

支承の免震化による連続 PC 桁の 地震時走行安全性と復旧性の評価

成田 顕次* 徳永 宗正* 池田 学*

Evaluation of Seismic Running Safety of Railway Rolling Stock and Restorability of Continuous PC Girder Bridges with Seismic Isolation Bearings

Kenji NARITA Munemasa TOKUNAGA Manabu IKEDA

The purpose of this paper is to clarify the running safety of railway rolling stock on continuous girder bridges with seismic isolation bearings in the traverse direction during earthquakes. Dynamic interaction analyses between vehicles and structures indicate that seismic isolation can significantly decrease derailment limit acceleration depending on the vibration frequencies of the piers and tracks. When the yield seismic intensity of the isolators is set to approximately 0.4 and the resulting dominant track frequency is reduced to 0.5 Hz or lower, derailment can be prevented even under L2-class earthquakes. Moreover, the proposed isolation system effectively suppresses track displacement and reduces pier displacement by as much as 50%.

キーワード：免震支承，地震時走行安全性，連続 PC 桁，動的相互作用解析，復旧性

1. はじめに

2004 年新潟県中越地震，2011 年東北地方太平洋沖地震，2016 年熊本地震，2022 年福島県沖地震において鉄道の脱線が発生している¹⁾。地震時に脱線を防ぐために，車両，軌道，構造物，電気，運転分野等の鉄道システム全体で多角的な地震対策を実施している²⁾。

鉄道橋りょうでは，主として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させる耐震補強が多く用いられる³⁾。道路橋では，耐震対策以外にも，桁と橋脚の間に免震支承を導入する例も多いが⁴⁾，鉄道橋りょうで用いられた例は限定的である⁵⁾。そのため，新設の連続桁式橋りょうや耐震補強が難しい既設の河川部等の橋りょうに対する免震を含む地震対策は十分に確立されていない。この背景の一つとして，鉄道橋りょうの耐震設計は，地震時走行安全性を満足させる必要があり，剛性を高く与える設計を基本としている。これは，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，図 1 に示すように，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相対変位または，相対角度であ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。

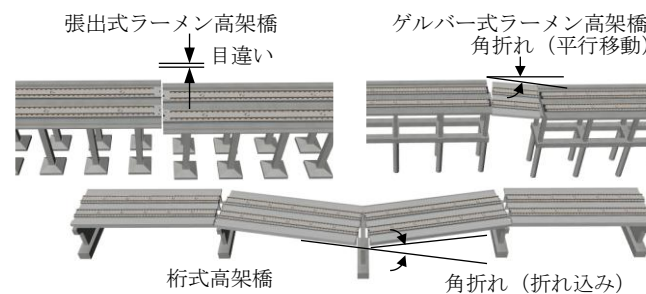


図 1 不同変位の概要

* 鉄道力学研究部 構造力学研究室

道路橋で用いられている免震構造を鉄道橋りょうに適用した場合、相対変位（不同変位）が大きくなり地震時走行安全性が低下する可能性が懸念されることから、免震構造を採用する地震対策は実務上の難易度が高い。また、支承の橋軸直角方向の免震化が地震時走行安全性に与える影響に関する研究は限られており、その影響度は明らかになっていない。

本検討では、地震対策が困難な連続桁橋りょうを対象に、橋軸直角方向に支承を免震化した場合の鉄道車両の地震時走行安全性について評価することを目的とした。まず、連続PC桁を対象に、支承の免震化および桁の曲げ変形が、軌道面上の加速度、変位、卓越振動数等の応答に及ぼす影響を把握した。さらに、連続PC桁における支承の免震化が地震時走行安全性と復旧性に与える影響について評価した。

なお、本稿は文献6の要部を抜粋して再構成したものであり、詳細については文献6を参照されたい。

2. 支承の免震化による地震時走行安全性の検討概要

支承の免震化による地震時走行安全性と復旧性を評価するため、脱線前後の車両挙動を解析可能な、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 III⁷⁾を用いた。車両の力学モデル、脱線前の車輪/レールの力学モデルについては、文献7を参照されたい。

鉄道構造物は一般的に標準設計が適用され、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⁸⁾。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。一方、本研究では支承・橋脚の非線形性と桁の曲げ変形を同時に考慮するため、支承および橋脚に非線形ばねを与える2自由度系でモデル化した。橋脚はトリリニア型の骨格曲線、標準型の履歴特性を持ち、支承はバイリニア型の骨格曲線、標準型の履歴特性を与えた。減衰は、モデルの各モードに対して5%のモード減衰比を与えた。地震動の入力方向は橋軸直角方向（以下、「水平方向」と示す）とした。

図2に、対象とする連続桁式橋りょうの解析モデルを示す。検討モデルは橋脚-支承-桁で構成し、桁の曲げ変形および構造物間の不同変位を考慮できるモデルである。橋脚と支承に非線形ばねを配置し、桁は弾性梁要素とし曲げ剛性を与えた。なお、免震機構の一例として滑り支承を用いた。

