

論文 連続桁の地震時走行安全性の基本特性

成田 顕次¹・徳永 宗正²・池田 学³

¹正会員 (公財) 鉄道総合技術研究所 鉄道力学研究部 (〒185-8540 東京都国分寺市光町2-8-38)

E-mail: narita.kenji.97@rtri.or.jp

²正会員 (公財) 鉄道総合技術研究所 鉄道力学研究部 (〒185-8540 東京都国分寺市光町2-8-38)

E-mail: tokunaga.munemasa.68@rtri.or.jp

³正会員 (公財) 鉄道総合技術研究所 鉄道力学研究部 (〒185-8540 東京都国分寺市光町2-8-38)

E-mail: ikeda.manabu.14@rtri.or.jp

近年、新設や耐震対策が難しい既設の河川部等の長大連続桁等において免震化等の地震対策が実施されているが、連続桁の地震時走行安全性については体系化されるには至っていない。本論文では、連続桁の地震時走行安全性の基本特性を把握することを目的とし、まず鉄道橋りょうの連続桁に関する資料をもとに、箱桁を対象に振動特性を表す各諸元の算定式を提案した。さらに、車両/構造物の動的相互作用解析により脱線限界入力加速度を比較した結果、橋脚の固有振動数が2.0Hzの場合、剛軌道走行時に比べて、水平振動により軌道面上の応答加速度が増加し、脱線限界入力加速度が20%程度低下すること、橋脚の固有振動数が0.5Hzの場合、端部の不同変位の影響が脱線に対して支配的となり、脱線限界入力加速度が50%程度低下することを示した。

Key Words : seismic analysis, continuous girder, dynamic interaction, running safety, derailment

1. はじめに

近年、大規模地震時に高速列車が脱線する事象が発生しており¹⁾、鉄道分野においては地震時に脱線を防ぐために鉄道システム全体で多角的な対策を実施している。土木構造物では、鉄道橋りょうの地震対策が行われており、ブレース補強などで橋りょう全体の剛性を高め、地震に対する耐力を向上する補強が多く用いられる²⁾。一方で、道路橋などでは、桁と橋脚の間に免震支承を導入し、地震力に対して逃れるという免震対策も多く適用されている³⁾。免震対策は、橋りょう全体の剛性を高めるのではなく、桁を橋脚と切り離して地震時の地盤振動の影響を受けにくい構造としておけば、桁に作用する慣性力を大幅に低減できるという考え方である³⁾。

鉄道橋りょうの耐震設計は、地震時走行安全性を満足する必要がある、剛性を高く与える設計を基本としている。これは、構造物が橋軸直角方向に振動することで車両を加振する振動変位、および連続する構造物が位相差を持って挙動することにより構造物境界に発生する不同変位が地震時走行安全性に大きく影響を及ぼすためである。柔構造にする免震設計を行った場合、不同変位が増加し、地震時走行安全性に影響を及ぼすことから、地震対策としての適用には難易度が高く、鉄道橋りょう

において、支承免震化による地震対策は数件程度に留まっているのが現状の課題である。また、支承免震化による走行安全性の研究も、評価および確保の難易度は高く、特に大規模地震に対して有効な評価手法は確立されていない⁴⁾。

更に、免震支承を導入する際に対象となる長大橋には、連続桁が多く用いられるが、連続桁の地震時走行安全性についてはケーススタディが一部行われている程度で、地震時走行安全性評価に対する知見が体系化されるには至っていないことも、免震支承の導入に対する、一つの課題である。以上の事から、将来的に免震支承の有効活用を目指すためにも、連続桁に関する地震時走行安全性の基本特性を把握することは重要な課題である。

本検討では、連続桁の地震時走行安全性の基本特性を把握することを目的とし、まず鉄道橋りょうの連続桁に関する設計図書等の資料をもとに、構造諸元を整理し、一般化した箱桁の形状から振動特性を表す各諸元の算定式を提案した。次に、橋脚の固有振動数に着目し、軌道面上の応答加速度および卓越振動数の特性の把握を行った。また、スパン長による応答加速度への影響も確認した。最後に、剛軌道走行時の脱線限界入力加速度と比較し、連続PC桁及び連続合成桁における脱線限界入力加速度を評価した。

2. 連続桁の構造諸元の分析

(1) 基本諸元

連続桁のモデルを検討する上で、橋長に対して、スパン数、桁高、固定死荷重、曲げ剛性の振動諸元がどの程度の範囲に分布するか、設計図書などの資料を参考に調査し⁹⁻⁸⁾、橋長からスパン数、スパン長、桁高、重量、曲げ剛性を、一般化した箱桁から簡易に算定するために、2～8連の連続PC桁、2～4連の連続合成桁の各諸元について整理した。

図-1に、連続PC桁および、連続合成桁の橋長とスパン数の関係を示す。図から橋長が長くなるとスパン数が増える傾向があり、PC桁は0～200mの範囲で2～3スパン、200m～400mの範囲で、3～6スパンの範囲で分布が多く、連続合成桁では、0～300mの範囲で2～3スパン、300m以上で4スパンになる傾向がある。また、調査の結果、連続桁の最大橋長は524mであり、最大スパン数は8スパンである。

図-2に、橋りょう単位における桁の最小スパン長と最大スパン長の比の関係を示す。図から、連続PC桁の場合、橋長300m以下では、最小／最大スパン比は、0.4以上の範囲で、300m以上では、最小／最大スパン比が0.8以上の範囲で分布し、連続合成桁は全体的に0.6～1.0の範囲で分布している。連続PC桁と合成桁の違いに着目すると、連続合成桁の方が、最小／最大スパン比が、最低でも0.6程度と高い傾向にあることがわかる。

図-3に、最大スパン長と桁高の関係を示す。図から、最大スパン長と共に、桁高も高くなることがわかる。連続PC桁は、連続合成桁に比べ、桁高が高く、最大で桁高11m程度にも及ぶ。一方で、連続合成桁の桁高は、最大スパン長によらず、概ね2m～4mの範囲で設計される傾向があることがわかり、最大で桁高4m程度であり、PC桁に比べて3割程度の高さであることがわかる。

