期は、表1に示した初期勾配、即ち降伏剛性を用いたものであり、設計上の等価固有周期と同等である。低次から橋軸直角方向に支配的な3つの振動モードを示した。1次モードの固有周期は2.04秒であり、長大橋梁であるため通常の橋梁よりも長い²⁾。

3.2 地震時列車走行性の基本性状

図11に各橋脚位置での耐震基盤面からの相対応答変位、各号車の車輪上昇量及び車体加速度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11(a)～(d)より、橋梁主桁軌道面の最大相対水平変位は、地表面入力加速度が最大となる10.5秒ではなく16～18秒で生じており、橋梁中央部のP3橋脚位置で376mmと最も大きい。橋脚中央部は、概ね2.0秒前後で振動しており、1次モードが支配的であることが分かる。なお、桁端に発生した最大角折れ量は3mradと小さな値に留まった。図11(e)～(f)より、車輪上昇量 δ_z は、桁端部の局所的な不同変位（角折れ）が原因で生じているのではなく、P2～P4橋脚間における橋梁中央部付近の横方向の振動変位により生じていることが分かる。その時刻は橋梁の最大相対水平変位が最大となる、16～18秒で生じている。図11(g)～(h)より、車輪が上昇している時刻で車体加速度も最大となっている。当該時刻付近では車体水平加速度と車体ロール加速度の位相差は小さく、車両の脱線モードは下心ロールであると判断される。

3.3 地震時列車走行性及び各種パラメータの影響

図12に列車の走行位置が地震時列車走行性に及ぼす影響を示す。列車速度260km/h、地表面最大入力加速度 3.3m/s^2 の場合について示した。主桁の最大水平相対変位の分布は、P3橋脚位置で最も大きくなっている。P3橋脚位置での主桁軌道面の最大水平相対変位518mmはSub Case Cで生じており、列車無載荷時の506mmと比

