

◆ 報 文 ◆

ファイバー要素を用いた 円形断面鉄筋コンクリート橋脚模型の地震応答解析

堀 淳一* 運上茂樹**

1. はじめに

鉄筋コンクリート橋脚（RC橋脚）の地震に対する安全性を確保し、かつ、より合理的に耐震設計するためには、RC橋脚が3方向地震入力を受ける際の地震応答特性を明らかにし、地震応答を解析により精度良く推定することが重要である。こうした観点から、最近ではRC橋脚模型に対して多方向地震入力を考慮した振動台加震実験が行われており（例えば1）～3）、RC橋脚が多方向地震入力を受ける際の地震応答特性は明らかになりつつある。

本研究では、RC橋脚の地震応答解析の精度の向上を目的として、こうした既往の振動台加震実験の結果をファイバー要素を用いた動的解析により再現することを試みた。解析対象は、円形断面を有する3体のRC橋脚模型が降伏変位を超えるレベルの地震入力を受けた際の応答とし、減衰の仮定および材料モデルの違いによる解析精度に着目した。

2. 解析対象とした振動台加震実験

解析対象は、図-1に示すように、(独)土木研究所で実施された直径600mmの円形断面RC橋脚模型に対する実験（2ケース）^{1),2)} とカリフォルニア大学バークリー校で実施された直径406mmの円形断面RC橋脚模型に対する実験³⁾ とした。表-1に橋脚模型の諸元および道路橋示方書⁴⁾ に基づく曲げ塑性変形性能を示す。土木研究所での実験の2ケースは、模型諸元は同一であるが、材料強度、入力地震動が異なっている。本論文では、土木研究所で行われた実験のうち、1995年の兵庫県南部地震で観測されたJR鷹取駅記録を用いて水平2方向加震された模型をPWRI-2D模型、1983年の日本海中部地震で観測された津軽大橋記録を用いて3方向加震された模型をPWRI-3D模型と呼ぶ。また、カリフォルニア大学バークリー校での実験では、1989年の米国Loma Prieta地震で観測された

Los Gatos記録の修正波（水平2方向）が用いられた。本模型をUCB模型と呼ぶ。

いずれの模型も、曲げ破壊するように設計された橋脚の縮小模型であり、スケールファクターはPWRI-2D、3D模型（PWRI模型）、UCB模型でそれぞれ4、4.5である。PWRI模型は、UCB模型に比べて基部軸応力と横拘束筋比が低いことが特徴である。PWRI模型の曲げ耐力、終局変位、降伏剛性による固有周期はそれぞれ約100kN、0.055m、0.44秒であり、UCB模型のこれらはそれぞれ67kN、0.09m、0.67秒である。PWRI模型に比べてUCB模型の方が曲げ耐力は小さいが変形性能は大きい。また、柱の剛性に比べて慣性質量が大きいため、固有周期が大きい。

PWRI-2D模型では、JR鷹取駅記録の加速度振幅を10%、80%とした実験が行われ、80%加震時には慣性力作用位置において0.17mの応答変位が生じ、かぶりコンクリートが剥落するとともに、40本中15本の軸方向鉄筋が座屈した。コアコンクリートに顕著な損傷はみられなかった¹⁾。

PWRI-3D模型では、津軽大橋記録の加速度振幅を20%、400%とした実験が行われ、400%加震時には慣性力作用位置において最大応答変位が0.2mを上回る応答が生じた。応答変位が0.15mを超えた段階でかぶりコンクリートの剥落、軸方向鉄筋の破断が観察され、加震後には40本中22本

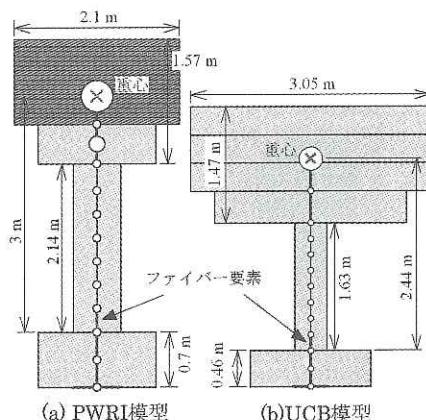


図-1 実験模型と解析モデル

表-1 解析対象実験模型の諸元

模型名	PWRI-2D 模型	PWRI-3D 模型	UCB406 模型
スケールファクター	4		4.5
断面直径、慣性力作用位置高さ	600mm、3m		406mm、2.44m
慣性質量、基部軸力、基部軸応力	27ton、280kN、0.99MPa		29.2ton、291kN、2.24MPa
軸方向鉄筋、本数、軸方向鉄筋比	D10、40本、1.01%		D13、12本、1.19%
横拘束筋、間隔、横拘束筋比	D6、75mm、0.31%		ϕ 5.4、32mm、0.76%
コンクリートの弾性係数、強度	33.0GPa、33.7MPa	31.7GPa、41.6MPa	21.7GPa、41.7MPa
軸方向鉄筋の弾性係数、降伏強度	179GPa、372MPa	179GPa、351MPa	216GPa、491MPa
横拘束鉄筋の降伏強度	340MPa	340MPa	607MPa
曲げ耐力	103kN	100kN	67kN
降伏変位、終局変位	0.017m、0.055m	0.016m、0.055m	0.022m、0.090m
固有周期（降伏剛性）	0.44秒	0.45秒	0.67秒
入力地震動	JR 鷹取駅記録 水平2方向	津軽大橋記録 3方向	Los Gatos 記録 水平2方向

