論文　橋梁全体系３次元応答に与えるＲＣ橋脚の断面形状の影響

中野　友裕*1・田邉　忠顕*2

要旨：正方形・円形断面橋脚に支持された連続高架橋を対象に，いくつかのモデル化に基づく数値解析的検討を加えた．その結果，連続高架橋をモデル化する際に，構造物全体系をモデル化した場合では，上部構造の振動により大きな付加曲げモーメントが生じること，断面の耐力が同程度の場合，付加曲げモーメントは，全体の振動の大きくなる円形断面の方が大きくなることが明らかとなった．

キーワード：地震応答解析，付加曲げモーメント，復元力特性，Flexibility 法

1. はじめに

土木学会の「土木構造物の耐震設計法に関する第３次提言と解説」[1)]では，鉄筋コンクリート（以下ＲＣ）構造全体系の非線形応答を考慮した解析の必要性が強調され，さらに平成 14 年 3 月に改定された道路橋示方書[2)]では，照査の方法として動的照査を前面に押し出している．実験により構造物の安全性を判定することが難しい橋梁構造物では，数値解析の重要性が広く認識されているが，一方でこれまでに行われてきた多くの検討は，３次元構造全体を意識したものではない．モデル化においては２次元全体系あるいは３次元単一柱が一般的であり，本格的な３次元全体系動的応答解析でそれらの妥当性を検証した報告はない．

著者らはこれまでに，示方書などで一般に２次元単一柱にモデル化される構造物の３次元応答解析を，Flexibility 法により実施してきた[3)]．その中で構造を縮約したモデルでは３次元全体系の動的応答が表現できないことを示しているが，それらは２軸曲げによる耐力低下現象に説明の重点をおいていた．本稿では，それらに加え，３次元振動により発生する付加曲げモーメントの影響を，異なる断面形状の連続高架橋を対象に比較検討し，連続高架橋の地震時応答について考察を加えた．

2. 解析アルゴリズムの概要[3)]

Flexibility 法では，力の内挿関数を用いて要素 Flexibility マトリクスを導出し，特殊なアルゴリズムを用いて要素内のひずみと断面力分布を収斂させる．断面力分布が直線に規定される範囲では，塑性ヒンジ部分の積分長を適切に規定することにより１要素での解析が可能であることから，剛性法のような要素分割を施す必要がなく，自由度が大幅に低減される．これまでに行われた２次元振動実験，３次元２軸曲げ実験との比較検証によれば，Flexibility 法では，曲げ破壊する供試体について自由度を縮約しても，おおむね精度よく挙動を再現することが可能であることが示されている[4)]．

Flexibility 法による数値解析の基礎となるのは，要素内力 $\mathbf{D(x)}$と節点力 $\mathbf{P}$ の関係である．力の内挿関数を $\mathbf{N_p(x)}$と表せば，

$$\mathbf{D(x)} = \mathbf{N_P(x)} \cdot \mathbf{P} \tag{1}$$

この式を断面構成則に適用するため，式

$$\mathbf{d(x)} = \mathbf{f(x)} \cdot \mathbf{D(x)} \tag{2}$$

を導入する．ここに $\mathbf{d(x)}$は，断面のひずみ，$\mathbf{f(x)}$は断面 Flexibility である．仮想力の原理を適用すれば，次式で表される要素 Flexibility マトリクスが得られる．