表2 解析条件

パラメータ	内容
地震動	種類 (G2)
	地盤用地表面波)
	規模
	位相差
橋梁	減衰定数
	走行位置
列車	速度

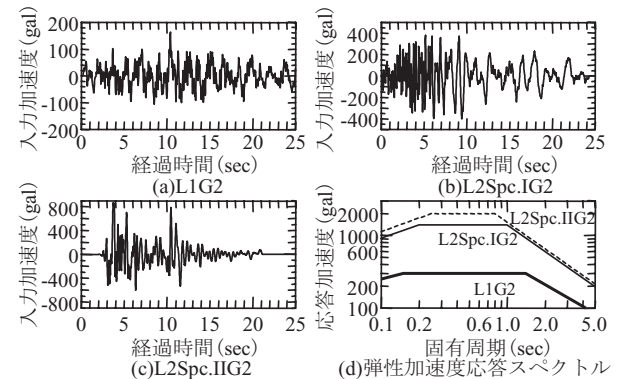


図6 解析に用いた地震動と弾性応答スペクトル

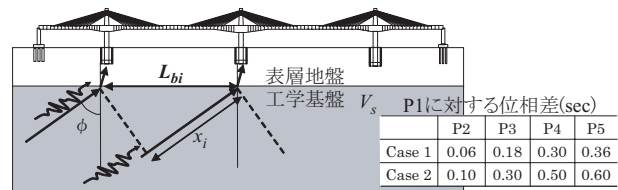


図7 地震動の入力位相差の設定法

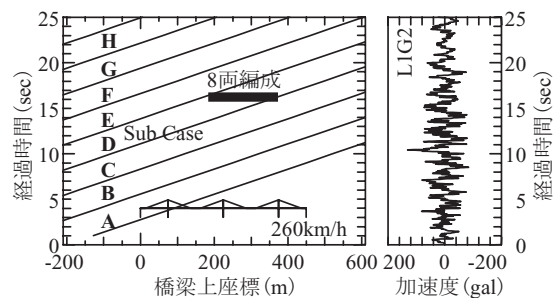


図8 列車走行位置と地表面入力加速度

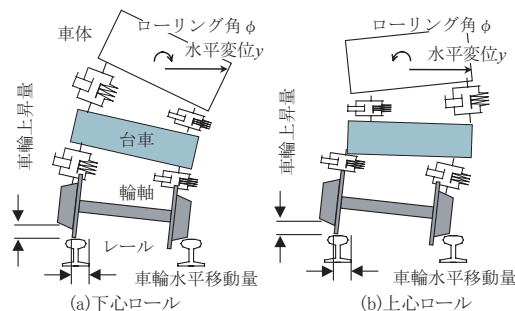


図9 地震時の列車走行性に関する評価指標の概念図

較して2.5%程度の増加に留まった。一方、車両は、主桁軌道面の相対水平変位が最大となる16～18秒付近で

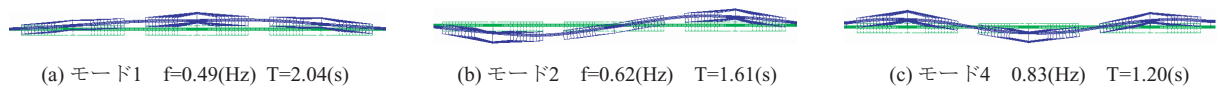
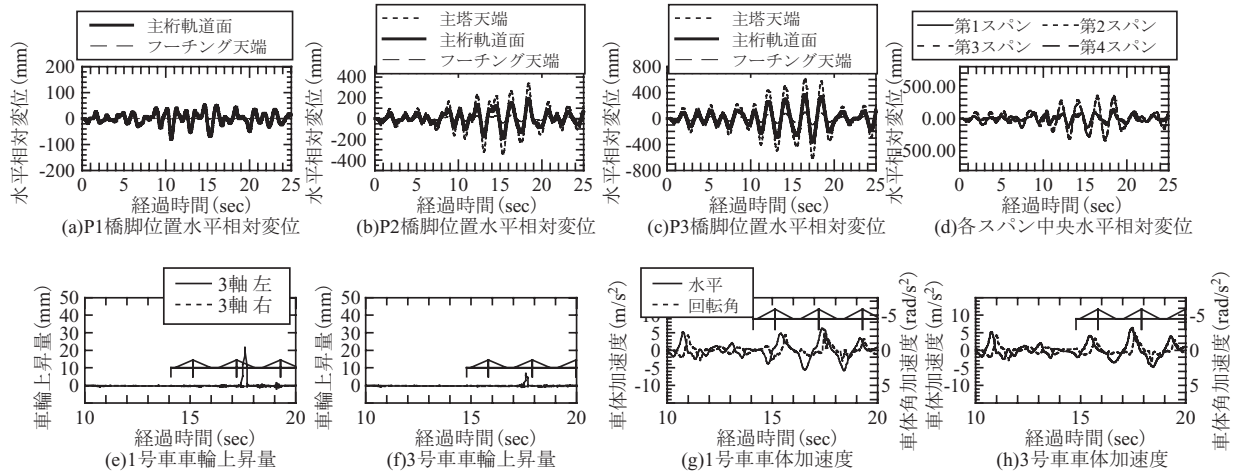


図10 橋梁の固有振動モードと固有周期

図11 時刻歴波形（列車速度260km/h，列車走行開始位置：Sub Case E(橋梁始点から-1000m)，地表面最大入力加速度2.3m/s²)

列車が橋梁の中央部付近を通過するSub Case Dにおいて最大応答を示した。

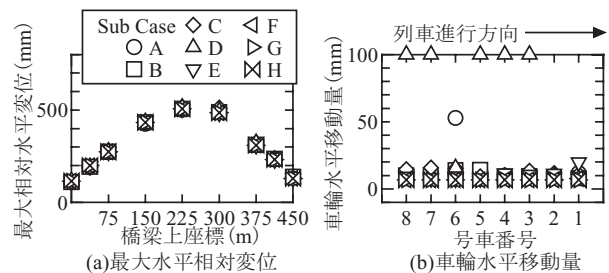
図13に地震動の種類及び減衰定数 ξ が地震時列車走行性に及ぼす影響を示す。図13～15では、全Sub Caseを集約して最大値で示し、車輪水平移動量100mm以上の脱線後変位は、一律100mmとして表示した。

鉄道構造物等設計標準・同解説（変位制限）³⁾ではL1地震動（G2地盤では地表面入力最大加速度1.63m/s²）を尺度として構造物の所要剛性の照査が行われるが、L1地震動による解析結果から本橋梁は設計上の照査を満たしていることが分かる。

また地震動の種類としてはL2スペクトルIIが最も応答が小さいことが分かる。これは横軸を地表面入力最大加速度で整理したため、最大の弾性応答加速度スペクトルと固有周期2.0秒付近のそれとの差に起因してこのような結果となっている。またL1とL2スペクトルIとでは橋梁の応答には差が見られなかったが、車輪水平移動量が70mmとなる入力加速度で比較すると、前者の3.2m/s²に対して、後者は2.5 m/s²と20%程度低下した。

減衰定数 ξ については、車輪水平移動量が70mmとなる入力加速度で比較すると、5%の3.2 m/s²に対して、10%では4.3m/s²と30%程度高くなった。本研究では、現行の横方向の振動変位の設計体系と整合を取り、全モードに対して減衰定数5%を適用したが⁴⁾、部材毎に、主桁及び橋脚く体2%、地盤ばね10%を適値として設定すると、1次モード減衰定数は8%程度となる。

図14に地震波の入力位相差が地震時列車走行性に及ぼす影響を示す。図から最大相対水平変位及び車輪水平移

図12 列車の走行位置が及ぼす影響
(列車速度260km/h，地表面最大入力加速度3.3m/s²)

動量ともに影響を受けていることが分かる。車輪水平移動量が70mmとなる入力加速度で比較すると、入力位相差無し²⁾の3.2m/s²に対して、Case 1, Case2では2.5 m/s²と20%程度低下していることが分かる。