表1に、桁の諸条件、橋脚、支承の振動諸元に関する検討ケースを示す。対象とした橋りょうは橋長400mの5径間連続PC桁である。桁のコンクリートの弾性係数は31 kN/mm²、断面二次モーメント I_z は90 m⁴と

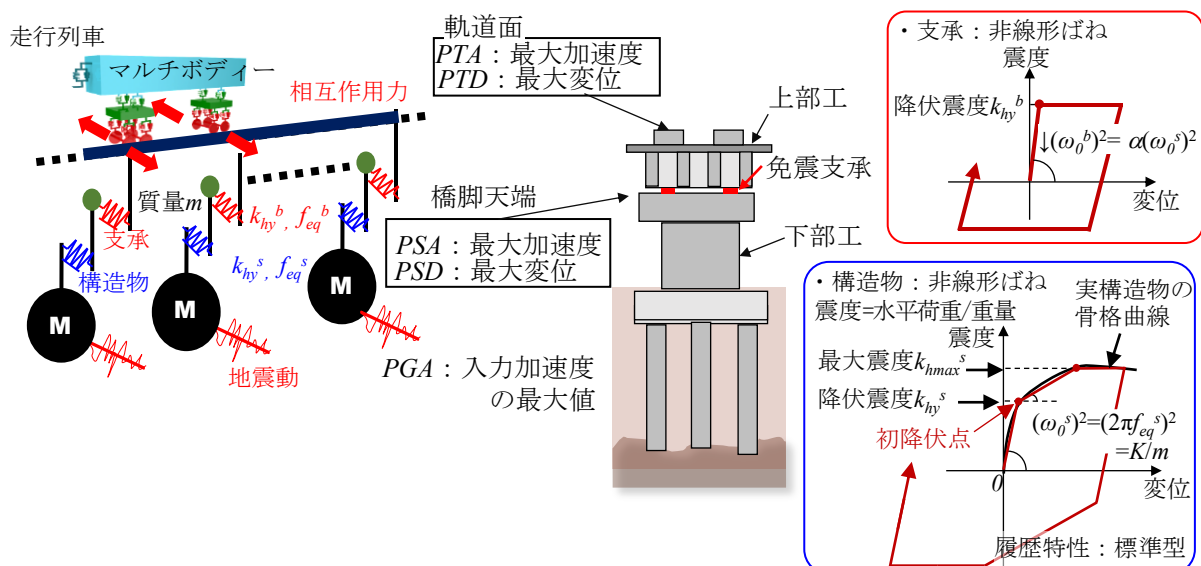


図2 連続桁式橋りょうの解析モデル

表 1 振動諸元に関する検討ケース⁹⁾

桁		橋脚		支承	
橋長	桁の固有振動数 中央部／側径間部	降伏震度 k_{hy}^b	固有振動数 f_{eq}^s	降伏震度 k_{hy}^b	支承剛性比 $\kappa (=K^b / K^s)$
400m(59+94×3+59)	1.71Hz／4.33Hz	0.5	0.5, 0.7, 1.0, 2.0Hz	0.3, 0.4, 1000	0.3, 1.2, 2.6, 1000

