

モノレール車両を考慮した標準および合理化 PC 軌道桁の地震時動的応答特性

神戸大学大学院 フェロー 川谷 充郎 京都大学大学院 正会員 金 哲佑
 神戸大学大学院 学生員 ドアン カン ヴ 神戸大学大学院 学生員 ○藤田 輝一
 大阪府茨木土木事務所 正会員 藤本 裕昭 パシフィックコンサルタンツ(株) 正会員 谷 直彦

1. はじめに モノレール PC 軌道桁においても建設コストの削減を目指し、長スパン化が検討されている。現在の大阪モノレール PC 桁の標準桁長は 22m である。それを 28m にすると建設費を 14%削減できる。さらに支承部にゴム支承の採用も検討されている。ところで、モノレール構造の橋脚の耐震設計では、車両重量を上部構造重量に加算する簡易な取り扱いが採られている。モノレール構造の特徴として死荷重に対する活荷重の比が大きいため、車両の地震応答に及ぼす影響が大きい。本研究では、標準 PC 桁と長スパンを有する合理化 PC 桁を対象とし、橋梁 - 車両連成系の地震応答解析を行い、レベル 1 地震時に車両の存在により橋梁が受ける影響、支承の耐震性能を検討する。

2. 解析モデル 2.1 橋梁モデル 22m (支間長 21.2m)の標準 PC 桁(鋼支承)と 28m (支間長 27.0m) の合理化 PC 桁(鋼支承とゴム支承)を対象とする (Fig.1 参照)。標準桁と合理化桁の材料特性としてヤング係数はそれぞれ 55Gpa と 64Gpa とする。コンクリート強度より求められるヤング係数を用いて推定したたわみ量と、実測桁の載荷試験によるたわみ量が大きく異なるので、実験により求めたたわみ値を用いて曲げ弾性係数を逆算している。桁の断面諸元は Table 1 に示す。軌道桁の路面凹凸は実測凹凸¹⁾を用いる。

橋脚高さ 10.6m で、コンクリート強度は $\sigma_{c2}=27\text{N/mm}^2$ ($E_c = 27 \text{ Gpa}$) である。橋脚下端には、地盤ばねを考慮している。

2.2 モノレール車両モデル 3次元モノレール車両モデルを Fig.2 に示す。車体、台車(前・後)それぞれについて 5 自由度を有し、計 15 自由度振動系とする。地震時に車両は定員と想定する。車両の代表的振動特性として、バウンスング振動の振動数は 0.968Hz、車体の水平振動は 0.729Hz であり、ローリングについては 1.384Hz である。

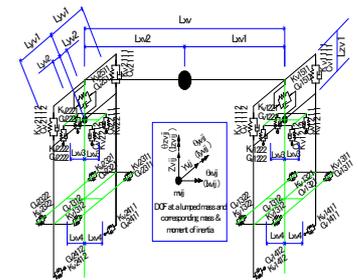


Fig.2 Train model

2.3 入力地震波 入力する地震波モデルは道路橋設計の際に使用するレベル 1 の I 種地盤および II 種地盤のもの (Fig.1 参照) を用い²⁾、橋軸直角方向に慣性力として全節点(質量)に作用させる。この入力地震波モデルは、観測波形を応答スペクトルに合うように振幅調整したものである。地震の入力方向は橋軸直角方向であり、慣性力として全節点に作用させる。