*1　名古屋大学大学院　工学研究科土木工学専攻　工修　（正会員）
*2　名古屋大学大学院　工学研究科土木工学専攻教授　工博　（正会員）

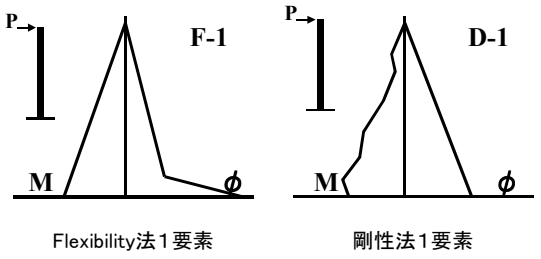


図-1　Flexibility 法１要素と剛性法１要素におけるモーメント－曲率分布

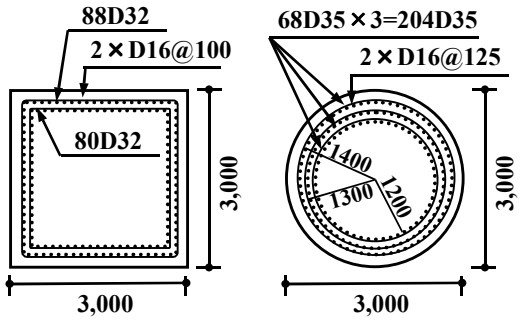
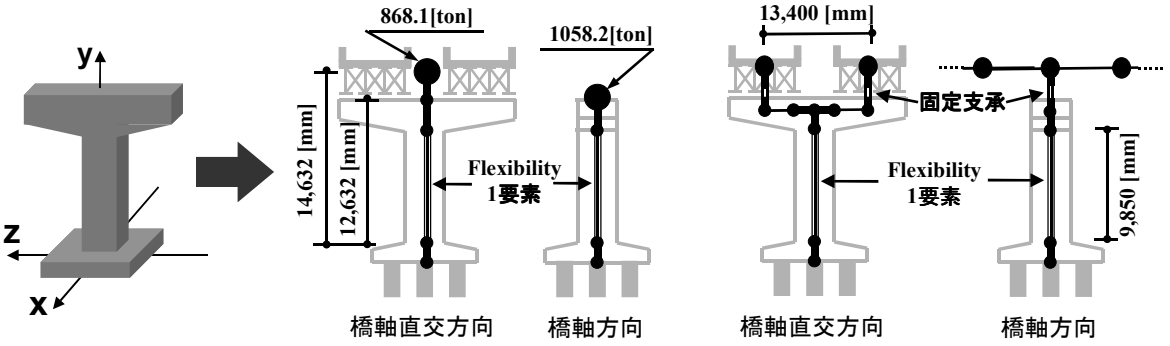


図-2　橋脚断面図（単位：mm）



a）１Ｃモデル　　**b）７Ｃモデル**

図-3　橋脚のモデル化

$$\mathbf{F} = \int_0^L \mathbf{N}_P^T(x)\,\mathbf{f}(x)\,\mathbf{N}_P(x)\,dx \qquad (3)$$

以上の定式化は厳密な力の分布に基づいており，断面力が規定されれば，常に１要素内における断面力分布とひずみ分布が正確に得られる．**図-1** に Flexibility 法と剛性法１要素のモーメント分布，曲率分布を示す．