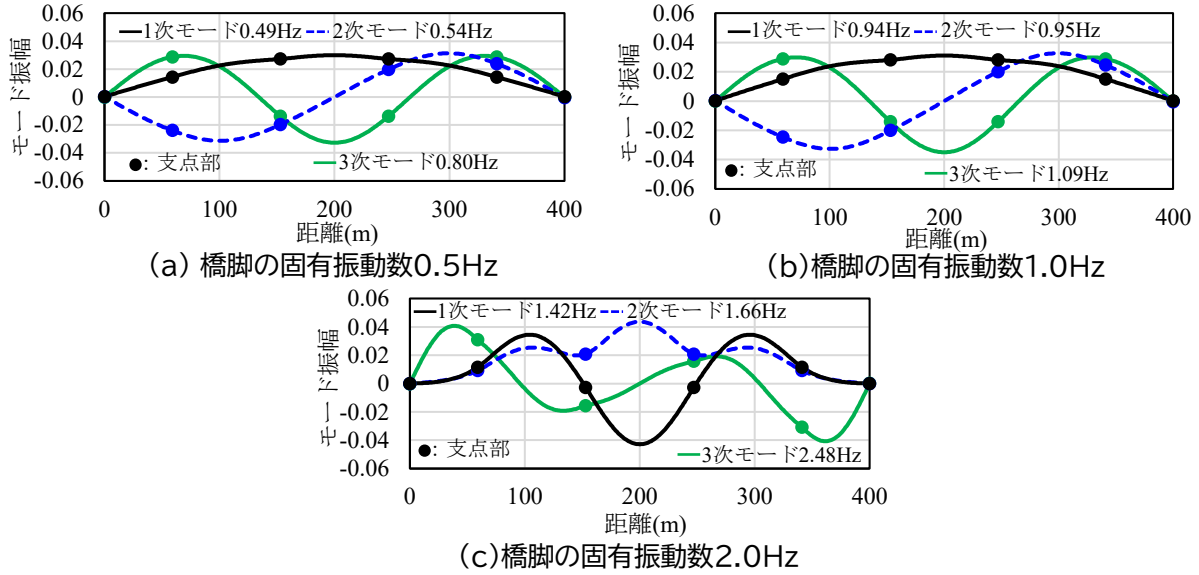


図 3 固有振動数と振動モード形状の関係

した。一般的な連続桁の諸元に関する既往調査⁹⁾に基づき、桁の自重は固定死荷重、付加死荷重を合わせて 446.69 kN/m とした。表中に示す桁の固有振動数は、1 スパンを単純梁と仮定し、最大スパン長から面外曲げ 1 次の固有振動数を算出した値である。橋脚、支承の振動諸元に関する検討ケースは、実際の線区における鉄道橋の固有振動数と降伏震度の統計調査結果¹⁰⁾を踏まえて設定した。橋脚の固有振動数は、橋脚が前後の桁の質量の半分を負担すると仮定して、橋脚の固有振動数 f_{eq}^s が 0.5, 0.7, 1.0, 2.0 Hz となるように橋脚の 1 次剛性を設定した。なお、橋脚単体での質量は桁の質量に対して 0.15 倍程度となるように与えた。橋脚の降伏震度は、統計調査の結果における最頻値である 0.5 とした¹⁰⁾。

免震支承の特性として、橋脚と支承の剛性比、降伏震度に着目した。支承の剛性比が地震時走行安全性に与える影響を把握するため、支承剛性比 $\kappa (=K^b / K^s, K^b$: 支承の 1 次剛性, K^s : 橋脚の 1 次剛性) を 0.3, 1.2, 2.6 とした。支承の降伏震度 k_{hy}^b は桁の加速度を積極的に低減する設計を想定し、橋脚の降伏震度よりも低い 0.3, 0.4 とした。また、比較対象として剛性が十分大きい支承 (以下、「剛支承」と示す。) の条件も設定した ($\kappa=1000, k_{hy}^b=1000$)。

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。)) を用いた⁸⁾。その時の加振振幅は 0.5 m/s² 刻みで段階的に増加させた。なお、基準とする L1(G4)の最大加速度は約 1.9 m/s² である。

3. 支承の免震化が橋りょうの地震時応答特性に及ぼす影響

3.1 固有値解析結果

図 3 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

数とモード形状を示す。図 3 は、橋脚の固有振動数 $f_{eq}^s=0.5, 1.0, 2.0$ Hz の結果である。図 3(a), (b) の $f_{eq}^s=0.5, 1.0$ Hz の場合、1 次モードの固有振動数は、橋脚の f_{eq}^s に近い値であることがわかる。また、2 次モード、3 次モードは、その形状から刺激係数が小さく、1 方向载荷となる地震動に対して励起されにくいと考えられる。図 3(c) の $f_{eq}^s=2.0$ Hz の場合、1 次モードの固有振動数が 1.42 Hz で、単純梁から算出した桁の固有振動数よりも若干低い値を示す。また、1 次、3 次モードは、刺激係数が小さく、地震動に対しては 2 次モードが支配的となる。図 3(a), (b) では、橋脚の変形が主要となるモードであるのに対し、図 3(c) では、橋脚の変形に加え、桁の曲げ変形が現れていることがわかる。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。

支承の免震化が軌道面の加速度、橋脚の変位に及ぼす影響を評価するため、剛支承、免震支承の場合の地震時の軌道面の応答加速度、変位、橋脚天端の変位を比較した。なお、橋脚 $f_{eq}^s=0.5$ Hz, 1.0 Hz の 1 次モードの形状が類似していることから、応答値の評価対象は橋脚 $f_{eq}^s=0.5$ Hz, 橋脚 $f_{eq}^s=2.0$ Hz を対象とした。

3.2 軌道面の加速度に与える影響

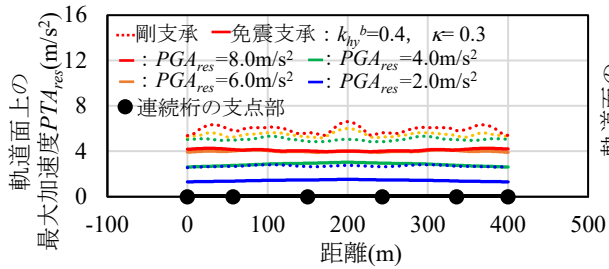
図 4 に、5 径間連続 PC 桁を対象に、橋脚の固有振動数 f_{eq}^s における、入力加速度の最大値 PGA_{res} に対する軌道面の最大加速度 PTA_{res} の分布を示す。図には剛支承（破線）、免震支承（実線）の結果を示す。図 4(a) は橋脚 $f_{eq}^s=0.5$ Hz, (b) は橋脚 $f_{eq}^s=2.0$ Hz の結果である。