式(1)に、連続PC桁の最大スパン長 L_b と桁高、式(2)に、連続合成桁の最大スパン長 L_B と桁高の関係式を示す。

$$h = 0.08L_b - 0.48 \quad (1)$$

$$h = 0.018L_b + 1.83 \quad (2)$$

図-3に、式(1)、(2)によって算定される桁高を示す。図から、一部大きく異なる桁高さも見られるが、連続PC桁、連続合成桁は最大スパン長から桁高を概ね±1mの範囲で算定できることがわかる。

(2) 一般化した箱桁の断面形状

図-4に、一般化した箱桁の断面形状を示す。式(1)、(2)を用い、最大スパン長から桁高を算出して、図に示す箱桁を用いて、桁高から単位体積重量を算定する。箱桁の部材厚などは、設計図書の資料を参考に、施工基面は複線桁を想定し11300mm、主桁の幅は連続PC桁では600mm、

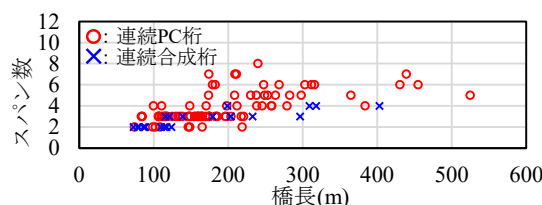


図-1 橋長とスパン数の関係

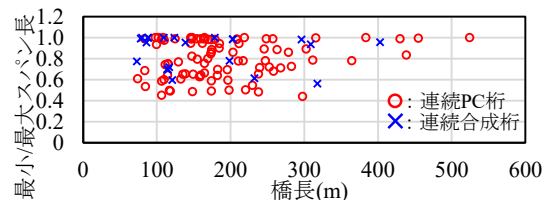


図-2 橋長と最小／最大スパン長の関係

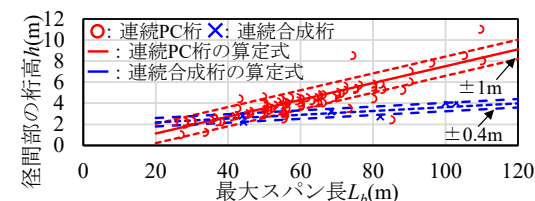
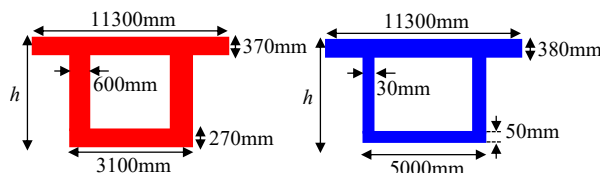


図-3 最大スパン長と桁高の関係



(a) 連続 PC 桁 (b) 連続合成桁

図-4 箱桁の断面形状の一般化図

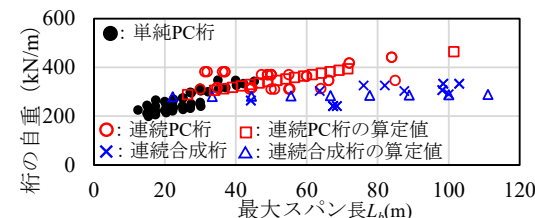


図-5 最大スパン長と桁の自重の関係

連続合成桁では30mmとした⁹⁻⁸⁾。箱桁底面の幅は連続PC桁では3100mm、連続合成桁では5000mmとした。また、連続PC桁ではコンクリートの弾性係数を31kN/mm²、連続合成桁では、鋼の弾性係数を200 kN/mm²、コンクリートの弾性係数を25kN/mm²とした。

図-5に、最大スパン長と桁の自重の関係を示す。図の縦軸は桁の自重を示し、固定死荷重 D_1 、付加死荷重 D_2 を合わせた値である。 D_1 は、図-4の桁高を変数とした箱桁の形状から算出される。 D_2 は、一般に建設後に変化する可能性が高い重量に対して設定されるもので、軌道（バラスト、スラブ）、防音壁等の高欄、地覆、ダクト、排水勾配コンクリート等が該当する。ここでは、複線とし、軌きょう34.53kN/m、路盤コンクリート18.25kN/m、高欄11.37kN/m、地覆4.12kN/m、ダクト2.55kN/m、排水コンクリート5.50kN/mとし、総重量を76.42kN/mとした。

図には、単純PC桁、連続PC桁、連続合成桁の最大スパン長と自重の設計図書の値を示す。図の算定値は、式(1)、(2)を用いて桁高を算定し、図-4に示す、箱桁の形状の断面積から算出した値である。図から、最大スパン長から算出した桁の自重の算定値は、単純PC桁の自重と比較しても整合的である。連続PC桁の値との差に対して最大で $\pm 100\text{kN/m}$ の範囲内で算定できる。また、連続合成桁の値との差に対して最大で $\pm 50\text{kN/m}$ の範囲内で算定できることが分かった。

図-6に、桁高と曲げ剛性の関係を示す。曲げ剛性は図-4で示す、一般化した箱桁の断面形状から、平面保持の仮定に基づき算出した。ここでは非構造部材の剛性は考慮していない。また、参考とした設計図書⁹⁾には、曲げ剛性に関する記載が少ないため、橋長や桁の自重等に比べてデータ数が少なくなっている。

図-6(a)の縦軸は橋軸直角方向の曲げ剛性 EL_z を示し、桁高に対して緩やかに増加する傾向がある。連続PC桁と連続合成桁の曲げ剛性 EL_z を比較すると連続PC桁は、連続合成桁に比べて高い傾向がある。PC桁は合成桁に比べて部材厚が厚くなるため、曲げ剛性が高くなると考えられる。設計図書の値と最大スパン長から算出した値を比較しても、最大でも $\pm 280 \times 10^6 \text{ kN/m}^2$ の範囲内で算定できることがわかった。