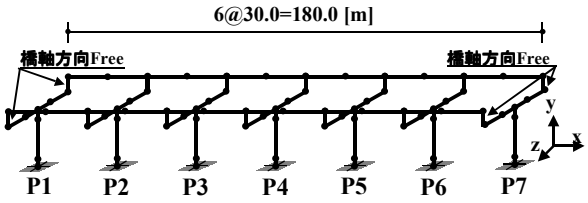


図-4　橋梁全体系のモデル化（７Ｃモデル）

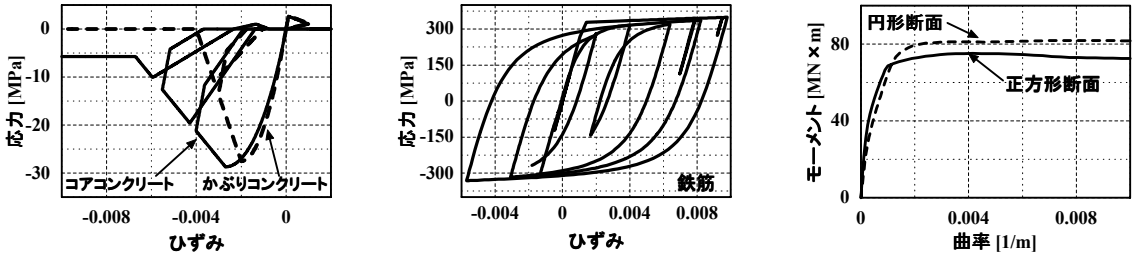
3. 解析の概要

3.1 解析の対象とした構造物とモデル化

解析の対象としたのは，現在道路橋として供用されている連続高架橋（名古屋高速道路３号線）のうち，7 本の橋脚に支持された 6 径間連続桁部分である．実際の高架橋にはさまざまな設計要因が付加されるため, 柱高さは 9.85[m], 上部工スパンは 30.0[m]で統一した．これは実構造物の代表的な寸法である．また断面は，実際に存在する正方形・円形の２種類を対象とした（**図-2**）．実際の橋脚には鋼板巻立が施されているが，解析では鋼板の影響を無視するとともに，現在の示方書を満足するように帯鉄筋を増やし，段落しをなくした断面を用いた．

ＲＣ連続高架橋をモデル化するにあたっては，地上構造物のみからなるものとして簡略化した．従って，杭と地盤はモデル化しておらず，純粋に構造物の３次元振動のみを評価している．

解析モデルを**図-3**，**図-4** に示す．７本の橋脚と上部構造をすべてモデル化したものを 7C モデル，１本の橋脚と上部構造重量のみをモデル化したものを 1C モデルと表す．７Ｃモデルの上部構造は，両端は自由，その他は固定支承である．ただし 1C モデルは上部工慣性力の作用位置を水平２方向で変えることで対処している．また，橋脚柱以外の部材は弾性体としているが，非線形性を考慮する柱部材は Flexibility 法を用いるため１要素としている．応答解析に用いる質量マトリクスは集中質量とし，減衰マ



a) コンクリート　　b) 鉄筋　　c) 断面のM−φ関係

図-5　材料・断面の構成則

表-1　材料の特性値

	コアコンクリート		かぶり コンクリート	鉄筋	
	正方形断面	円形断面			
圧縮強度 f_c'	28.80 [MPa]	35.10 [MPa]	27.50 [MPa]	降伏点 σ_y	328.0 [MPa]
引張強度 f_t'	2.88 [MPa]	3.51 [MPa]	2.75[MPa]	ヤング係数 Es	195.2 [GPa]
圧縮ひずみ ε_c	0.0028	0.0048	0.0020	2次勾配	0.001Es
初期弾性係数 E_0	25.00 [GPa]	25.00 [GPa]	25.00 [GPa]		
圧縮軟化勾配 Edes	−5178.0	−3461.0	−13750.0		

トリクスは Wilson-Penzien の方法 [5]を採用している．減衰定数として，上部工と支承部に 0.03，橋脚に 0.05 を適用した．ただし，非線形性を考慮する橋脚柱部材は，道路橋示方書に従い 0.02 とした．詳細な諸元を同図中に示す．

3.2 断面の復元力特性と入力地震動

断面の復元力特性は Fiber-Model により算出した．材料構成則としては，コアコンクリートに，星隈らのモデルを圧壊後まで拡張したモデル [6]，かぶりコンクリートに，放物線と直線を組み合わせたモデル [6]，鉄筋に Menegotto-Pinto モデル [7]を用いた（**図-5a, b**）．両断面の１方向単調載荷の場合の M-φ履歴を，**図-5c** に示す．初期剛性は断面２次モーメントの大きい正方形断面が大きくなるが，鉄筋量の差により，断面の最大モーメントは円形断面の方が大きくなっていることが分かる．なお，地震動入力は 1995 年兵庫県南部地震における JR 鷹取駅観測波形 NS,EW,UD 成分を**図-3, 4** の x,z,y 方向に入力した．材料諸元を**表-1** に示す．