図の剛支承（破線）時の結果から、入力加速度の最大値 PGA_{res} の増加と共に軌道面の加速度 PTA_{res} も増加する。特に支点部（黒丸位置）に比べてスパン中央部で軌道面の加速度が大きくなる傾向があり、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 4(b) の橋脚の固有振動数 $f_{eq}^s=2.0$ Hz, 入力加速度の最大値が 8.0 m/s^2 （赤破線）の場合、支点部（黒丸位置）に比べてスパン中央部で軌道面の加速度が 5 m/s^2 から 15 m/s^2 に 3 倍程度増加する。一方で、図 4(a) の橋脚の固有振動数 $f_{eq}^s=0.5$ 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。この時の桁の固有振動数は 1.7 Hz である。これは、橋脚より桁の固有振動数が高い場合は、桁の変形を励起する成分が伝達されない一方で、橋脚より桁の固有振動数が低い場合は、桁の面外曲げ変形が共振的に励起されるためであると考えられる。

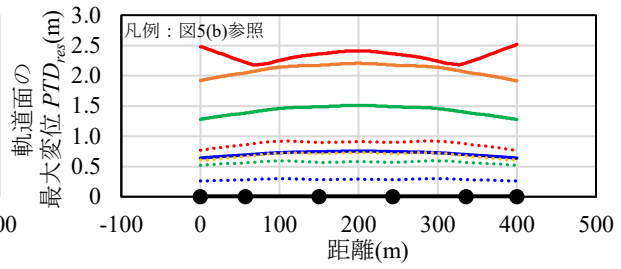
一方、免震支承時（実線）の軌道面の加速度の結果に着目すると、剛支承（破線）に比べて、軌道面の加速度が大幅に低下している。図 4 (b) に着目すると、剛支承の場合、200 m 付近のスパン中央では軌道面の加速度は最大で 15 m/s^2 あったものの、支承の免震化により 0.5 倍程度に低下した。

3.3 軌道面の変位に与える影響

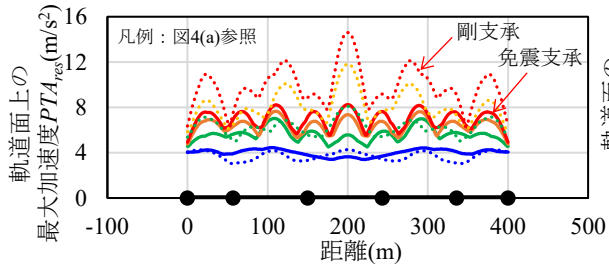
図 5 に、入力加速度の最大値 PGA_{res} に対する軌道面の応答変位の最大値 PTD_{res} を示す。図 5(a), (b) は、橋脚の固有振動数 $f_{eq}^s=0.5, 2.0$ Hz の結果で、図には剛支承（破線）、免震支承（実線）の結果を示す。なお、軌道面の応答変位は入力地震動の変位成分を含まない、橋脚下端からの相対変位を示す。橋脚の f_{eq}^s が 0.5 Hz, PGA_{res} が 2.0 m/s^2 の場合、剛支承（青破線）では PTD_{res} は 0.25 m であったが、免震支承（青実線）では PTD_{res} は 0.7 m 程度に増加し、 PGA_{res} が 8.0 m/s^2 の場合、剛支承（赤破線）では PTD_{res} は 0.9 m で、免震支承（赤実線）では PTD_{res} は 2.5 m と約 3 倍程度に増加した。橋脚の f_{eq}^s が 2.0 Hz, PGA_{res} が 2.0 m/s^2 の場合、剛支承では、 PTD_{res} は 0.1 m で、免震支承では、 PTD_{res} は 0.3 m に、 PGA_{res} が 8.0 m/s^2 の場合、 PTD_{res} は 0.2 m であったが、免震支承では、 PTD_{res} は 0.5 m と約 3 倍程度に増加した。これらの図から、橋脚の固有振動数が違う場合でも、支承の免震化に伴う PTD_{res} の増加率は大きく変わらないことがわかる。また、スパン中央部と支点部の軌道面の変位に大きな違いがないことから、水平方向における面外変形の影響は小さいことがわかる。