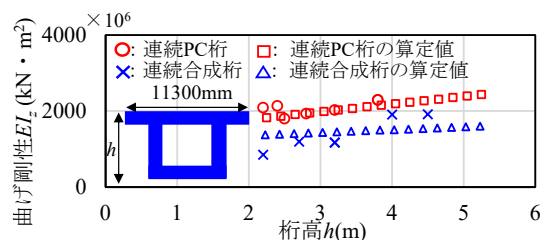
図-6(b)の桁高と鉛直曲げ剛性の関係を示す。縦軸は、鉛直方向の曲げ剛性 EL_y を示し、桁高に対して指数的に増加する傾向がある。連続PC桁と連続合成桁の曲げ剛性 EL_y を比較すると概ね一致する。鉛直方向の曲げ剛性は、たわみに影響を及ぼすため、設計では連続PC桁、連続合成桁関係なく、たわみの限界値が確保されるように設計されるため同様な傾向があると考えられる。鉛直方向の曲げ剛性は、設計図書の値と箱桁の断面形状から算出した値を比較しても、一部を除き $\pm 40 \times 10^6 \text{ kN/m}^2$ の範囲内で精度よく算定できることがわかった。

以上の結果から、設計図書をもとに、箱桁の最大スパン長を対象に算定値を求めたところ、算定値は、設計図書の値との差に対して、桁高は $\pm 1\text{m}$ 、桁の自重は $\pm 100\text{kN/m}$ 、水平方向の曲げ剛性は $\pm 280 \times 10^6 \text{ kN/m}^2$ 、鉛直方向の曲げ剛性は $\pm 40 \times 10^6 \text{ kN/m}^2$ 程度の誤差範囲となる。

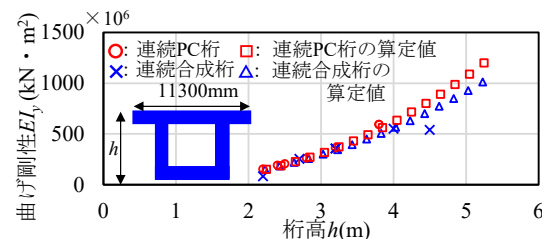
3. 解析モデル

(1) 車両の力学モデル

図-7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と仮定し、これら剛体をばね、ダンパーで結合した三次元モデルとした。1車両当たりの自由度は31である。また、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



(a) 水平方向



(b) 鉛直方向

図-6 桁高と曲げ剛性の関係

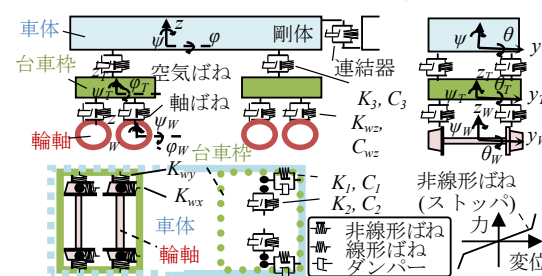


図-7 車両の力学モデル⁹⁾

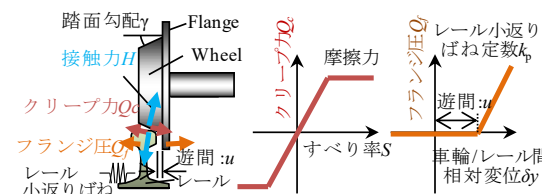


図-8 車輪／レール間の力学モデル

いることから、これを表現するために、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⁹⁾や、汎用の機構解析プログラムとの比較・検証が既に実施されている¹⁰⁾。なお、本研究で用いる車両諸元は近年の新幹線車両の諸元を参考に、地震時の脱線し易さに対して安全側の評価となるように空車条件を仮定した。

図-8に、脱線前の車輪／レール間の力学モデルの概要を示す。車輪とレールの動的相互作用は、両者の幾何学形状を考慮し、接触点と接触角から計算する。水平方向は、車輪フランジとレール間に遊間が確保されている場合には、接触面の接線方向にクリープ力が働く。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。車輪フランジとレールとが接触する場合には、レール小返りばねに基づくフランジ圧が接触面法線方向に働く。脱線判定は、車輪とレールの相対水平移動量を用い、その限界値を $\pm 70\text{mm}$ とした。

(2) 橋りょうのモデル化

図-9に、橋りょうの力学モデルを示す。鉄道構造物は一般的に標準設計による物が多く、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¹¹⁾。実設計でも、1自由度系に基づく非線形スペクトル法により、地震時応答を推定するのが一般的である。従って構造物はトリニア型の骨格曲線、標準型の履歴特性を持つ1自由度系でモデル化した。骨格曲線は、降伏震度 k_{hy}^s 、最大震度 k_{hmax}^s 、固有振動数 f_{eq}^s 、構造物単位長さ重量 w_s 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次勾配は1次勾配の1/1000とした。減衰は、構造物の各モードに対して5%のモード減衰比 ξ を与えた。 w_s は、構造物と車両の比が100として車両/構造物間の相互作用による効果を無視できる条件とした。

図-9(a)に、剛軌道モデルを示す。軌道を剛とし、桁の水平変形、構造物境界の不同変位等は無視したモデルで、水平方向の変位が全長にわたり一様である。(b)に、連続桁モデルを示す。橋りょうは橋脚-桁で構成され、橋脚-桁間に非線形ばねを配置し、線路直角方向の水平応答をモデル化した。なお、鉛直剛性が地震時走行安全性に及ぼす影響は小さいことから本論文では言及しない。

図-10に緩衝区間のモデルを示す。連続桁の端部には、角折れが発生することから発生箇所前後には、曲率の不連続性を解消するために、緩衝区間を設けた軌道構造は、60kgレールのスラブ軌道を想定し、単位長さ当たりの横方向の軌道支持ばね定数 $k=480\text{N/mm}^2$ 、横方向の軌道の曲げ剛性 $EI=1.02\text{MNm}^2$ とした¹²⁾。なお、本論文では地震時の不同変位を検討対象としており、常時の軌道不整が検討結果に及ぼす影響は小さいことから、常時の軌道不整の重量は変位制限標準と同様に考慮していない。