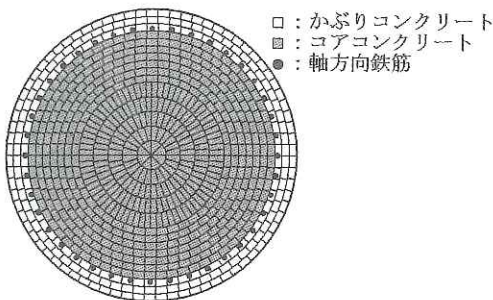


図-2 ファイバー要素の断面の例 (PWRI模型)

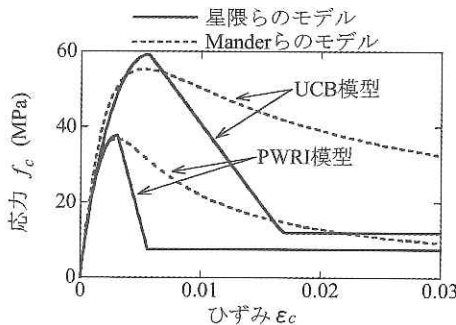


図-3 コアコンクリートの応力～ひずみ関係

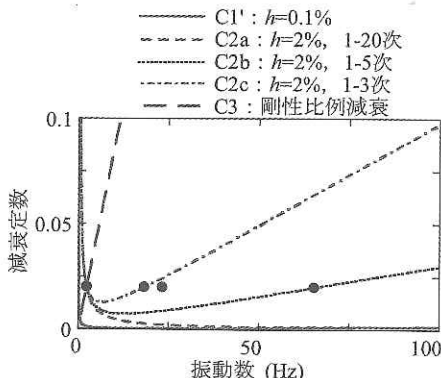


図-4 PWRI-2D模型の減衰の仮定

の軸方向鉄筋が破断し、コアコンクリートは基部で圧壊した²⁾。

UCB模型では、Los Gatos記録の修正波の加速度振幅を7%、10%、70%、100%とした実験が行われ、70%加震時には慣性力作用位置において0.19mの応答変位が生じ、かぶりコンクリートが剥落した。

100%加震時には最大応答変位は0.35mまで増加し、加震後には0.29mという大きな残留変位が生じたが、損傷としてはかぶりコンクリートの剥落範囲が大きくなったものの、軸方向鉄筋の座屈・破断、コアコンクリートの圧壊は確認されなかった³⁾。

実験では、破壊特性を調べるために、設計において想定される終局変位を大きく上回る変位レベルまで加震され、柱基部には軸方向鉄筋の座屈・破断等の大きな損傷を生じたケースもある。しかし、設計では一般にかぶりコンクリートが剥落する前の損傷状態までしか想定されてないことから、再現解析では、かぶりコンクリートが剥落する程度までの応答を対象とすることとした。

3. 解析モデルと入力地震動

解析には、図-1に示した骨組みモデルを用いた。柱基部の塑性ヒンジ領域における非線型履歴特性を表すために、図-2に示すような3次元ファイバー要素を用いた。ファイバー要素では、各ファイバーにコンクリートおよび軸方向鉄筋の構成則を仮定し、平面保持を仮定した曲げ理論から時々刻々の断面力のつり合いを求めることにより、RC部材の非線形復元力特性が求められる。時々刻々の部材の剛性 $[K_t]$ は、各ファイバーの応力～ひずみ関係における接線弾性係数を積分して求められる。ファイバー要素には、水平2方向の曲げが作

表-2 減衰の仮定と解析精度

ケース	減衰行列 [C]	h	基準 モード	PWRI-2D 80%加震			PWRI-3D 400%加震			UCB 70%加震		
				h _s	D _{max} 比	軸力比	h _s	D _{max} 比	軸力比	h _s	D _{max} 比	軸力比
C1	なし	-----	-----	0	1.10	1.27	0	1.03	1.97	0	1.14	1.17
C1'	$\alpha[M] + \beta[K_0]$	0.1%	1-5次	0.1%	1.05	1.21	0.1%	0.94	2.05	0.1%	0.92	1.06
C2a	$\alpha[M] + \beta[K_0]$	2%	1-20次	0.1%	0.92	1.18	0.1%	0.94	2.21	0.1%	0.80	1.17
C2b	$\alpha[M] + \beta[K_0]$	2%	1-5次	2.0%	0.88	1.33	2.0%	0.90	1.91	2.0%	0.77	1.16
C2c	$\alpha[M] + \beta[K_0]$	2%	1-3次	6.4%	0.81	1.79	6.4%	0.72	1.99	6.7%	0.70	1.44
C3	$\beta[K_0]$	2%	1次	57%	0.46	3.31	57%	0.36	4.06	64%	0.48	2.68
C4	$\alpha[M] + \beta[K_I]$	2%	1-5次	2.0%	0.88	1.80	2.0%	0.86	2.96	2.0%	0.79	1.30
C5	$\beta[K_I]$	2%	1次	57%	57.1	9.19	57%	25.54	12.81	64%	1.49	6.09