4. 解析結果と考察

4.1 固有振動解析

動的応答解析に先立ち，固有振動解析を行っている．**図-6** に 7C モデル（正方形断面）の１次・２次固有モードを，**表-2** に 1C モデルの固有周期を，**表-3** に 7C モデルの固有周期・刺激係数を示す．7C モデルの円形断面のモード形状も**図-6** と同様の傾向を示す．7C モデルの２次モードは，２本の連続桁が上下方向に正弦波の形でゆれるが，振幅が逆になるモード形状である．いずれも全体系をモデル化した場合，隣

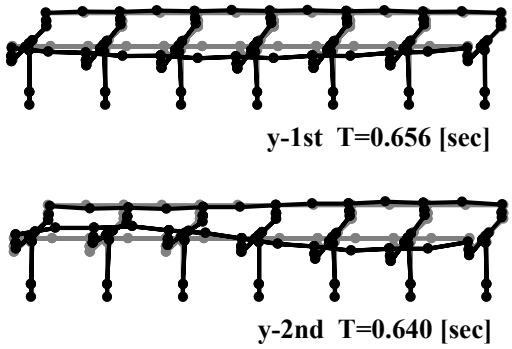


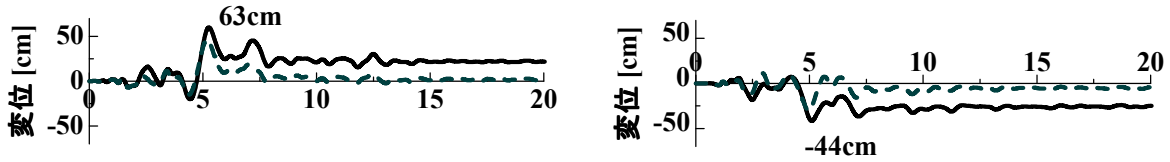
図-6　主要振動モード（７Ｃ：正方形断面）
（上：１次モード／下：２次モード）

表-2　１Ｃモデル固有周期［秒］
（( )内はモード次数）

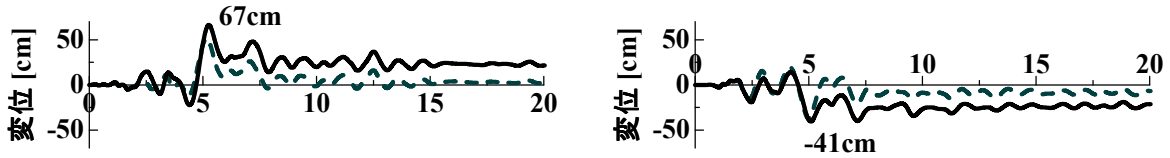
	1C モデル（正方形）	1C モデル（円形）
橋軸方向	0.383 (2)	0.433 (2)
橋軸直交方向	0.448 (1)	0.507 (1)
上下方向	0.046 (3)	0.045 (3)

表-3　７Ｃモデル固有周期［秒］および刺激係数

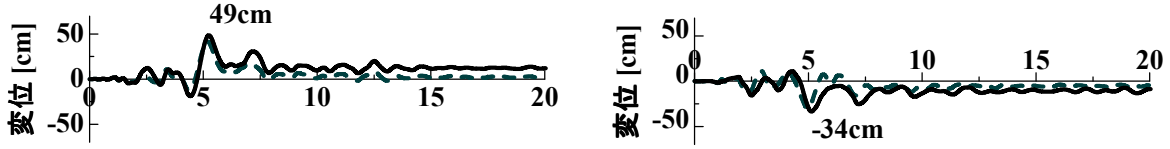
	正方形断面				円形断面			
	固有周期	橋軸	橋直	鉛直	固有周期	橋軸	橋直	鉛直
1 次	0.590	0.0000	-3.4637	-5.0175	0.656	-0.0036	3.4209	6.5706
2 次	0.580	-0.0002	0.0000	-2.0951	0.640	0.0000	0.0000	2.7697
3 次	0.561	0.0000	1.0002	2.4049	0.611	-0.0000	1.0795	3.0729
4 次	0.543	-0.0001	0.0000	1.8713	0.577	0.0000	0.0000	-2.2665
5 次	0.528	-0.0002	0.0770	1.2075	0.546	0.0007	-0.7754	-1.9498
7 次	0.505	7.4761	0.0007	7.4215	0.511	-10.574	-0.0071	-10.546
13/12 次	0.356 (13 次)	0.0000	1.48411	1.8719	0.383 (12 次)	0.00006	1.2276	1.46275