(3) 数値解析法

車両およ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、車両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、車両および構造物の運動方程式をモーダル変換し、Newmark- β 法により時間増分 Δt 単位に解いていく。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った。この際、数値解析速度を向上させるために、時間増分 Δt 内における収束回数をモニターし、 Δt 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 Δt は 10^{-5} 秒を標準とした。

(4) 検討ケース

表-1に、検討ケースを示す。橋長は500m、400m、300mとし、2章の結果を参考に、径間数及び径間長を設定した。また、橋脚の固有振動数 f_{eq}^s は、橋脚が前後の桁の質量の半分を負担するとして、 f_{eq}^s が0.5、1.0、2.0Hz

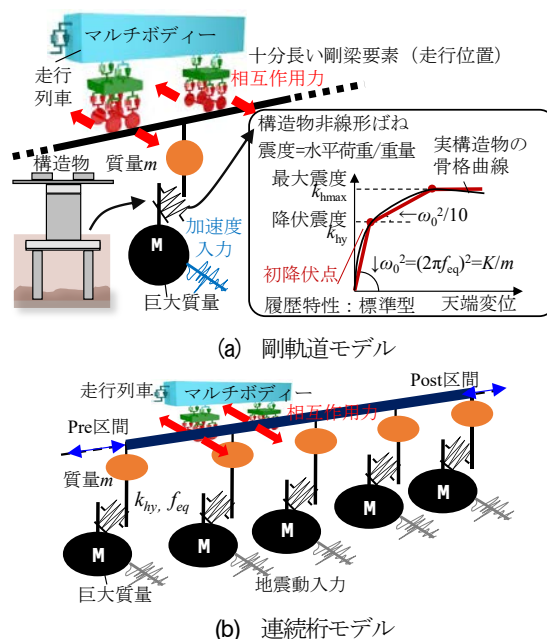


図-9 橋りょうの力学モデル

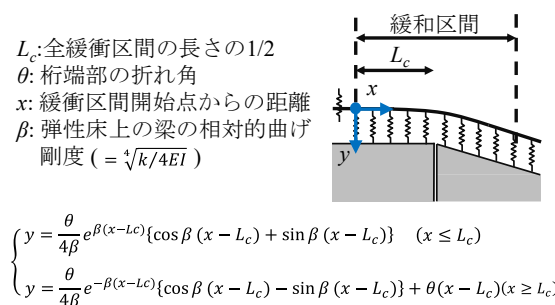


図-10 緩衝区間のモデル

表-1 検討ケース(PC 桁)

橋長	径間数	桁高	桁の固有振動数 中央部/側径間部
400m(59+94×3+59)	5	7.04m	1.71Hz/4.33Hz
300m(57+93×2+57)	4	6.96m	1.75Hz/4.65Hz
200m(62+76+62)	3	5.60m	2.64Hz/3.96Hz

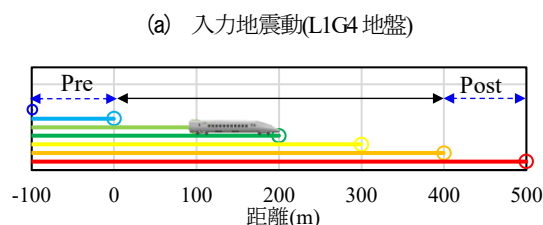
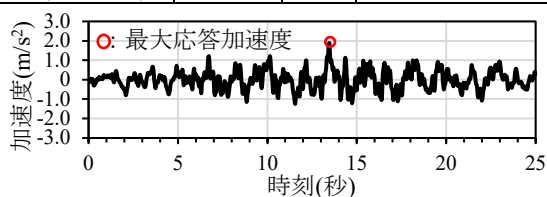


図-11 入力地震動と先頭車両位置の関係

となるように橋脚の1次剛性を設定した。桁の固有振動数は、中央径間と側径間を対象に、単純梁と仮定し、スパン長から水平曲げ1次固有振動数を算出した値である。

図-11 に、入力地震動と先頭車両位置の関係を示す。
(a)に、入力地震動を示す。入力地震動は鉄道設計標準の設計地震動 G4 地盤用の L1 地震動（以下、「L1(G4)」と示す。）を用い¹¹⁾、加振振幅は 50-900 gal の 18 分割とした。
(b)に、入力地震動の加速度最大時の先頭車両位置の関係を示す。列車の先頭車両位置による脱線に対する影響を考慮するために、対象橋りょうの前後に pre 区間、post 区間を設置し、入力地震動の最大加速度の時刻における、先頭車両の位置を 7 箇所変化させ網羅的に解析を行った。

4. 非線形動的解析による連続桁の応答特性評価

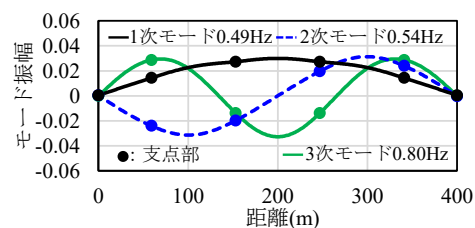
(1) 固有値解析結果

図-12に、表-1の5径間連続PC桁を対象に固有値解析によって得られた、水平方向の1～3次の固有振動数と水平振動モードを示す。図(a), (b), (c)は、橋脚の固有振動数 $f_{eq}^s=0.5\text{Hz}$, 1.0Hz , 2.0Hz の結果である。図(a), (b)の $f_{eq}^s=0.5\text{Hz}$, 1.0Hz の場合、1次モードの固有振動数は、橋脚の固有振動数 f_{eq}^s に近い値であることがわかる。また、2次モード、3次モードの形状は類似していることがわかる。図(c)の $f_{eq}^s=2.0\text{Hz}$ の場合、1次モードの固有振動数が 1.42Hz であり、 f_{eq}^s よりも低い値を示し、2次モード形状が、図(a), (b)の $f_{eq}^s=0.5\text{Hz}$, 1.0Hz の1次モードと類似している。表-1の中央部の桁の固有振動数の結果から、桁の固有振動数が橋脚の固有振動数よりも低い場合、地震時に卓越する1次モードに桁の各径間が変形する形状が表れると考えられる。図(c)の2次モードの固有振動数が 2.0Hz よりも低い値を示すのは、桁の振動モードが影響しているためだと考えられる。