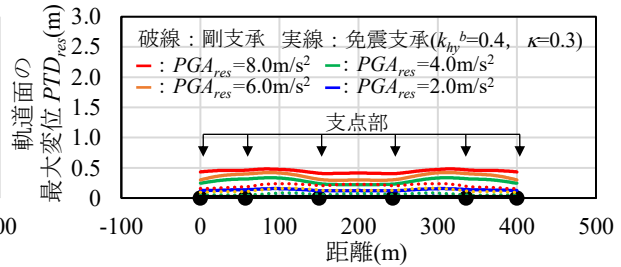
(a) 橋脚の固有振動数0.5Hz



(a) 橋脚の固有振動数0.5Hz



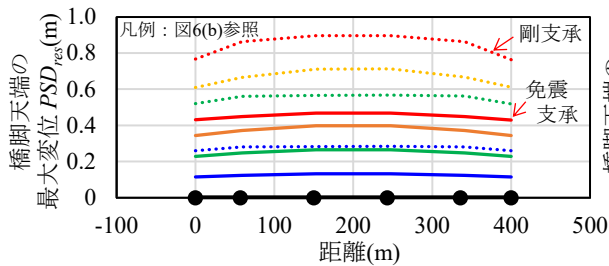
(b) 橋脚の固有振動数2.0Hz



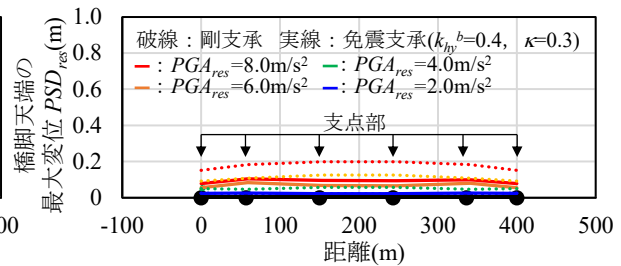
(b) 橋脚の固有振動数2.0Hz

図4 入力加速度と軌道面の加速度の関係

図5 入力加速度と軌道面の変位の関係



(a) 橋脚の固有振動数0.5Hz



(b) 橋脚の固有振動数2.0Hz

図6 入力加速度と橋脚天端の変位の関係

3.4 橋脚天端の変位に与える影響

図6に、入力加速度の最大値 PGA_{res} に対する橋脚天端の最大変位 PSD_{res} を示す。剛支承(破線)の結果に着目すると、橋脚の固有振動数 f_{eq} が低い方が PSD_{res} は大きい傾向にある。一方、免震支承の結果に着目すると、橋脚の固有振動数 f_{eq} が低い方が PSD_{res} は大きい傾向にあるが、剛支承時に比べて、 PSD_{res} は大幅に小さい値を示す。図6(a)の免震支承時の橋脚の $f_{eq}=0.5$ Hz、入力加速度が 8.0 m/s^2 (赤実線) の場合、軌道面の変位は 0.5 m 程度であり、剛支承時(赤破線)に比べて 0.5 倍程度に低下しており、支承の免震化の効果が表れていると推察される。支承の散逸エネルギーと構造物の振動エネルギーの関係まで厳密に評価はしていないが、橋脚天端変位の低下は、免震支承による長周期化に伴う慣性力の低減とエネルギー吸収といった免震化の効果による影響が大きいと考えられる。

4. 支承の免震化が橋りょうの地震時走行安全性に及ぼす影響

支承の免震化が地震時走行安全性に及ぼす影響を検討するにあたり、脱線時の入力加速度の最大値 PGA_{lim} (以下、脱線限界入力加速度) を指標に橋脚、支承の性能が地震時走行安全性に及ぼす影響を分析した。なお、脱線限界入力加速度とは、入力加速度の振幅を段階的に増加させて解析した際、いずれかの車両が脱線した時点の入力地震動における最大加速度である。解析では、列車の走行開始位置を7箇所設定し、

