

曲線ラーメン橋梁の簡易地震応答解析手法

伊津野 和行¹・糸 尚輔²・中尾 信裕³
高橋 章³・廣瀬 彰則⁴・坂本 眞徳⁴

¹正会員 工博 立命館大学助教授 理工学部土木工学科(〒525-77 滋賀県草津市野路東1-1-1)

²学生会員 立命館大学大学院 理工学研究科環境社会工学専攻(〒525-77 滋賀県草津市野路東1-1-1)

³正会員 工修 日本道路公団大阪建設局 建設第二部構造技術課(〒550 大阪市西区靱本町 1-11-7)

⁴正会員 中央復建コンサルタンツ株式会社 第三設計部第二課(〒532 大阪市淀川区西宮原1-8-29-33)

高速道路ランプ部では数多くの曲線連続橋が建設されている。これら曲線連続橋では、地震時における挙動が複雑になることが予想され、3次元解析での挙動の把握が特に重要となってくる。しかし、設計の初期段階において3次元非線形地震応答解析を繰り返すことは実用的でなく、簡易な手法で最大応答値を予測することができれば有用である。本研究では、上部構造に交角約90度と非常に小さな曲率を有し、橋脚高さが著しく変化している6径間連続ラーメン橋を例として、3次元非線形地震応答解析を行い、その挙動について検討した。さらに、2次元簡易モデルでの解析を行い、その差異について考察を行った。その結果、設計段階での応答予測としては、2次元簡易モデルを用いた非線形地震応答解析が有効であることを示した。

Key Words : Seismic Design of Bridges, Curved Frame Bridge, Simplified Earthquake Response Analysis

1. はじめに

近年、国土開発幹線自動車道の整備に伴い、高速道路ランプ部等では、多くの曲線連続橋が建設されている。これら曲線連続橋では、直線橋とは異なり、地震時における挙動が複雑になることが予想される。新・道路橋示方書においても、部材及び基礎の非線形性を考慮した3次元動的解析による照査が望ましいとされており、このことから、3次元非線形動的解析による、構造物の挙動の把握が特に重要となる。しかし、計算機が発達した現在においても、設計の初期段階において、3次元非線形地震応答解析を繰り返すことは実用的でなく、簡易な手法で構造物の最大応答値を予測することができれば大変有用である。

本研究では、3次元非線形地震応答解析を行い、その挙動について検討するとともに、2次元簡易モデルでの解析を行い、その差異について考察を行った。

2. 解析モデル、条件および方法について

解析対象とした構造物は、上部構造に交角約90度と非常に小さな曲率を有する鋼箱桁と、RC単柱橋脚とが剛結された6径間連続ラーメン橋である。桁長

260m、スパン長は 34m～56m である。また、この橋脚は、6%の縦断勾配の影響により橋脚高さが 13～23m と著しく変化している。各橋脚の名称は、左から P1、P2、P3、P4、P5 としており、P0側橋梁端部は橋脚、A2側橋梁端部は橋台で支持されている。

3次元モデルの作成に関しては、Fig. 1上段に平面図、下段に側面図で示しているとおり、上部・下部構造ともにはり部材とし、水平、鉛直、回転に対する地盤バネも考慮している。また、橋梁端部の固定条件としては、P0側橋梁端部についてはバネ部材、A2側橋梁端部については剛はり部材で、橋脚、橋台をモデル化している。

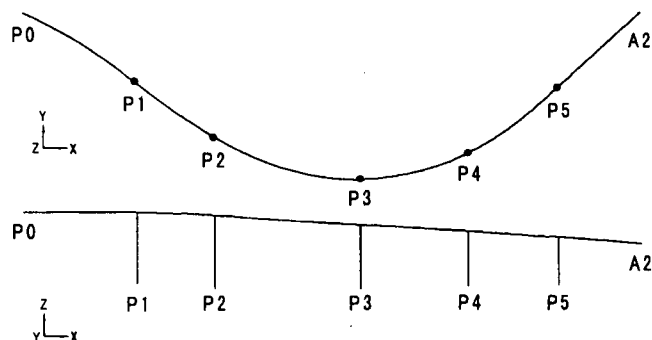


Fig. 1 Analytical model (3-D model).