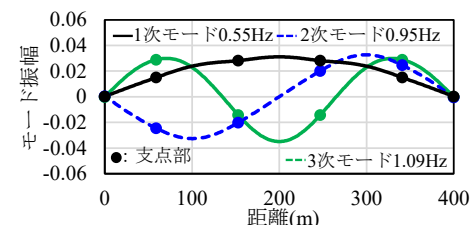
(2) 橋脚の固有振動数が応答加速度に与える影響

図-13に、橋脚の降伏震度 $k_{\eta}^s=0.5$ とし、表-1の5径間連続PC桁を対象に、各固有振動数における軌道面の最大加速度の分布を示す。図の横軸は、距離を、黒点は支点部の位置を示し、縦軸は軌道面上の最大応答加速度(peak track acceleration response, 以下単に「 PTA_{res} 」)を示す。図(a), (b), (c)は、固有振動数 $f_{eq}^s=0.5\text{Hz}$, 1.0Hz , 2.0Hz の結果で、入力加速度の最大値(peak ground acceleration response, 以下単に「 PGA_{res} 」)毎の、 PTA_{res} の結果を示す。図には、剛軌道モデルで検討した際の車両が脱線する限界時の構造物の加速度(peak structure acceleration limit of rigid, 以下単に「 PSA_{lim}^r 」)の結果も示す。

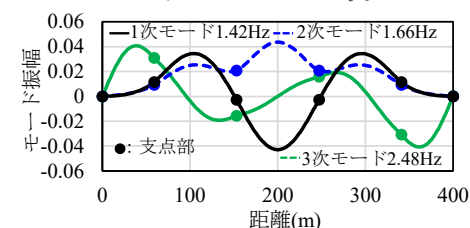
図から、入力加速度の最大値 PGA_{res} の増加と共に、 PTA_{res} も増加する。特に支点部に比べてスパン中央部で PTA_{res} の値が高くなる傾向があり、支点間の水平方向の曲げ振動が影響していると考えられる。図(a)～(c)の結果から、入力加速度の最大値 PGA_{res} が 8.0m/s^2 の時、



(a) 降伏震度 $k_{\eta}^s=0.5$, 固有振動数 $f_{eq}^s=0.5\text{Hz}$

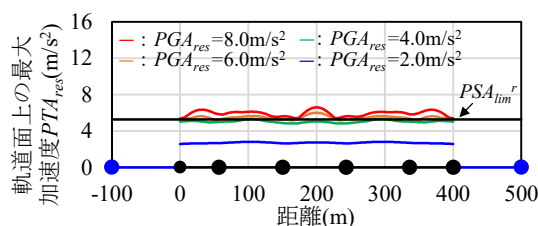


(b) 降伏震度 $k_{\eta}^s=0.5$, 固有振動数 $f_{eq}^s=1.0\text{Hz}$

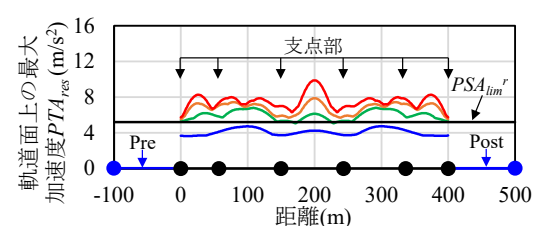


(c) 降伏震度 $k_{\eta}^s=0.5$, 固有振動数 $f_{eq}^s=2.0\text{Hz}$

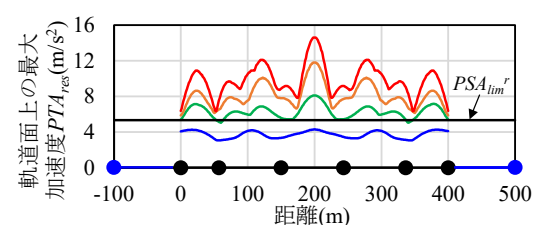
図-12 固有値と水平振動モードの関係



(a) 降伏震度 $k_{\eta}^s=0.5$, 固有振動数 $f_{eq}^s=0.5\text{Hz}$



(b) 降伏震度 $k_{\eta}^s=0.5$, 固有振動数 $f_{eq}^s=1.0\text{Hz}$



(c) 降伏震度 $k_{\eta}^s=0.5$, 固有振動数 $f_{eq}^s=2.0\text{Hz}$

図-13 入力加速度と軌道面上の最大応答加速度の関係

$f_{eq}^s=2.0\text{Hz}$ の場合、支点部に比べてスパン中央部で PTA_{res} が 5m/s^2 から 15m/s^2 に3倍程度増加する。一方で、 $f_{eq}^s=0.5\text{Hz}$ の場合、スパン中央部での加速度は支点部に比べて1.2倍

程度にしか増加しない。固有値解析の結果から桁の固有振動数が橋脚の固有振動数より高い場合は、桁の変形を励起する成分が伝達されない。一方で、桁の固有振動数が橋脚の固有振動数よりも低い場合は、桁の変形を励起する成分が伝達されるため支点部に比べてスパン中央部で加速度が大幅に増加すると考えられる。

図-14 に、軌道面上の卓越振動数 $f_{eq}^{t'}$ の分布を示す。卓越振動数の算出は、非線形時の軌道面上の相対変位の最大値 (peak track displacement response 以下単に「 PTD_{res} 」) 及び、 PTA_{res} から、非線形時の卓越振動数を推定した。軌道面上の卓越振動数は、式(3)を用いた¹³⁾。

$$f_{eq}^{t'} = \frac{1}{T_{eq}} = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{PTA_{res}}{PTD_{res}}} \quad (3)$$