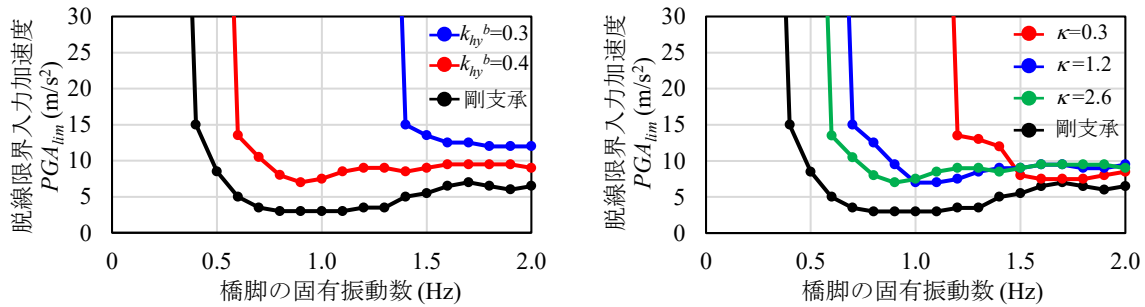
それぞれについて脱線限界入力加速度を算出し、その中の最小値とした。

図 7 に、橋脚の固有振動数 f_{eq}^s と脱線限界入力加速度 PGA_{lim} の関係を示す。図 7(a) は、橋脚の剛性に対する支承剛性比 $\kappa=2.6$ の場合の結果であるが、剛支承に比べて免震支承は、入力加速度が増加しても軌道面の加速度は増幅しにくいため、 PGA_{lim} が増加したと考えられる。 $k_{hy}^b=0.4$ の場合、剛支承と比べ、脱線限界入力加速度 PGA_{lim} は全体的に向上する。 PGA_{lim} は橋脚の f_{eq}^s が $0.4\sim 0.7$ Hz の範囲では著しく向上し、車両の固有振動数に近い $0.8\sim 1.3$ Hz の範囲では地震時走行安全性が 2 倍程度向上する。降伏震度の違いに着目すると、 k_{hy}^b が低いほど、脱線限界入力加速度 PGA_{lim} の向上が顕著であるが、橋脚の固有振動数が 1.5 Hz より高い領域では、免震支承の降伏震度が低い場合でも、免震化により軌道面の振動数が車両の固有振動数 1.0 Hz 付近に近づくため、 PGA_{lim} を大幅に向上させることは難しいと考えられる。

図 7(b) は、支承の降伏震度 $k_{hy}^b=0.4$ の場合の支承剛性比 κ を変化させた結果を示す。図から、剛支承に比べて免震支承時の脱線限界入力加速度 PGA_{lim} は高い傾向を示す。図の支承剛性比 $\kappa=1.2$ の場合、 $\kappa=2.6$ の場合に比べて、橋脚の固有振動数が $0.5\sim 1.0$ Hz の範囲で PGA_{lim} は 1.5 倍程度に向上するが、 1.0 Hz 以上の範囲で PGA_{lim} は同等の値であった。また $\kappa=0.3$ の場合、橋脚の f_{eq}^s が $0.5\sim 1.5$ Hz の範囲で大幅に向上した。

図 8 に、軌道面の卓越振動数と脱線限界入力加速度 PGA_{lim} の関係を示す。橋脚の固有振動数は表 1 に示すように $f_{eq}^s=0.5, 0.7, 1.0, 2.0$ Hz である。図 7 から軌道面の卓越振動数が車両の固有振動数 1.0 Hz に近い場合、 PGA_{lim} は向上しにくいため、支承剛性比が軌道面の卓越振動数に及ぼす影響を検討した。なお、軌道面の卓越振動数は、軌道面の最大加速度、最大変位から正弦波応答を仮定して推定した¹¹⁾。図に示す白抜きのプロットは、 PGA_{lim} が 9 m/s^2 の場合でも走行車両において脱線が発生しなかったケースである。

図から、免震支承を用いた場合、支承剛性比 κ の低下と共に、軌道面の卓越振動数は低下する。軌道面の卓越振動数 f_{eq}^t が 0.5 Hz 以下の場合と $f_{eq}^t=1.0$ Hz の場合を比較すると脱線限界入力加速度 PGA_{lim} は 4 倍以上に向上した。一方、免震化に伴い軌道面の卓越振動数が車両の固有振動数に近い 1.0 Hz 付近に低下する場



(a) 支承の降伏震度が脱線限界入力加速度に与える影響 ($\kappa=2.6$) (b) 支承剛性比が脱線限界入力加速度に与える影響 ($k_{hy}^b=0.4$)

図 7 支承性能が脱線限界入力加速度に与える影響

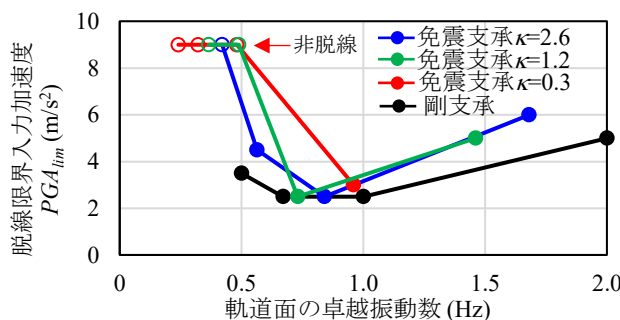


図 8 軌道面の卓越振動数が脱線限界入力加速度に与える影響

合、 PGA_{lim} の向上はみられない。支承剛性比 $\kappa=2.6$ の場合の結果に着目すると、軌道面の卓越振動数が1.0 Hz 以上では、免震支承を用いても、軌道面の卓越振動数 f_{eq}^t は大幅に低下しないため、 PGA_{lim} は剛支承時と同程度である。

橋脚の固有振動数、軌道面の卓越振動数と脱線限界入力加速度 PGA_{lim} の関係から、支承の免震化は橋脚の固有振動数 f_{eq}^s が1.0Hz 以下の場合に有効であり、支承を低降伏震度、低剛性、即ち軌道面の加速度応答を低減、長周期化させ、軌道面の卓越振動数 f_{eq}^t を0.5Hz 以下にすることで、脱線限界入力加速度 PGA_{lim} が著しく向上する、すなわち地震時走行安全性が向上する傾向にあることが明らかとなった。