2次元簡易モデルは、Fig. 2 に示すとおり、3次元モデルを上から見下ろした形で2次元化している。また、橋脚については、3次元モデルとは異なり、軸方向、軸直角方向バネ部材の2部材を用いてモデル化している。

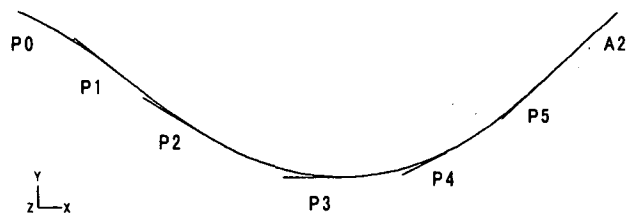


Fig. 2 Analytical model (2-D simplified model).

Table 1 Natural periods and effective mass ratios.

	3-D model	2-D simplified model
1st mode	1.20sec , 13.5%	1.50sec , 12.7%
2nd mode	1.05sec , 27.5%	1.23sec , 27.9%
3rd mode	0.86sec , 30.3%	0.96sec , 33.0%
4th mode	0.68sec , 33.5%	0.74sec , 36.8%
5th mode	0.60sec , 41.5%	0.60sec , 46.6%
6th mode	0.56sec , 47.3%	0.52sec , 47.4%

(Natural period , Cumulative effective mass ratio)

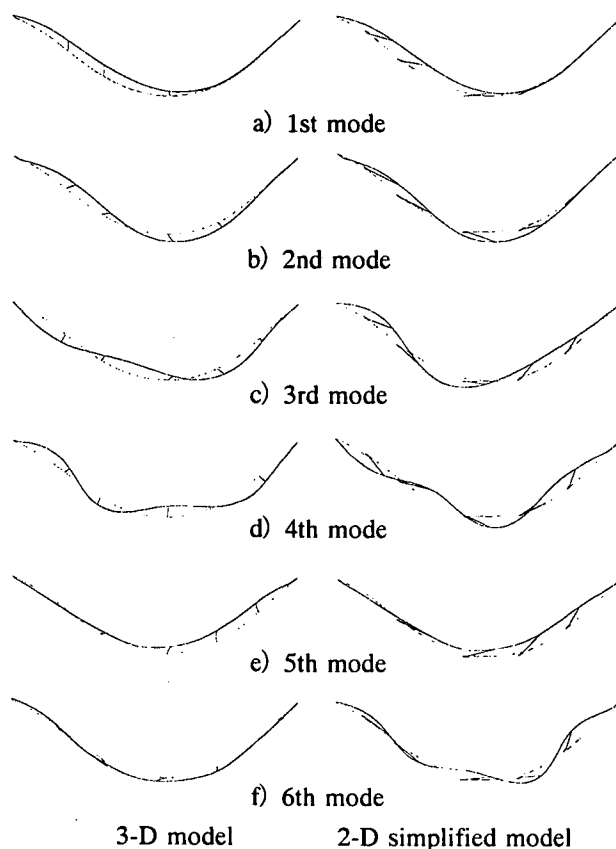


Fig.5 Mode shapes.

また、3次元解析モデルでは、解析に用いたソフトウェアの性能上、一方向にしか非線形性を考慮することができなかった。そのため、各橋脚の橋軸直角方向の挙動についてのみ武田モデルを適用した。その他、橋脚の橋軸方向ならびに桁については線形はり部材とした。2次元簡易モデルについても3次元モデルに準じている。

入力地震波は、兵庫県南部地震における神戸海洋気象台記録、JR警報地震計(鷹取)による記録¹⁾、東神戸大橋付近で観測された地震波記録の3種類をもとに、道路橋示方書V耐震設計編(平成8年12月)のI種地盤レベル2タイプIIスペクトル²⁾に合わせて修正したものを用い(Fig. 4)、Figs. 1,2 の X,Y方向にそれぞれ NS,EW成分を入力した。今回の解析における X方向とは、橋梁端部 P0、A2 とを結ぶ方向とした。

3. 固有値解析結果

まず、固有周期と、累積有効質量比についてまとめたものを Table 1 に示す。今回の解析において、固有周期については、25%程度2次元簡易モデルの方が長くなっている。この理由として、ラーメン橋脚をバネ部材に置き換えてモデル化した事により、はり結合部の表現ができていない影響である。