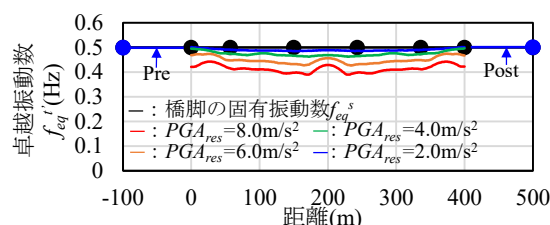
図(a), (b), (c)は、橋脚の固有振動数 $f_{eq}^s=0.5\text{Hz}$, 1.0Hz , 2.0Hz の結果である。図から、 PGA_{res} が 2.0m/s^2 の時の支点部の結果に着目すると、橋脚の応答は線形であり、桁の負担する質量から設定した f_{eq}^s の値と一致していることがわかる。また、 PGA_{res} が 8.0m/s^2 の時、橋軸直角方向の桁の水平方向の曲げ振動によりスパン中央部の PTA_{res} が増加するため、支点部に比べてスパン中央部での $f_{eq}^{t'}$ の低下が抑制される傾向が見られる。特に橋りょう全体の中心スパンでは PTA_{res} が最も増加するため、 $f_{eq}^{t'}$ が低下しにくい傾向がみられる。

また、 PGA_{res} の増加とともに、橋脚が非線形化するために、支点部、特に端部で卓越振動数 $f_{eq}^{t'}$ が低下することがわかる。図(c)から f_{eq}^s が高い場合、 f_{eq}^s が低い場合に比べて非線形化に伴う長周期化の程度が大きく、 PGA_{res} が 8.0m/s^2 の時、 $f_{eq}^{t'}$ が最大で 0.6 倍程度に低下する。

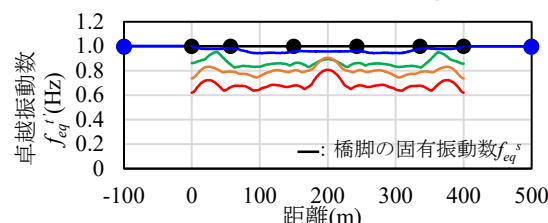
(3) 桁長が応答加速度に与える影響

図-15に、表-1の3, 4径間連続PC桁を対象とした時の軌道面の最大加速度 PTA_{res} の分布を示す。この時の橋脚の $k_{\eta}=0.5$, $f_{eq}^s=1.0\text{Hz}$ である。図(a)から、入力加速度の最大値 PGA_{res} が 8.0m/s^2 の時、3径間連続PC桁の場合、支点部の PTA_{res} は 6.0m/s^2 に対し、橋りょう全体のスパン中央部で PTA_{res} は最大となり 7.0m/s^2 と支点部に比べて1.2倍程度に増加する。(b)から、4径間連続PC桁の場合、支点部の PTA_{res} は 6.0m/s^2 に対し、橋りょう全体のスパン中央部の PTA_{res} は 7.1m/s^2 に1.2倍程度増加するが、端部に近い30m, 270m付近のスパン中央で PTA_{res} は、全スパンで最大の 8.0m/s^2 と支点部に比べて1.3倍程度に増加する。

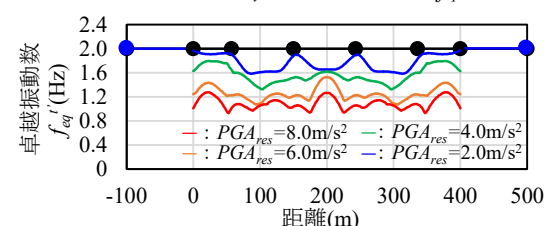
また、図-13(b)の、5径間連続PC桁の場合、支点部の PTA_{res} は 6.0m/s^2 に対し、橋りょう全体のスパン中央部で PTA_{res} は最大となり 9.0m/s^2 と支点部に比べて1.5倍程度に増加することから、桁長が長いほど、曲げ振動によりスパン中央部での応答加速度が増加する傾向があることがわかる。



(a) 降伏震度 $k_{\eta}=0.5$, 固有振動数 $f_{eq}^s=0.5\text{Hz}$

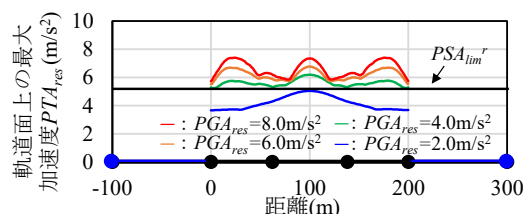


(b) 降伏震度 $k_{\eta}=0.5$, 固有振動数 $f_{eq}^s=1.0\text{Hz}$

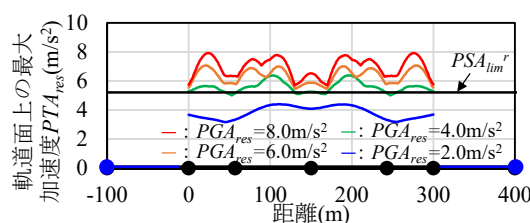


(c) 降伏震度 $k_{\eta}=0.5$, 固有振動数 $f_{eq}^s=2.0\text{Hz}$

図-14 入力加速度と卓越固有振動数の関係



(a) 3 径間 (降伏震度 $k_{\eta}=0.5$, 固有振動数 $f_{eq}^s=1.0\text{Hz}$)



(b) 4 径間 (降伏震度 $k_{\eta}=0.5$, 固有振動数 $f_{eq}^s=1.0\text{Hz}$)

図-15 径間数と軌道面上の最大応答加速度の関係

5. 動的相互作用解析による連続桁の地震時走行安全性の評価

(1) 固有振動数が脱線限界入力加速度に与える影響

図-16に、表-1の5径間連続PC桁を対象とした時の走行車両の脱線位置と脱線した際の入力加速度の最大値である脱線限界入力加速度 (peak ground acceleration limit, 以下単に「 PGA_{lim} 」) の関係を示す。図に、剛軌道モデルを用いて算出した、剛軌道走行時の PGA_{lim}^r の結果も示す。図から、橋脚の f_{eq}^s が 0.5Hz の場合、剛軌道走行時と比較し

