

名古屋工業大学 学生員 石井浩明
 名古屋工業大学 正会員 岩本政巳
 名古屋工業大学 正会員 梅原秀哲

1. はじめに

兵庫県南部地震以後、様々な土木構造物のより実際的な地震被害想定や耐震診断を早急に行うことが必要となった。現在、耐震性能の照査では、解析的アプローチが有効であり地震応答解析が重要視されている。地震応答解析には簡便なものから高度なものまで様々な解析手法がある¹⁾。そこで、簡便な手法の適用範囲を広くすることができるならば、汎用性という点においては有効であると考え、橋脚質量・橋桁の高さの両方を考慮した1質点系モデルと橋梁全体をモデル化した多質点系モデルを用いて解析結果の比較を行うとともに、実在する橋梁の耐震性能の評価を行った。

2. 地震応答解析の手法

2.1 1質点系モデル

質点を橋脚のすぐ上に配置した。質量を m 、ばね定数を k 、減衰係数を c 、空間に固定した座標を z 、橋脚の支点からの距離を u とし、地動変位を ϕ とすれば $\phi + u = z$ となり、1質点系モデルの振動方程式は次式ようになる。

$$m \ddot{u} + c \dot{u} + ku = -m \ddot{\phi}$$

2.2 梁要素を用いた3次元多質点系モデル

M 、 C を質量および減衰マトリックス、 K^t を時刻 t から $t + \Delta t$ までの接線剛性マトリックス、 ΔF を外力増分ベクトル、 $\Delta \ddot{U}$ 、 $\Delta \dot{U}$ 、 ΔU をそれぞれ加速度、速度、変位増分ベクトルとして、3次元多質点系モデルでは次式の増分形振動方程式を用いる。

$$M \Delta \ddot{U} + C \Delta \dot{U} + K^t \Delta U = \Delta F$$

3. 対象とした橋梁

解析には、名古屋市に実在する、構造が単純な橋梁 A と構造が複雑な橋梁 B の 2 つをモデルとして用いた。橋梁 B は内側橋脚に外側橋脚を打ち足した構造である。橋軸方向の揺れに対して、橋梁 A は P8 橋脚、橋梁 B は P1 橋脚を対象とした。橋梁概要図、橋脚側面図、断面図を図-1, 2 に示す。また橋脚の断面より求められた特性を表-1 に示す。

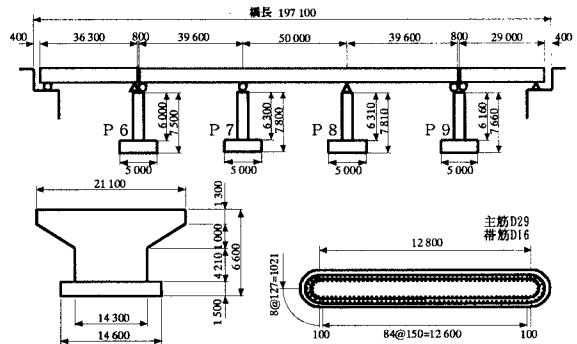


図-1 橋梁 A の概要図、P8 橋脚側面図、断面図

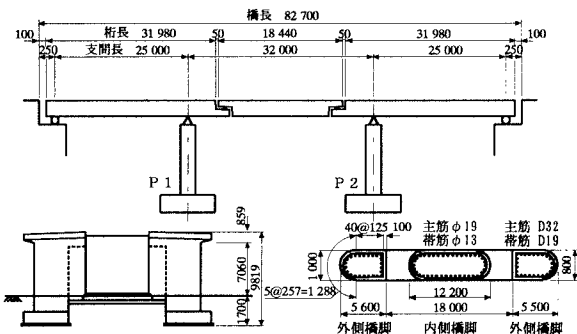


図-2 橋梁 B の概要図、P1 橋脚側面図、断面図

表-1 橋脚特性

橋	解析方向	ひび割れ時		降伏時		終局時		せん断耐力 (t)
		変位 (cm)	荷重 (t)	変位 (cm)	荷重 (t)	変位 (cm)	荷重 (t)	
橋梁A	P 8 橋脚 橋軸方向	0.255	320.46	1.803	814.96	6.816	953.49	1005.82
	内側橋脚 橋軸方向	0.624	88.46	0.611	86.56	1.323	96.46	429.05
橋梁B	外側橋脚 橋軸方向	0.812	62.50	6.256	183.37	15.387	203.12	293.03

キーワード：地震応答解析、1質点系モデル、多質点系モデル

〒466-8555 名古屋市昭和区御器所町 名古屋工業大学大学院都市循環システム工学専攻 TEL052-735-5502

4. 入力地震波

将来この地域で生じる可能性が指摘されている東海地震を想定して断層モデルを設定し、工学的基盤面の地震加速度を求め、橋の基礎位置での地盤特性を考慮して得られた地表面での加速度を用いた。A 橋基礎位置での想定東海地震の最大加速度は、114.5 gal, 卓越周波数は、1.868 Hz である。B 橋基礎位置での想定東海地震の最大加速度は、118.0 gal, 卓越周波数は 1.868 Hz である。