図15に列車速度が地震時列車走行性に及ぼす影響を示す。図から列車速度の影響については、最大相対水平変位には影響を及ぼさないことが分かる²⁾。また、車輪水平移動量が70mmとなる入力加速度で比較すると、列車速度200km/h、260km/hの3.2m/s²に対して、300km/h、360km/hでは2.8 m/s²と10%程度の低下に留まっている。これは地震時列車走行性が、前述のように速度依存性の少ない振動変位に支配され、速度依存性の強い不同変位（角折れ）の影響が少ないためであると考えられる。

図16に正弦波5波加振による安全限界振幅（車輪水平移動量70mmとなる限界振幅）⁶⁾と輪軸の走行軌跡のフーリエ振幅を示す。両図は単位が異なるため単純に比較はできないが、基本ケースであるL1G2と比較して、L2スペクトルIG2や入力位相差Case2等は、それぞれ図10に示したモード4及び2に起因すると思われるピークが

特集：鉄道力学

生じており、橋梁の最大振幅の増大の他、高次モードの寄与率の増加が走行安全性を低下させる原因となっていると考えられる。

4. まとめ

PCエクストラード橋の地震時列車走行性に関して、本論文で得られた知見は以下の通りである。

- (1) 地震時列車走行性は、応答変位が最も大きくなる橋梁中央付近の横方向の振動変位に支配され、桁端部の局所的な不同変位（角折れ）の影響は少ない。
- (2) 基本ケース（L1地震動G2地盤用同位相入力、橋梁減衰定数5%、列車速度260km/h）では、車輪水平移動量が70mmとなる地表面入力最大加速度は 3.2 m/s^2 となった。
- (3) (2)の条件のうち入力地震動をL2スペクトルIとした場合、車輪水平移動量が70mmとなる地表面入力最大加速度は 2.5 m/s^2 となった。また(2)の条件のうちL1地震動に入力位相差を考慮した場合には、地表面入力最大加速度は 2.5 m/s^2 であった。
- (4) (2)の条件のうち橋梁の減衰定数を10%とした場合、車輪水平移動量が70mmとなる地表面入力最大加速度は 4.3 m/s^2 となった。
- (5) (2)の条件のうち列車速度を300、360km/hとした場合、車輪水平移動量が70mmとなる地表面入力最大加速度はともに 2.8 m/s^2 となった。
- (6) 輪軸の走行軌跡のフーリエ振幅から、列車走行性の低下は、高次モードの寄与率の増加も一因となっていると考えられる。

本研究の一部は、(独)鉄道建設・運輸施設整備支援機構からの委託研究として実施された。

文献

- 1) 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
- 2) 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
- 3) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説－変

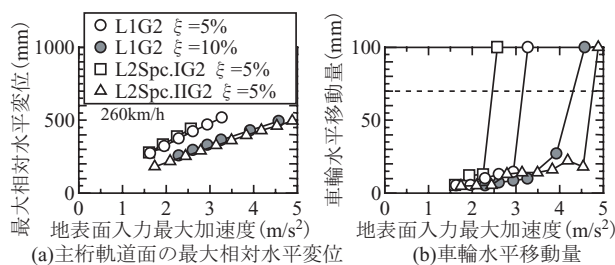


図13 地震動の種類及び減衰定数 ξ が及ぼす影響

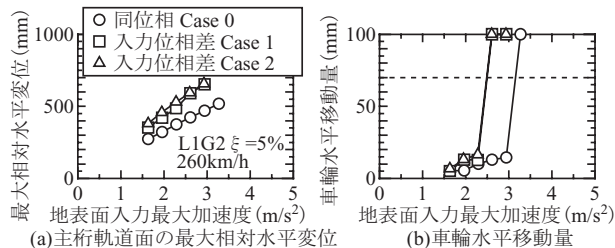


図14 地震動の入力位相差が及ぼす影響

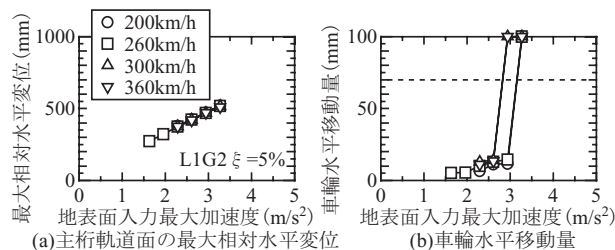


図15 列車速度が及ぼす影響

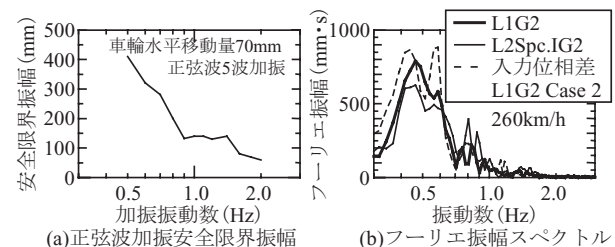


図16 輪軸走行軌跡のフーリエ振幅スペクトル
(列車速度260km/h，地表面最大入力加速度 2.3 m/s^2)

位制限，丸善，2006

- 4) 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
- 5) 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
- 6) 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