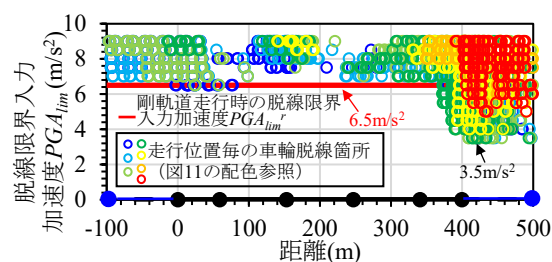
て脱線限界入力加速度 PGA_{lim} が 6.5m/s^2 から 3.5m/s^2 に 0.5 倍程度に低下し、側径間の端部である 400m 付近で脱線が集中するが、桁上では脱線限界入力加速度が高くなる傾向がある。橋脚の f_{eq}^s が 1.0Hz の場合、剛軌道走行時と比較して脱線限界入力加速度が 4.0m/s^2 から 2.5m/s^2 に、0.6 倍程度に低下、橋脚の f_{eq}^s が 2.0Hz の場合、剛軌道走行時と比較して脱線限界入力加速度が 7.0m/s^2 から 5.5m/s^2 に、0.8 倍程度に低下する。先頭車位置毎の脱線箇所に着目すると、 f_{eq}^s が 0.5Hz の場合、走行車両が側径間の端部である 400m 付近で脱線する傾向がある。これは、軌道面上の加速度応答に加えて、桁端部に生じる不同変位が大きく影響して生じた脱線であると考えられる¹⁴⁾。一方で、 f_{eq}^s が 1.0Hz の場合、図-13の軌道面上の最大加速度 PTA_{res} の結果から、スパン中央である 100m, 200m, 300m 付近で PTA_{res} が増加するため、剛軌道走行時に比べて脱線限界入力加速度 PGA_{lim} が低下したと考える。 f_{eq}^s が 2.0Hz の場合、100m, 300m 付近で、剛軌道走行時に比べて PGA_{lim} が低下しているものの、200m 付近では PGA_{lim} が著しく低下していない。図-14(c)に示すように、100m, 300m 付近のスパンの中央では、 $f_{eq}^{t'}$ が非線形化に伴い、車両の固有振動数である 1.0Hz 前後に低下することで PGA_{lim} が低下したが、200m 付近では水平方向の曲げ振動により軌道面上の応答加速度が 100m, 300m に比べると大幅に増加し、 $f_{eq}^{t'}$ の低下の程度が小さいため、200m 付近では PGA_{lim} が著しく低下していないと考えられる。

(2) 桁種別が脱線限界入力加速度比に与える影響

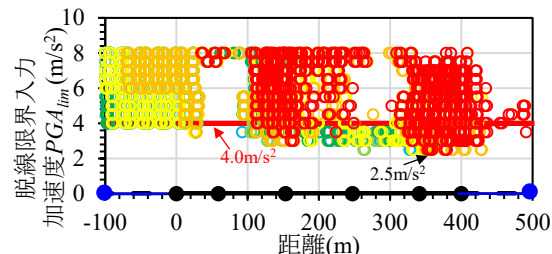
図-17(a)に、表-1の5径間連続PC桁を対象とした時の走行車両の脱線位置と脱線限界入力加速度比 PGA_{lim}/PGA_{lim}^r の関係を示す。脱線限界入力加速度比は、連続PC桁走行時の脱線限界入力加速度 PGA_{lim} を剛軌道走行時の脱線限界入力加速度限界 PGA_{lim}^r で除した値である。図から、橋脚の固有振動数 f_{eq}^s が 0.5Hz 場合、端部の不同変位の影響が脱線に対して支配的な要因となるため、端部においては脱線限界入力加速度比が5割程度低下するが、端部以外では最大で2割程度増加する。橋脚の固有振動数 f_{eq}^s が 2.0Hz では、 PGA_{lim}/PGA_{lim}^r が全体的に2割程度低下する傾向がある。また、橋脚の固有振動数 f_{eq}^s が 1.0Hz では、 PGA_{lim}/PGA_{lim}^r が最大で4割程度低下する傾向がある。これは、水平方向の曲げ振動により PTA_{res} が増加するため、 PGA_{lim}/PGA_{lim}^r が低下したと考えられる。

図-17(b)に、5径間連続合成桁を対象とした時の走行車両の脱線位置と脱線限界入力加速度比の関係を示す。5径間連続合成桁は、表-1に示す、5径間連続桁とスパン長は同じであるが桁高、桁の自重、曲げ剛性は、2章を用いて算出し、桁高3.52m、桁の水平方向の曲げ1次の固有振動数は中央部で1.90Hz、端部で4.84Hzである。