5. 支承の免震化が地震時走行安全性と復旧性に及ぼす影響

支承の免震化により軌道面の加速度、橋脚天端の変位の低減、地震時走行安全性の向上が可能であることから、支承の免震化が地震時走行安全性と復旧性に及ぼす影響について検討した。なお、支承の降伏震度 k_{hy}^b は、L1 地震時に弾性挙動、L1 地震時以上で支承が免震化し、桁の加速度を積極的に低減する設計を想定して、0.4とした。

図9に、L2 地震動相当の入力加速度における桁の支点部、スパン中央における最大応答変位 PTD_{res} 、橋脚天端の最大応答変位 PSD_{res} と脱線限界入力加速度 PGA_{lim} の関係を示す。脱線限界入力加速度 PGA_{lim} は、地震時走行安全性の評価に用い、前章と同様に入力加速度の振幅を段階的に増加させて解析した際、いずれかの車両が脱線した時点の入力地震動における最大加速度である。桁、橋脚天端の最大応答変位 PTD_{res} 、 PSD_{res} は、復旧性の評価に用い、橋脚の応答変位と損傷の程度に高い相関があることから、L2 地震動相当時（入力加速度 8.0 m/s^2 相当）における最大応答変位である。

図から、剛支承の結果に着目すると、橋脚の f_{eq}^s が低いほど、 PTD_{res} 、 PSD_{res} が大きくなり、 $f_{eq}^s=0.5 \text{ Hz}$ の場合、 PTD_{res} 、 PSD_{res} で1.0 m 程度の変位が生じている。また、 PTD_{res} と PSD_{res} では、大きな差は確認できない。

図9(a)~(c)の免震支承の結果に着目すると、図の支承剛性比 κ が2.6で橋脚の f_{eq}^s が0.5 Hz の時、 PTD_{res} （スパン中央）は1.2 m 程度であり、剛支承時（ $f_{eq}^s=0.5 \text{ Hz}$ ）の PTD_{res} （スパン中央）と大きく変わらない。

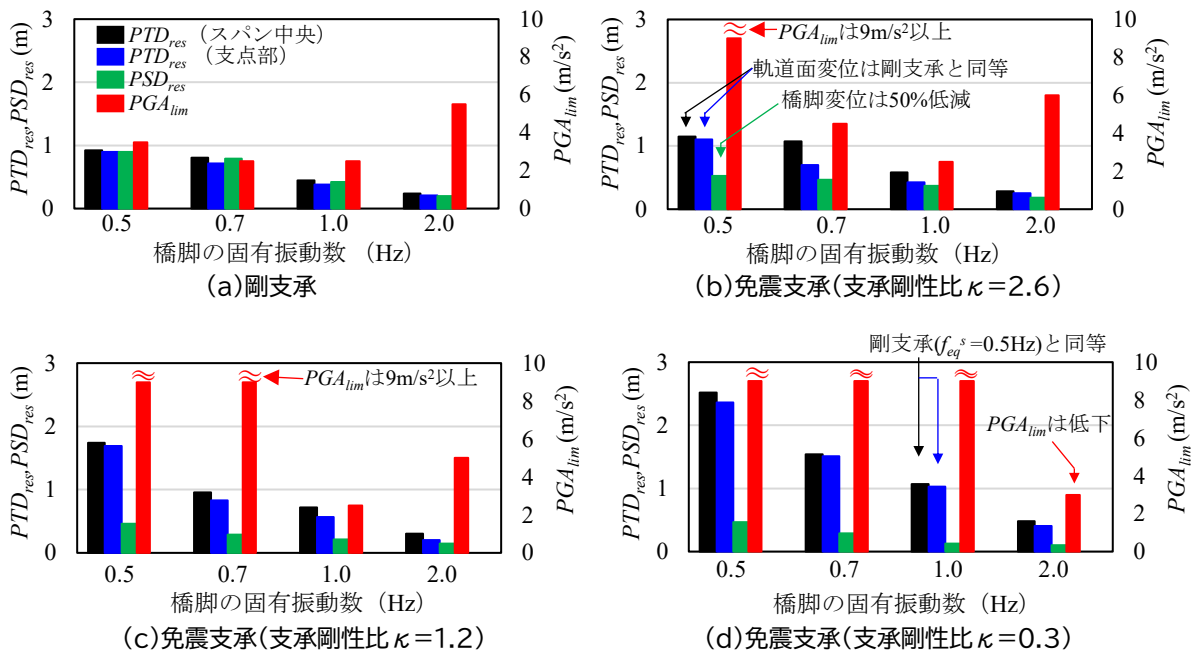


図9 軌道面の最大変位、橋脚天端の最大変位と脱線限界入力加速度の関係

また、スパン中央と支点部の PTD_{res} は大きな差がない傾向を示す。この時の PGA_{lim} は 9.0 m/s^2 以上であることから、支承が免震化しても桁の変位を顕著に発生させずに、脱線限界入力加速度 PGA_{lim} が向上している。また、 PSD_{res} に着目すると、0.5 倍程度になっていることから、橋脚の復旧性も向上している。