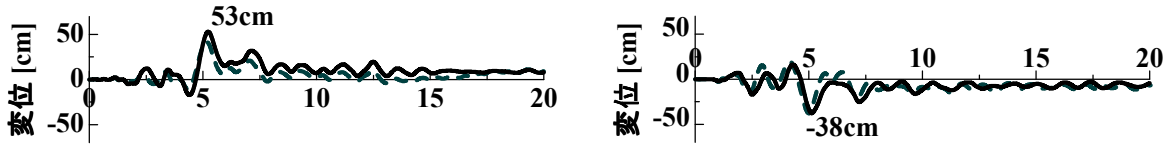
a)　１Ｃモデル（正方形断面）　左：橋軸方向／右：橋軸直交方向



b)　１Ｃモデル（円形断面）　左：橋軸方向／右：橋軸直交方向



c)　７Ｃモデル P4 橋脚（正方形断面）　左：橋軸方向／右：橋軸直交方向



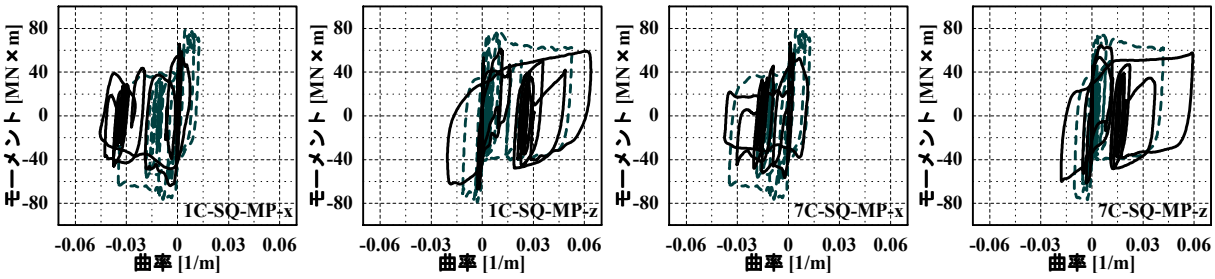
d)　７Ｃモデル P4 橋脚（円形断面）　左：橋軸方向／右：橋軸直交方向

図-7　橋脚天端変位応答の時刻歴応答（実線：３次元解析／破線：２次元解析）

接するスパンからの影響が生じるため，各橋脚はそれぞれ異なった変位を生じるモードが発生している．また，固有周期は，円形断面の方が 1C，7C モデルともに長い．これは，円形断面の初期断面剛性が正方形のものよりも小さいためである（**図-5c**）．さらに 7C モデルでは，水平方向の刺激係数が大きいモードであっても上下の刺激係数が大きい．従って，構造物全体系に与える上下振動の影響が大きいと推測できる．

4.2 橋脚天端の時刻歴応答

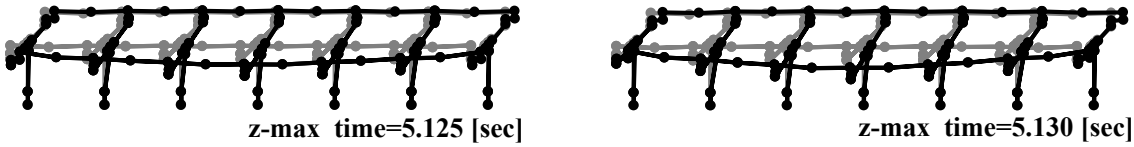
図-7 に各モデルの橋脚天端での変位応答を示す．図中の実線は，地震動を３方向同時に入力した場合（以下３次元解析と呼ぶ），点線は水平１方向（x 軸または z 軸方向）と鉛直動のみを入力した場合（以下２次元解析と呼ぶ）の橋脚天端の変位応答である．各モデルとも，３次元解析の応答が大きくなっている．**図-8** は正方形断面における 1C，7C モデルのモーメン