5. 解析結果

解析結果を表-2 に示す。橋脚 A を解析した結果、想定東海地震における 1 質点系モデル、多質点系モデルの最大応答変位はそれぞれ 0.906cm、0.754cm で曲げ破壊時の変位 6.816cm に対する割合はそれぞれ 13%、11% となり、コンクリートのひび割れは確認できるものの、曲げ破壊に至らないという結果を得た(荷重変位曲線、時間応答変位を図-3 に示す)。また 1 質点系モデルと多質点系モデルの破壊時の変位に対する割合の差が 2% であり、2 つの解析結果にほとんど差がないと言えよう。

橋脚 B を解析した結果、想定東海地震における内側橋脚の 1 質点系モデル、多質点系モデルの最大応答変位はそれぞれ 0.956cm、0.239cm で曲げ破壊時の変位 1.323cm に対する割合はそれぞれ 72%、18% となり、1 質点系モデルにおいては、鉄筋の降伏が確認できるものの、曲げ破壊

には至らないという結果を得た。一方、多質点系モデルにおいては、コンクリートのひび割れは確認できず弾性領域内であった。また、1 質点系モデルと多質点系モデルの破壊時の変位に対する割合の差が 54% となった。外側橋脚の 1 質点系モデル、多質点系モデルの最大応答変位はそれぞれ 1.242cm、0.222cm で、曲げ破壊時の変位 15.387cm に対する割合は、それぞれ 8%、1% となり、1 質点系モデルにおいてはコンクリートのひび割れは確認できるものの、曲げ破壊に至らないという結果を得た。一方、多質点系モデルにおいてはコンクリートのひび割れは確認できず弾性領域内であった。また、1 質点系モデルと多質点系モデルの破壊時の変位に対する割合の差が 7% となった。橋脚 A に比べて橋脚 B では、内側橋脚で 1 質点系モデルと多質点系モデルの解析結果に大きな差が出ているのがわかる。これは、1 質点系モデルでは、橋脚 B の複雑な構造が考慮されていないということが考えられる。

6. まとめ

- 1) 単純な構造の橋脚Aでは、1質点系モデルと多質点系モデルの解析結果は、ほぼ同じ値となった。したがって橋脚が単純な構成の場合には、1質点系モデルを適用しても実際的な応答結果が得られることが明らかとなった。
- 2) 複雑な構造の橋脚 B では、1 質点系モデルと多質点系モデルの解析結果に大きな差が生じた。したがって、1 質点系モデルによって、複雑な構造の橋脚の解析を行なう際には、十分な注意が必要であると言える。

参考文献：1) 杉浦・岩本・梅原：コンクリート橋の地震応答解析におけるモデル化の影響、

土木学会第 52 回年次学術講演概要集第 5 部、pp. 570-571、1997

表-2 解析結果

橋	解析方向	最大荷重時の変位 d_0 (cm)	1 質点系モデル			多質点系モデル	
			質点質量 (t)	最大応答変位 d_1 (cm)	d_1 / d_0	最大応答変位 d_2 (cm)	d_2 / d_0
橋脚A	P 8 橋脚 橋軸方向	6.816	3722.95	0.906	0.13	0.753	0.11
橋脚B	内側橋脚 橋軸方向	1.323	659.81	0.956	0.72	0.239	0.18
	外側橋脚 橋軸方向	15.387	430.87	1.242	0.08	0.222	0.01

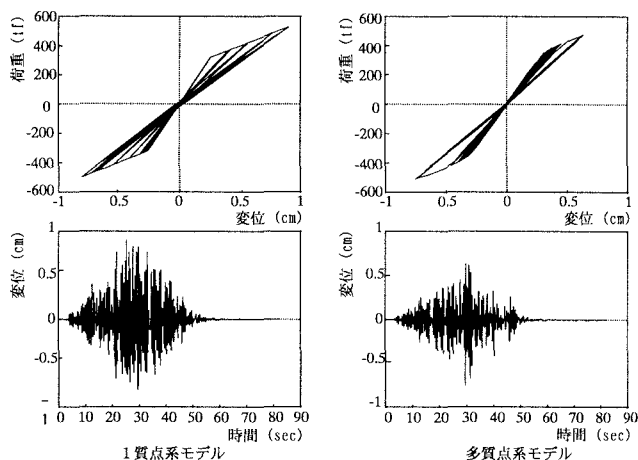


図-3 橋脚 A の荷重変位曲線および時間応答変位