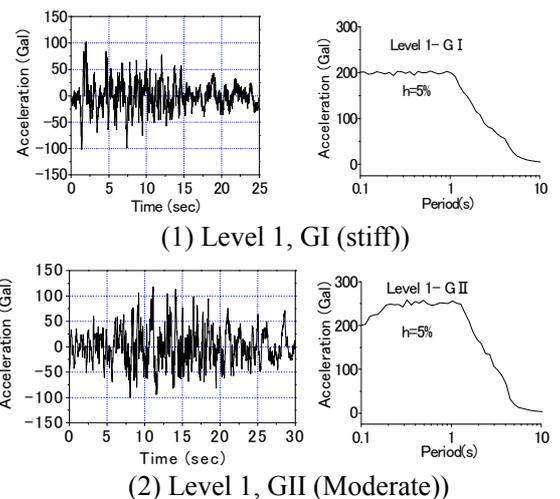


Fig.3 Earthquake acceleration

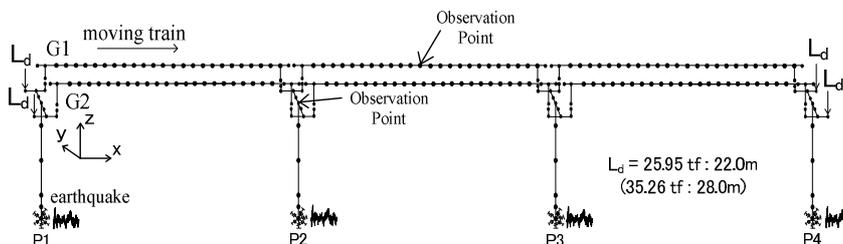


Fig.1 3-span viaduct model (Conventional bridge(22.0m) and Rationalized bridge(28.0m))

キーワード 合理化 PC 軌道桁 地震応答解析 ゴム支承 レベル 1 地震動

連絡先 〒657-8501 神戸市灘区六甲台町 1-1 神戸大学大学院工学研究科市民工学専攻 TEL078-803-6383

Table 1 Structural properties of PC girders

PC girder	Area A (m ²)		Iz (m ⁴)		Iy (m ⁴)		Torsion coefficient (m ⁴)		Mass per unit length (t/m)	
	End of beam	Center of beam	End of beam	Center of beam	End of beam	Center of beam	End of beam	Center of beam	End of beam	Center of beam
22m girder	1.075	0.884	0.073	0.064	0.220	0.206	0.307	0.307	2.687	2.211
28m girder	1.075	0.927	0.073	0.071	0.220	0.209	0.307	0.307	2.864	2.233

3. 解析条件・解析ケース 橋梁の減衰係数 $\eta=5\%$ とする。解析際に考慮する振動次数については、標準桁(鋼支承)は38次 ($f_{38}=19.769\text{Hz}$)、合理化桁(鋼支承とゴム支承)はそれぞれ42次 ($f_{42}=19.856\text{Hz}$) と56次 ($f_{56}=19.640\text{Hz}$) までとする。地震時に走行車両の速度は運営最高速度 ($v=20\text{m/s}$) とする。地震時の車両の動的影響を考慮するために、解析ケース: Case-1 (No train), Case-2 (Train as mass), Case-3 (Train stop), Case 4 (Train moving ($v=20\text{m/s}$)) の4ケースを行う。

4. 解析結果 4.1 軌道桁の応答 II種地盤の地震波における桁中央点の水平加速度応答を Fig.4 に示す。図により、鋼支承の場合(22m桁と28m桁), No train に比べ、Train as mass の R.M.S 値は変わらない。28m桁ゴム支承の場合, No train に比べ、Train as mass の方が小さくなっている。車両の動的影響については、鋼支承の場合、車両を振動系と考慮する場合、Train stop と Train moving では橋梁の応答が小さくなり、車両がダンパーとして働くことがわかる。一方、ゴム支承の場合、逆の傾向が見られ、橋梁の応答がむしろ大きくなることわかる。

4.2 支承のせん断力 鋼支承の耐震性能評価については、Train as mass の場合、支承のせん断力は一番大きい (Fig.5 参照)。GII の場合、22m桁と28m桁の鋼支承における最大せん断力はそれぞれ18.55tf (設計値=16.88tf) と18.82tf (設計値=22.64tf) である。22m桁の場合、支承における最大せん断力は設計値をわずかに超える。28m桁のゴム支承の場合、Train stop のせん断力が一番大きい (Fig.5 参照)。ゴム支承における最大せん断力は17.04tfで、設計値(=22.64tf)を十分に下回ることが分かる。

