

神戸大学大学院 フェロー
神戸大学工学部

川谷 充郎
森本 裕介

(株)エイト日本技術開発

正会員 ○小野 和行

1. はじめに 昨年度の研究¹⁾で、2011 年 8 月大阪モノレール彩都線において実施した現地実測で得られた地盤性状、橋脚基礎、橋脚構造の異なる 2 箇所の変位データおよび加速度データを再現するために杭基礎を地盤ばね、杭集約、杭離散モデルの 3 つのモデル化を行い、交通振動の再現性の比較を行った。さらにその結果を踏まえ、地盤ばね、杭集約モデルでの地震応答解析を行った。本研究では、杭離散モデルにて地震応答解析を行い地盤性状の異なる高架橋の地震応答の結果について考察する。

2. 解析モデル 2.1 高架橋モデル 対象高架橋は大阪モノレール彩都線 NP114～NP115 径間および NP228～229 径間である。これらの橋梁の橋脚諸元を Fig.1 に、また杭基礎離散モデルを Fig.2 に示す。

2.2 車両モデル 跨座型モノレール車両を対象とし、前・後軸にそれぞれ走行輪・案内輪・安定輪を有する 3 次元 15 自由度振動系としてモデル化する。車両は 4 両編成とし、車両間の連結は考慮していない。乗客は定員状態を考慮し、車両の重量は 1 両あたり 338.33kN である。

2.3 解析条件および解析ケース 対象橋梁付近の地盤特性を Table 1, Table 2 にそれぞれ示す。なお、NP114～115 付近は II 種地盤、NP228～229 付近は I 種地盤に区分される。入力地震波は、道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編に示される地盤種別に対応した地震動を入力する。Fig.3 には I 種地盤、Fig.4 には II 種地盤の入力地震波を示す。解析で考慮する振動数は 20Hz までとする。また、減衰はレーリー減衰とし高架橋の 1 次、2 次の振動モードに対して $h=0.05$ とする。積分時間間隔は $\Delta t=0.005\text{sec}$ とし、解析時間は 30 秒とする。なお、解析着目点は P2 橋脚(第 2 橋脚)頂部の橋軸直角方向とする。

解析ケースは、(1)Only bridge : 橋梁のみ、(2)Train as mass : モノレール車両を付加質量とて考慮、(3)Train moving : 振動系として考慮した車両モデルが高架橋上に営業時の最高速度 20m/s (72km/h)で走行するものとする。

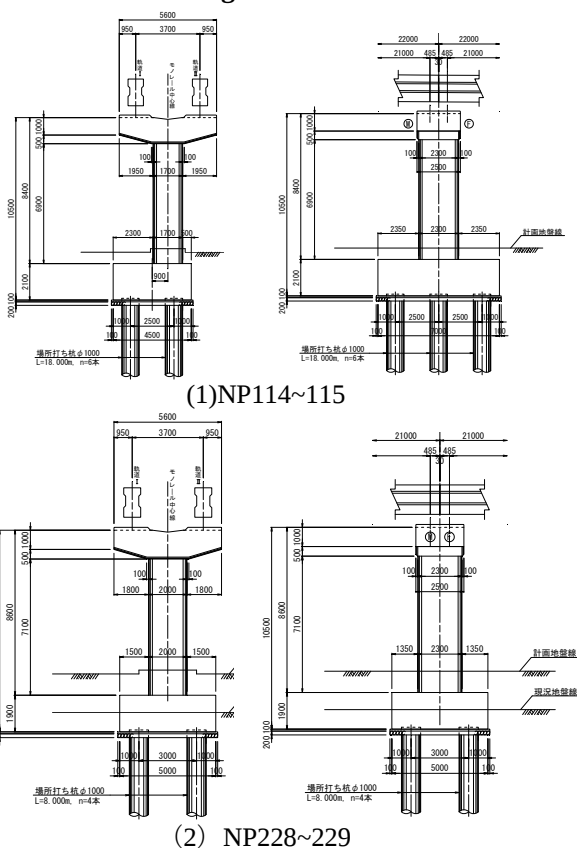


Fig.1 Monorail bridge substructure

Table 1 Ground condition of NP114～NP115

No.	Layer thickness (m)	Depth (m)	Soil type	N-value	Deformation modulus (kN/m ²)
0	2.75	2.75	Sandy soil	6.00	1.68×10^4
1	3.60	6.35	Sandy soil	6.00	1.68×10^4
2	3.65	16.15	Sandy soil	6.00	1.68×10^4
3	2.80	18.95	Sandy soil	22.00	6.16×10^4
4	1.70	20.65	Cohesive soil	50.00	1.40×10^5