また、Fig. 5 には、1次モードから6次モードまでのモード図を示している。3次元モデルと2次元簡易モデルとを比べると、5次モードまでは、ほぼ同様なモード形状が得られた。6次モード以降については、3次元モデルにおいて、上部構造のねじれや上下振動成分が卓越しており、振動モード形状は異なる結果となっている。

しかし、今回の固有値解析において、6次モード以降の有効質量比が大きくないことを考慮すると、それぞれの橋脚の挙動は、2次元簡易モデルで表現できるものと考えた。

4. 時刻歴応答解析結果

まず、3次元モデルの解析結果について、Case1 における橋脚 P1、P3 および P5 上端部での時刻歴応答変位波形を、Fig. 6に示す。A2側端部から P0側端部へ向かう方向が、橋軸方向の正、円弧の中心側を橋軸直角方向の正としている。橋脚 P1では(Fig.6-a)、最初の 10秒間で橋軸方向に大きな挙動を示しているのがわかる。また、橋脚 P3および P5は(Fig.6-c, e)、橋脚 P1とは異なり、全般的に橋軸方向より橋軸直角方向が大きく挙動している。また、橋脚 P1の応答値

(Fig. 6-a)は橋脚 P5の応答値(Fig. 6-e)に比べ、最大値でほぼ2倍の応答値を示している。このことは、Fig. 7に示す各橋脚の X-Y 平面での軌跡からもわかる。

3次元モデルの橋脚 P1の挙動(Fig. 7-a)は、2度ほど橋軸方向に大きく揺れた後、全方向に揺れる形となっている。また、橋脚 P5の挙動(Fig. 7-e)は、橋軸直角方向に揺れが卓越した形である。また、この図から、全橋脚が、橋脚 P5 を基準とした場合の橋軸直角方向の揺れが卓越していることがわかる。

これらの理由として、橋脚高の違いや、P0側橋梁端部については橋脚による固定、A2側橋梁端部については橋台固定と仮定した曲線連続橋の構造特性が影響していると考えられる。P0側橋梁端部では、ほぼ全方向に振動することができるものの、A2側橋梁端部では橋台によって挙動が拘束され、この端部を中心として振り子運動的な現象が起こっている。

5. 2次元簡易モデルとの比較

Fig.7 において、実線が3次元モデルの挙動、波線が2次元簡易モデルの挙動を示している。これより、2次元簡易モデルでの応答は、3次元モデルと比べ、振動方向、応答値共に、ほぼ一致していることがわかる。また、各橋脚の最大応答変位について、入力地震波ごとに3次元モデルと2次元簡易モデルの結果をまとめたものを Table 2 に示す。

これらによると、全体的に2次元簡易モデルの応答変位の方が小さい場合が多いが、その比率は、各ケースとも誤差はほぼ±20%以内に入っていることがわかる。このことから、設計の際に簡易な2次元非線形応答解析によって構造物の応答値を予測することも可能だと考えられる。しかし、3次元モデルと、2次元簡易モデルとの間で固有周期の差が大きくなると、応答波