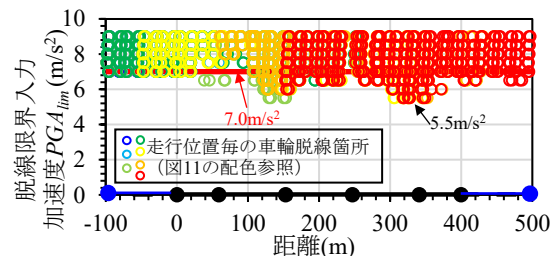
連続PC桁の結果と同様に、橋脚の固有振動数 f_{eq}^s が



(a) 降伏震度 $k_{hy}^s=0.5$, 固有振動数 $f_{eq}^s=0.5\text{Hz}$

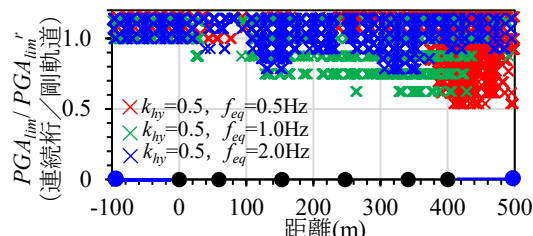


(b) 降伏震度 $k_{hy}^s=0.5$, 固有振動数 $f_{eq}^s=1.0\text{Hz}$

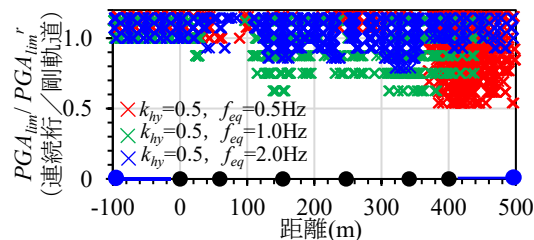


(c) 降伏震度 $k_{hy}^s=0.5$, 固有振動数 $f_{eq}^s=2.0\text{Hz}$

図-16 脱線箇所と脱線限界入力加速度の関係



(a) 5径間連続PC桁



(b) 5径間連続合成桁

図-17 脱線限界入力加速度比 PGA_{lim}/PGA_{lim}^r

0.5Hz では、脱線限界入力加速度比が端部で5割程度低下するが、端部以外では最大で2割程度増加する。橋脚の固有振動数 f_{eq}^s が 2.0Hz では、脱線限界入力加速度比が全体的に2割程度低下する傾向がある。図-17の連続PC桁の結果と比較すると、脱線位置は異なるものの、全体的な傾向はPC桁、合成桁で変わらず、桁種別による曲げ剛性が与える影響は少ない。

6. まとめ

連続桁の地震時走行安全性の基本特性を把握することを目的とし、連続PC桁及び連続合成桁における脱線限界入力加速度を評価した結果、以下の結論を得た。

- (1) 設計図書をもとに、箱桁を対象に、桁高、自重、断面形状の算定値を求めたところ、算定値は、設計図書の値に対して、桁高は±1m、桁の自重は±100kN/m、水平方向の曲げ剛性は±280×10⁶kN/m²、鉛直方向の曲げ剛性は±40×10⁶kN/m²程度の誤差範囲となる。
- (2) 数値解析を基に、橋脚の固有振動数に着目し、連続桁の軌道面上の橋軸直角方向の応答加速度は、支点間の水平方向の曲げ振動の影響により、支点部に比べてスパン中央で大きな値を示す。橋脚の固有振動数が桁の固有振動数よりも高い場合は、桁の変形を励起する成分が伝達されるため、支点部に比べてスパン中央部で加速度が大幅に増加する。また、桁長が長いほど、曲げ振動により加速度が増幅する。
- (3) 橋脚が非線形化することで、支点部の軌道面上の卓越振動数が低下するが、水平振動によりスパン中央部で応答加速度が増加するため卓越振動数の低下は抑制される。
- (4) 橋脚の固有振動数に着目し、脱線限界入力加速度を比較した結果、固有振動数が2.0Hzの場合、剛軌道走行時に比べて、軌道面上の応答加速度が増加することにより、全体的に脱線限界入力加速度が低下する。固有振動数が0.5Hzの場合、不同変位の影響によりスパン中央部より端部付近で脱線が多く発生する。
- (5) 連続PC桁・合成桁における脱線限界入力加速度を比較すると、桁種別による曲げ剛性の相違による影響は少ない。

参考文献

- 1) 鉄道の地震時走行安全研究会：鉄道の地震時走行安全，鉄道工学シンポジウム論文集，No.16, pp.141-148, 2012.
- 2) 吉田幸司，松田猛，阿知波秀彦，関雅樹：高架橋のダンパーブレース補強による東海道新幹線の脱線・逸脱防止対策，J-Rail2009, pp.663-666, 2009.
- 3) 道路橋の免震構造研究委員会：我が国の免震橋事例集，財団法人土木研究センター，2015
- 4) 徳永宗正ほか：鉄道長大橋りょうの支承免震化を考慮した地震時列車走行性解析，第71回土木学会年次講演会，I-236, pp.471-472, 2016.
- 5) 構造物設計事務所・コンクリート構造：PC 連続桁一覧表，構造物設計資料，pp38-pp40, 1973
- 6) 橋田敏之：PC連続桁断面図表，構造物設計資料 pp207-pp211, 1973
- 7) 宇野匡和，曾我部正道，谷村幸裕，渡辺勉：PC 連続桁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, 2008
- 8) 南邦明，横山秀樹，梶田寛：北陸新幹線（金沢・敦賀間）における鋼鉄道橋と SRC 橋の構造計画，橋梁と基礎，vol53, pp. 25-31, 2019
- 9) 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.
- 10) 松本信之，田辺誠，涌井一，曾我部正道：非線形応答を考慮した鉄道車両と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（A 編），Vol. 63, No. 3, pp. 533-551, 2007.
- 11) 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，2012.
- 12) 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.
- 13) 成田顕次，徳永宗正，池田学：降伏震度が異なる RC 橋りょう境界部の地震時相対変位の推定手法，コンクリート工学年次論文集，Vol.42, No.2, pp.667-672, 2020.
- 14) 徳永宗正，成田顕次，後藤恵一：鉄道構造物の大規模地震を想定した地震時走行安全性の簡易評価手法，土木学会論文集 A，Vol. 76, No. 2, pp. 376-394, 2020

(Received April 2, 2021)

(Accepted June 4, 2021)

Basic characteristics of seismic behavior of continuous girder and seismic running safety of railway vehicle in transverse direction

Kenji NARITA, Munemasa TOKUNAGA and Manabu IKEDA

Seismic countermeasures such as isolation bearing have been implemented for new construction project or existing long continuous girders on rivers; however, the running safety on continuous girders during earthquakes has not been systematized. The aim of this paper is to study basic characteristics of the seismic behavior of continuous girders and running safety of railway vehicle in transverse direction during earthquake. As the results of nonlinear vehicle-structure interaction analyses, out of plane vibration of middle span has an effect of decreasing limit acceleration input for derailment by 20% compared with the case of rigid bearing when the pier natural frequency is 2.0Hz. The differential displacement at bridge end has an effect of decreasing limit acceleration input for derailment by 50% compared with the case without girder out of plane deformation when the pier natural frequency is 0.5Hz.