橋軸まわり　　橋軸直交まわり　　橋軸まわり　　橋軸直交まわり

a) １Ｃモデル　　b) ７ＣモデルＰ４橋脚

図-8　正方形断面の橋脚基部モーメントー曲率関係（実線：３次元解析／破線：２次元解析）



a) 正方形断面　　b) 円形断面

図-9　橋軸直交方向変位の最大応答時における全体変形図（変形５倍）

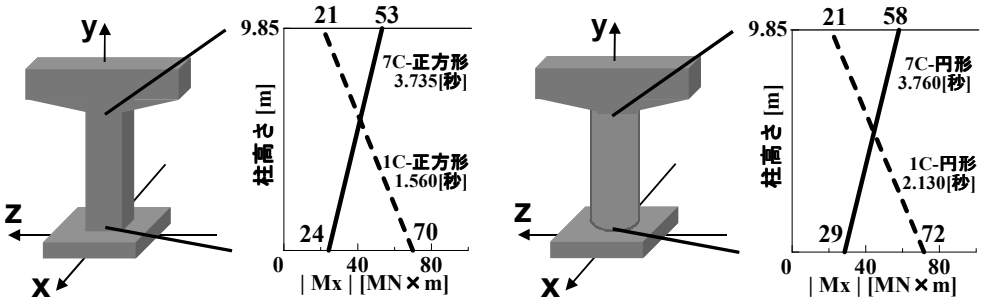
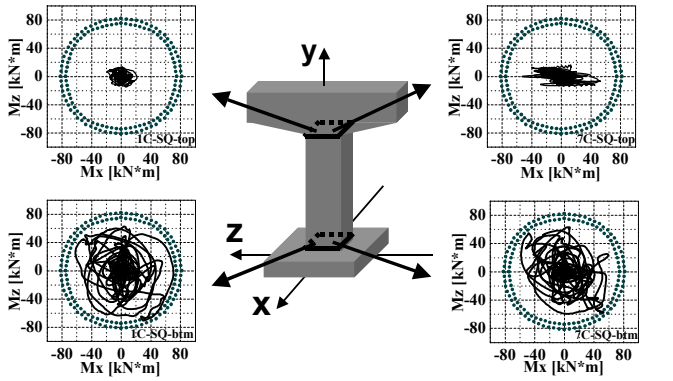


図-10　柱上部モーメント最大値時刻でのモデル別モーメント分布（左：正方形断面／右：円形断面）

トー曲率（M-φ）履歴であるが，３次元解析では２軸曲げの影響により断面の耐力が低下している．このことは２次元解析と３次元解析の変位応答に差を生じるひとつの要因である．さらに，正方形・円形断面における７C モデルの橋軸直交方向の変位最大値における変形図を見ると（**図-9**），各橋脚の天端での変位が異なっている．すなわち同一の構造が連続し，示方書において単一柱にモデル化できるとされている高架橋であっても，単一柱のモデルは忠実に実現象を現しているわけではないことが分かる．また，このような変位の相違は，橋脚の２軸曲げ状態を橋脚ごとに変化させることになるため，２次元解析で全体系挙動を検証することの妥当性を主張することはできないと考えられる．