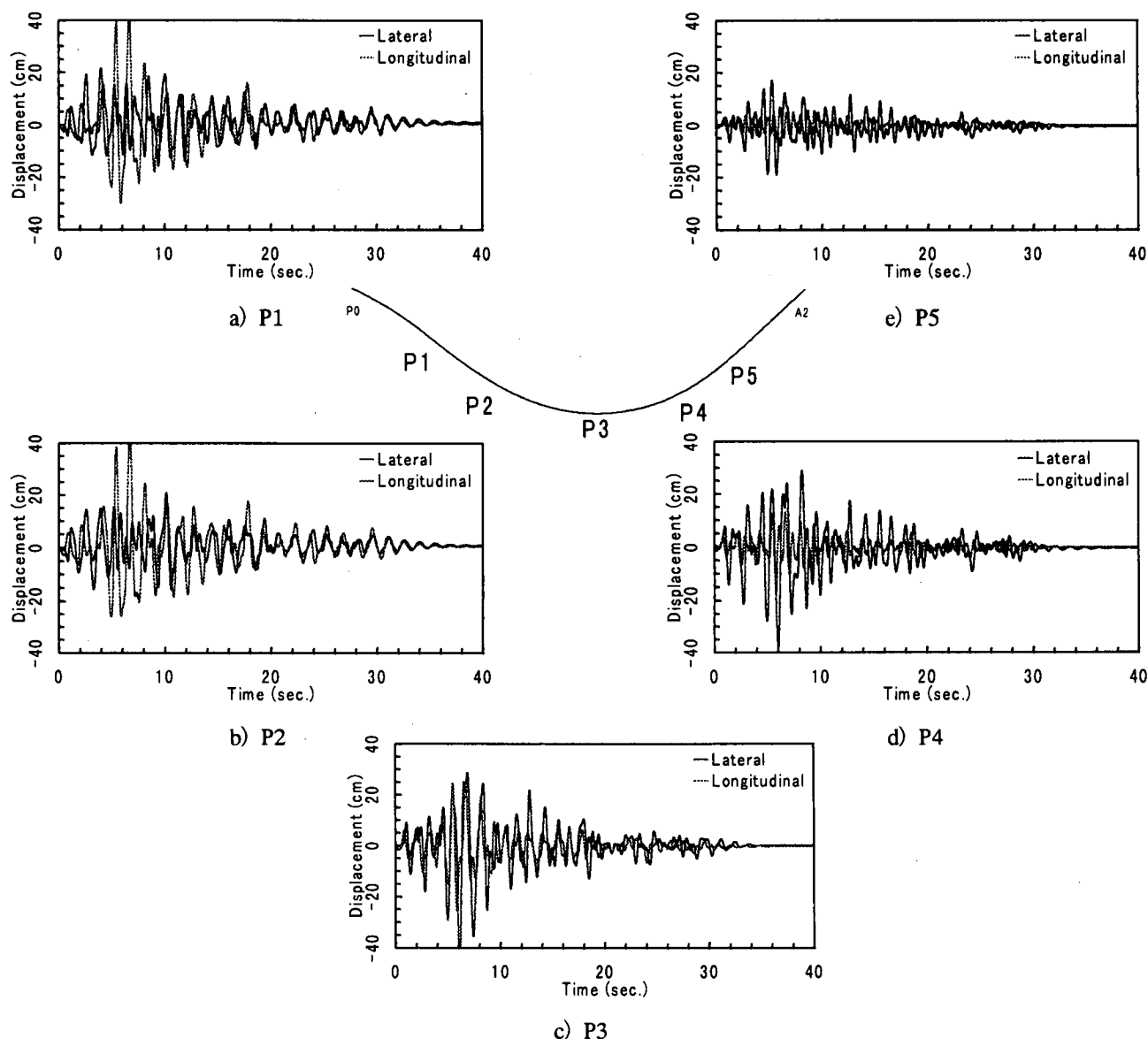


Fig. 6 Displacement response-time histories of piers (3-D model)(Case 1).

形に対しても大きな誤差が生じてくるものと考えられ、2次元簡易モデルの作成方法や、各部材の剛性の評価手法についても検討する必要がある。

6. まとめ

本研究では、曲線ランプ部ラーメン橋梁の地震時挙動について検討した。高速道路ランプ部は、特に地震時の安全性確保が必要な重要部分であり、設計段階における十分な検討が必要である。ここでは、3次元非線形動的解析をする前に、設計の初期段階で、簡易な2次元非線形動的解析によって変位応答の概略を把握する手法について示した。最終的には、3次元非線形動的解析で照査することが必要であるが、断面の詳細を決定するまでの検討に、本手法を適用することによって、設計手順を簡略化することが可能だと考えられる。今後、モデル化の詳細や誤差の定量的な評価、あるいは断面力の照査方法について検討していく予定である。

参考文献

1) Nakamura, Y.: Waveform and its Analysis of the 1995 Hyogo-Ken-Nanbu Earthquake, JR Earthquake Information, Railway Technical Research Institute, No.23c, Feb. 1995.
2) 日本道路協会：道路橋示方書、Ⅴ耐震設計編 1996年12月。

Table 2 Comparison of the maximum displacements between 3-D model and 2-D simplified model.