支承剛性比 κ が 0.3、橋脚の f_{eq}^s が 2.0 Hz の結果に着目すると、 PGA_{lim} は剛支承時に比べて低下している。これは、軌道面の卓越振動数が車両の固有振動数 1.0 Hz 付近に低下するためである。橋脚の f_{eq}^s が 1.0 Hz の結果に着目すると、最大変位は桁のスパン中央で 1.0 m 程度であり、剛支承時の橋脚の f_{eq}^s が 0.5 Hz と同程度の結果である。また、 PSD_{res} は剛支承時に比べて 0.5 倍程度に低下している。 PGA_{lim} は、剛支承時では 2.5 m/s^2 である一方で、免震支承の場合は 9.0 m/s^2 以上、即ち 4 倍以上に向上している。一方で、橋脚の f_{eq}^s が 0.5 Hz の時のスパン中央と支点部の PTD_{res} の結果に着目すると、剛支承の結果に比べて 2.5 倍程度増加している。支点部の PTD_{res} が大幅に増加すると支承の移動限界を超過、または落橋する可能性が考えられるため、支承の移動可能量や残留変位に対する確認、落橋防止工を設置するなどの配慮が必要である。

以上のことから、適切な支承剛性比を有する免震支承を導入することで、軌道面の変位を剛支承時と同程度に留めながら、橋脚の変位を最大で 50% 程度に低減し、かつ脱線限界入力加速度 PGA_{lim} を 4 倍以上に増加させ、地震時走行安全性が向上する条件を見出した。この条件下においては、L2 地震動相当の入力加速度に対しても走行安全性を確保し、復旧性も向上させることが可能である。

6. まとめ

本研究では、連続 PC 桁を対象に、橋軸直角方向に支承を免震化した場合の鉄道車両の地震時走行安全性と復旧性について検討した結果、以下の結論を得た。

- (1) 車両と橋りょうの動的相互作用解析の結果、桁の固有振動数が橋脚の固有振動数より高い場合には、桁の変形を励起する成分が伝達されにくく、スパン中央部で軌道面加速度の増加は確認されなかった。一方、橋脚の水平方向の固有振動数が桁の水平曲げ振動モードの固有振動数より高い場合には、桁の水平曲げ振動が卓越し、軌道面加速度が約 3 倍に増加する。また、支承を免震化した場合には、この増加を約 1.5 倍に抑制できることを確認した。
- (2) 橋脚の固有振動数、軌道面の卓越振動数と脱線限界入力加速度の関係から、支承の免震化は橋脚の固有振動数が 1.0 Hz 以下の場合に有効であり、支承を低降伏震度、低剛性、即ち軌道面の加速度応答を低減、長周期化させ、軌道面の卓越振動数を 0.5 Hz 以下にすることで、脱線限界入力加速度が 4 倍以上に向上する。
- (3) 支承の免震化が地震時走行安全性と復旧性に及ぼす影響について検討した結果、免震支承の降伏震度を 0.4 とし、橋脚の固有振動数が 1.0 Hz 以下かつ軌道面の卓越振動数が 0.5 Hz 以下となるよう支承特性を制御することで、剛支承と比較して、軌道面の水平変位が顕著に増加せず、橋脚天端の水平変位が 50% 程度に低減され、本検討の範囲においては L2 級の地震動に対しても脱線に至らない。

なお、本研究の免震化においては、隣接橋りょうとの境界部で目違いが生じないことを前提としているため、目違い対策として、目違い防止工²⁾などが必要である事に留意されたい。

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) 重村綾子，西川文人：新幹線の地震対策に関する検討会中間とりまとめ（2022 年 12 月 14 日），JREA，Vol.66，No.6，pp.47030-47033，2023

- 3) 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
- 4) 道路橋の免震構造研究委員会: 我が国の免震橋事例集, 土木研究センター, 2015
- 5) 徳永宗正, 古屋卓稔, 豊岡亮洋, 岡本大, 曾我部正道, 室野剛隆, 中田裕喜, 宇野匡和: 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
- 6) 成田顕次, 徳永宗正, 池田学: 支承の橋軸直角方向の免震化による連続 PC 桁の地震時走行安全性の検討, 土木学会論文集 A2 (応用力学), Vol.77, No.2, pp.I_551-I_562, 2021
- 7) 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
- 8) 国土交通省鉄道局監修, 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), 丸善出版, 2012
- 9) 成田顕次, 徳永宗正, 池田学: 連続桁の地震時走行安全性の基本特性, 鉄道工学シンポジウム論文集, No.25, pp.199-206, 2021.
- 10) 成田顕次, 徳永宗正, 曾我部正道: 鉄道高架橋の地震時非線形連成挙動を考慮した不同変位の推定手法, 鉄道工学シンポジウム論文集, No.23, pp.163-170, 2021
- 11) 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