4.3 モデルによる柱部モーメント分布の相違

一般に，単一柱にモデル化される連続高架橋では，橋脚基部のモーメントが最大値になる．しかし全体系をモデル化した本解析では，必ずしも橋脚基部が最大値となっていない．**図-10** に橋脚柱とＴ型はりの交わる位置での断面のモーメントが最大値となったときの橋脚柱内のｘ軸（橋軸）まわりモーメント分布を示す．正方形，円形断面ともに 1C モデルでは柱上方に向かうにつれてモーメントは小さくなっているが，7C モデルでは柱の上部が最大モーメントとなっている．**図-11** には，正方形断面での橋脚基部および柱上部における３次元モーメント履歴が示されている．図中の黒丸は，断面に２方向モーメントを加えた場合の最大モーメントの組



1Cモデル-3次元解析　　7Cモデル-3次元解析

図-11　柱上部モーメント最大値時刻での モデル別モーメント分布（正方形断面）

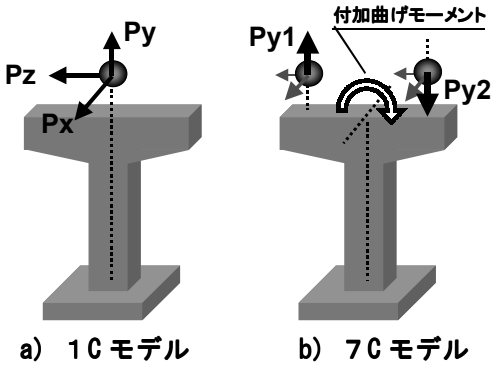


図-12　橋梁全体系の振動時に発生する 付加曲げモーメント

（以下破壊曲面）である．内側が死荷重，外側が軸力変動最大値に対応する破壊曲面である．この図からも，柱上部において 1C モデルではほとんど生じない橋軸まわりのモーメントが 7C モデルで大きく生じている．ただし，橋軸直交軸まわりのモーメントに大きな差はない．

いま，モデル別に発生している力を考えると（**図-12**），1C モデルのモーメント分布に主たる影響を与えるのは，上部構造の水平慣性力である．しかし，7C モデルではその他に上部構造と T 型はりの接触点で上下の力が生じる．従って，アーム長さが長い x 軸（橋軸）まわりには，上部工の上下振動によって大きな付加曲げモーメントが生じることになる．また，その値（**図-10**）は，変位応答の大きい円形断面（**図-7**）の方が大きくなっている．これは正方形よりも断面剛性の小さい円形断面の振動が大きくなるため上部工も大きく揺れ，その結果付加曲げモーメントも大きくなったものと考えられる．

5. 結論

多径間連続高架橋のモデル化が全体系の応答に与える影響を検討するために，正方形・円形断面の高架橋を対象に数値解析的検討を行った．得られた知見を以下に示す．

1) ２次元のモデル化は，２軸曲げによるＲＣ部材の耐力の低下を表現できないため，必ずしも３次元振動を忠実に表さない．

2) 全体系を３次元にモデル化した場合，２軸曲げによる耐力低下とともに上部構造の振動による付加曲げモーメントが生じる．これは上部構造の振動に大きく依存するため，断面の相違による上部構造の振動の違いにより増幅される可能性がある．

参考文献

1) 土木学会：土木構造物の耐震設計法に関する第３次提言と解説，2000.6.

2) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，日本道路協会，2002.

3) 中野友裕，田邉忠顕：ＲＣ橋脚の動的２軸曲げ挙動における解析モデルの影響，応用力学論文集，Vol.5，pp.509-518，土木学会，2002.8.

4) 中野友裕，田邉忠顕：コンクリート構造物の数値解析への Flexibility 法の適用に関する研究，土木学会論文集，Vol.725，2003.2.

5) Wilson, E. L. and Penzien, J.: Evaluation of Orthogonal Damping Matrices, *International J. for numerical methods in engineering*, Vol.4, pp.5-10, 1972.

6) 土木学会地震工学委員会：地震時保有耐力法に基づく橋梁等構造物の耐震設計法の開発，土木学会，pp.173-179，2001.3.

7) CEB：*RC ELEMENTS UNDER CYCLIC LOADING,* Thomas Telford, pp.58-69, 1996.