Table 2 Ground condition of NP228～NP229

No.	Layer thickness (m)	Depth (m)	Soil type	N-value	Deformation modulus (kN/m ²)
1	0.34	0.34	Cohesive soil	8.76	2.45×10^4
2	1.20	1.54	Sandy soil	23.00	6.44×10^4
3	1.30	2.84	Cohesive soil	27.00	7.56×10^4
4	0.80	3.64	Sandy soil	30.00	8.40×10^4
5	0.75	4.39	Cohesive soil	31.15	8.72×10^4
6	5.51	9.90	Sandy soil	43.42	1.22×10^5

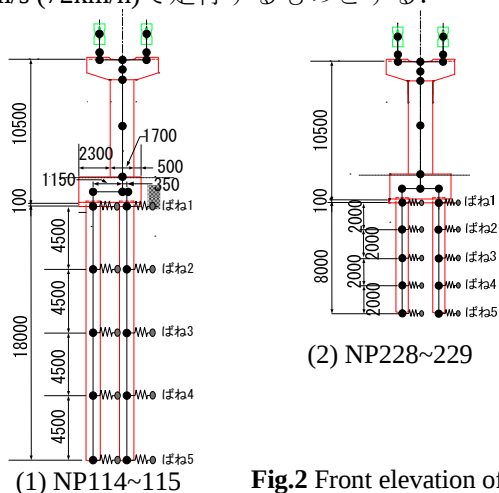


Fig.2 Front elevation of pier

3. 線形地震応答解析 本研究では地盤性状の異なる地盤に対し杭分散モデルを用いて地震応答解析を行う。NP114~115 間における杭分散モデルでの線形地震応答解析の P2 橋脚(第 2 橋脚)頂部の橋軸直角方向の加速度応答および周波数分布を Fig.5 に示す。同様に NP228~229 は Fig.6 に示す。

4. 解析結果の考察 NP114~115 において (1)Only bridge と(2)Train as mass より、(2)Train as mass の方がピーク値および R.M.S.値ともに小さくなる。これは車両の付加質量分を橋梁上に載荷することによる固有振動数の変化が地震波の特性に影響したと考えられる。また、(2)Train as mass の応答に比べ(3)Train moving のピーク値および R.M.S. 値は小さくなっており、車両を振動系として考慮したダンパー効果の影響が表れている。NP228~229 において、(1)Only bridge と(2)Train as mass を比較すると、(2)Train as mass の方がピーク値は小さくなっているが、R.M.S. 値は大きくなっている。また、車両を付加質量として考慮すると固有振動数が低周波側で卓越している。車両を振動系として考慮する(3)Train moving より、車両のダンパー効果により応答が小さくなっていることがわかる。