a) Case 1 (Modified Kobe [JMA])				
Pier	Direction	Max.Displacement(cm) 3-D analysis	2-D analysis	Ratio of 2-D/3-D
P1	X	31.8	22.5	0.71
	Y	35.9	30.3	0.85
P2	X	27.2	24.1	0.89
	Y	34.6	31.9	0.92
P3	X	25.4	23.2	0.91
	Y	48.1	40.8	0.85
P4	X	24.1	21.4	0.89
	Y	36.3	36.9	1.01
P5	X	15.9	9.4	0.59
	Y	15.7	17.2	1.09

b) Case 2 (Modified JR-Takatori Sta.)				
Pier	Direction	Max.Displacement(cm) 3-D analysis	2-D analysis	Ratio of 2-D/3-D
P1	X	25.3	26.0	1.03
	Y	40.2	30.0	0.75
P2	X	30.1	26.4	0.87
	Y	33.6	30.7	0.92
P3	X	29.1	23.6	0.81
	Y	46.1	43.8	0.95
P4	X	23.2	22.0	0.95
	Y	37.1	39.6	1.07
P5	X	11.1	13.5	1.21
	Y	21.0	22.9	1.09

c) Case 3 (Modified Higashi Kobe Bridge)				
Pier	Direction	Max.Displacement(cm) 3-D analysis	2-D analysis	Ratio of 2-D/3-D
P1	X	15.7	19.9	1.27
	Y	36.0	31.2	0.87
P2	X	14.7	21.9	1.49
	Y	36.9	29.5	0.80
P3	X	18.2	15.8	0.87
	Y	31.5	31.1	0.99
P4	X	13.8	15.1	1.09
	Y	23.0	25.3	1.10
P5	X	10.6	7.3	0.69
	Y	14.2	13.8	0.97

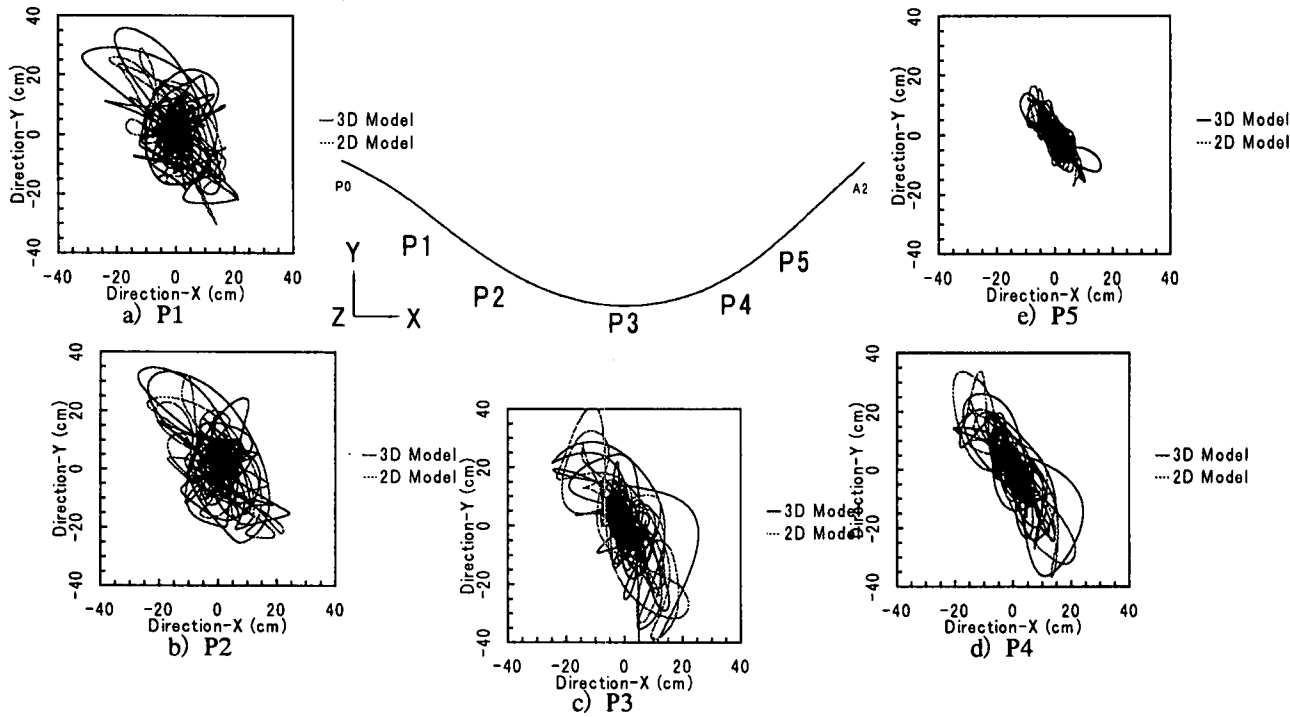


Fig.7 Displacement responses of piers in X-Y plane (Case 1).