5. 結論 鋼支承の場合、モノレール橋梁の地震応答に対し、車両はダンパーとして働くことが確認できた。一方、ゴム支承の場合、車両の影響により、橋梁の応答が大きくなることわかった。そのため、車両の重量を付加質量とする設計法は過少評価である場合がある。22m桁の鋼支承の耐震性能評価については、最大せん断力は設計せん断力を超える場合があり、今後さらに検討する必要がある。

参考文献

- 1) 川谷充郎, 金哲佑, Doan Quang Vu, 藤本裕昭, 谷直彦: モノレールPC軌道桁の車両走行振動計測, 木学会関西支部年次学術講演会, 1-8, 2009.5.
- 2) Japan Road Association: Japan Specifications for Highway Bridges, Part V: Seismic Design, 2002.

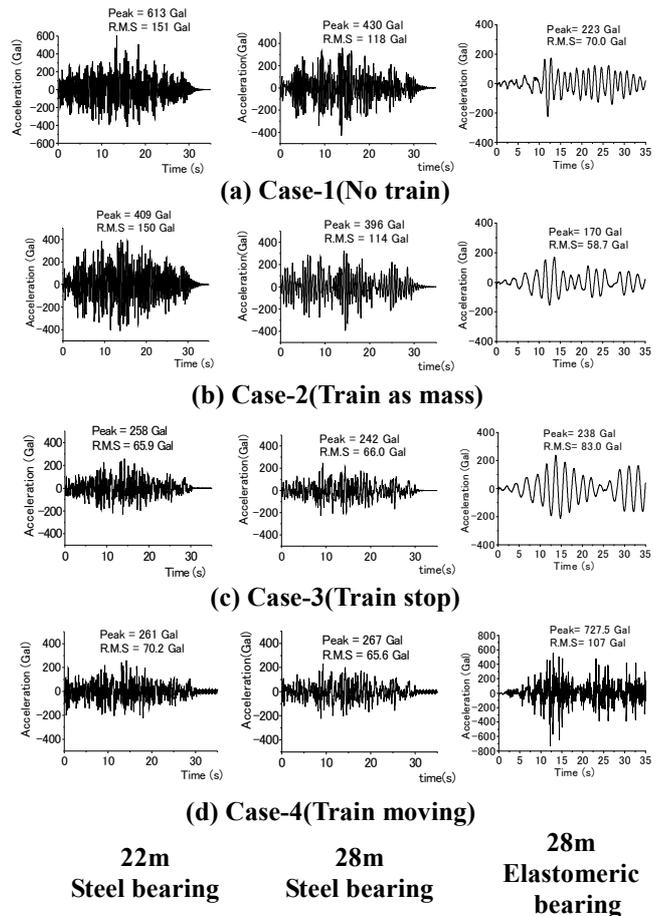


Fig.4 Horizontal acceleration of span center point (GII-Moderate)

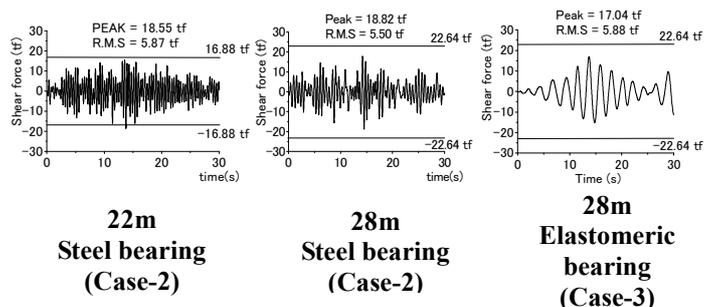


Fig.5 Maximum Shear force of bearing (GII-Moderate)