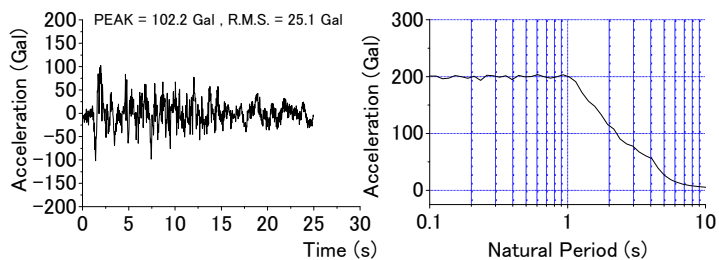


Fig.3 Level-1 G I design earthquake

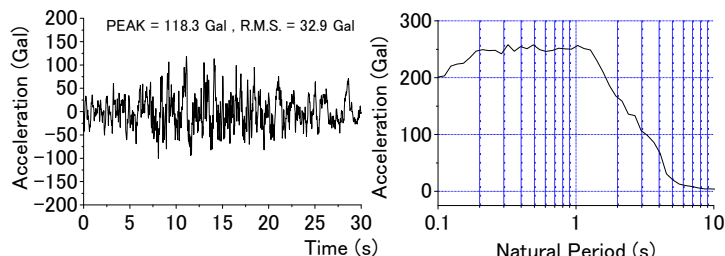
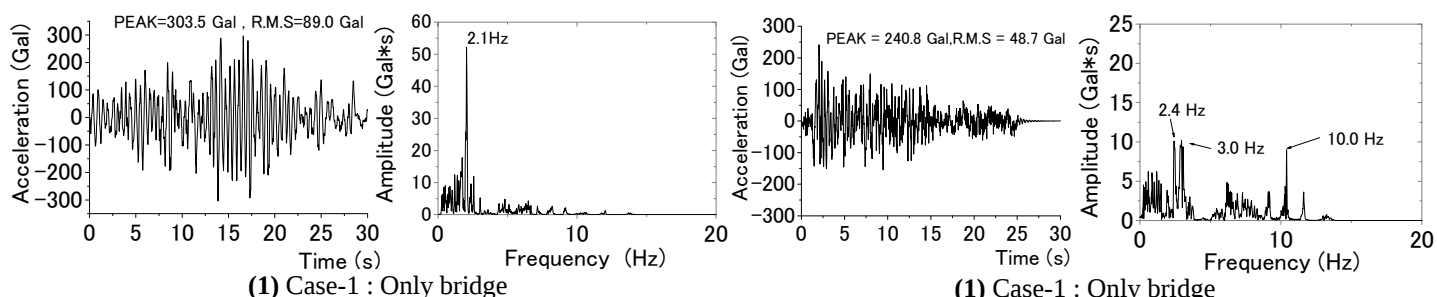
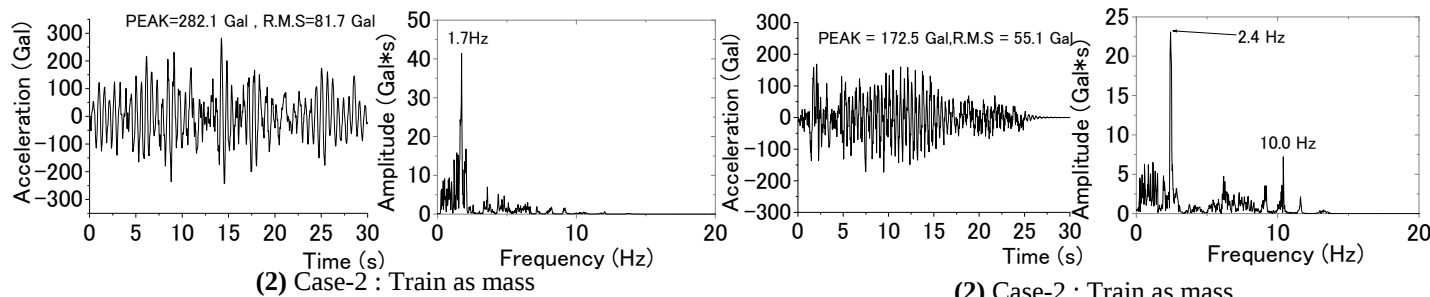


Fig.4 Level-1 G II design earthquake



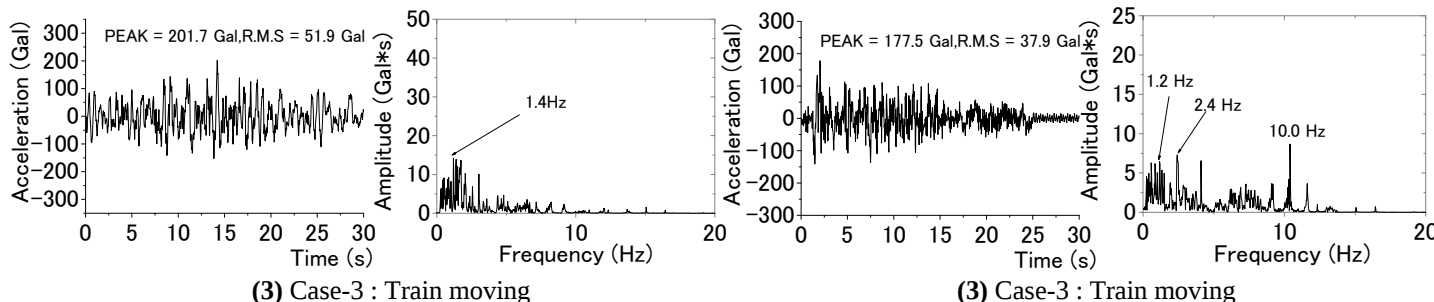
(1) Case-1 : Only bridge

(1) Case-1 : Only bridge



(2) Case-2 : Train as mass

(2) Case-2 : Train as mass



(3) Case-3 : Train moving

(3) Case-3 : Train moving

Fig. 5 NP114~NP115

Fig. 6 NP228~NP229

【参考文献】

1)川谷充郎, 金哲佑, 小野和行, 延命卓哉, 谷川櫻: 跨座型モノレール PC 高架橋の振動特性, 平成 26 年土木学会年次学術講演会, I -037, 2014.9.