用することや作用軸力が変動することの影響を簡易に考慮できる等の特性がある。

柱基部以外の要素には降伏剛性を有する線形はり要素を、フーチングおよび上部ブロックには全断面有効剛性を有する線形はり要素をそれぞれ用いた。初期応力行列を剛性行列に付加して、上部ブロックの重量によるP-Δ効果を考慮した。

コアコンクリートの横拘束効果は図-3に示すように道路橋示方書に示される星隈ら⁵⁾の提案モデルを用いて評価し、応力～ひずみ曲線は星隈らの提案式に応力下降域において応力が最大圧縮応力の20%になった段階で一定となるように修正を加えたモデルを用いた。また、比較のために下降勾配が緩やかなManderらの提案モデル⁶⁾も用いた。かぶりコンクリートは、応力上昇域はそれぞれの提案式によりモデル化し、ひずみが0.002に達する時に最大応力に達することとした。応力下降域は、ひずみが0.005に達した時に応力が0となるような線形モデルとした。コンクリートの除荷再載荷の履歴には、堺らのモデル⁷⁾を用いた。

軸方向鉄筋モデルの骨格曲線には、降伏後弾性係数を初期弾性係数の2%として与えたバイリニアモデルを、非線型履歴特性には、堺・川島によるモデル⁸⁾を用いた。なお、軸方向鉄筋の座屈、破断等は考慮していない。

解析における入力地震動には、実験において振動台上で計測された加速度を用いた。実験では、低レベルの振幅から高レベルの振幅へと加震振幅を漸増させる載荷方式がとられており、解析でもこれに従い、低振幅から高振幅の実験を連続的に解析した。この際、それぞれの加震の間には、応答が減衰するために十分な間隔を設けた。

4. 振動台実験の再現解析

4.1 減衰の仮定

本解析では、以下の減衰行列[C]を用いた。非線形域における粘性減衰特性については十分に解明されていない点も多いが、ここでは解析に容易に取り込むことが可能な一般的な減衰モデルとしてこれらを用いることとした。また、表-2には解析に用いた減衰をまとめている。なお、表には後述する解析結果も示している。

C1: 減衰行列を用いない (履歴減衰のみ [C] = 0)

C2: 初期剛性Rayleigh減衰 ([C] = $\alpha[M] + \beta[K_0]$)

C3: 初期剛性比例減衰 ([C] = $\beta[K_0]$)

C4: 瞬間剛性Rayleigh減衰 ([C] = $\alpha[M] + \beta[K_I]$)

C5: 瞬間剛性比例減衰 ([C] = $\beta[K_I]$)

ここで、[M]は質量行列、[K₀]は初期剛性行列であり、ここでは全断面有効剛性を用いた。なお、解析は前述のように低振幅から高振幅の実験を連続的に解析しているため、高振幅の実験における[K₀]には低振幅の解析の初期剛性をそのまま用いている。 α 、 β は次式から求められるRayleigh減衰の定数である。

$$\alpha = \frac{4\pi \cdot f_i f_j (f_i h_j - f_j h_i)}{f_i^2 - f_j^2} \quad (1)$$

$$\beta = \frac{f_i h_i - f_j h_j}{\pi (f_i^2 - f_j^2)} \quad (2)$$

ここで、 f_i 、 f_j はそれぞれRayleigh減衰行列における2つの基準振動数であり、 h_i 、 h_j は、 f_i 、 f_j に対する減衰定数である。本研究では、減衰定数、 h_i 、 h_j には同じ値を用いることとし、 $h = 2\%$ を基本とした。ただし、減衰行列を用いない場合 (C1) には数値計算が不安定になり解析が途中で止まることがあるため、粘性減衰が非常に小さい例のひとつとして、減衰定数 h_i 、 h_j に0.1%

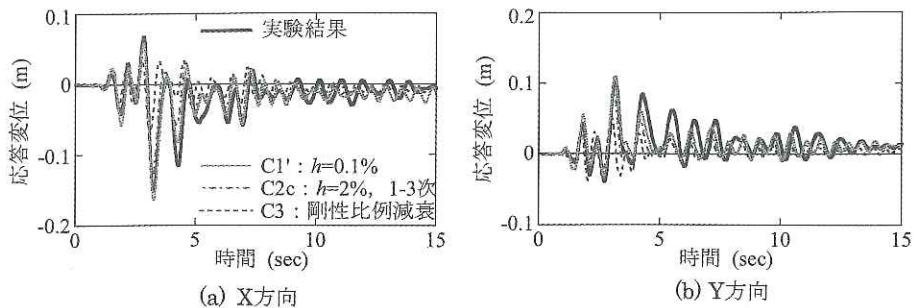
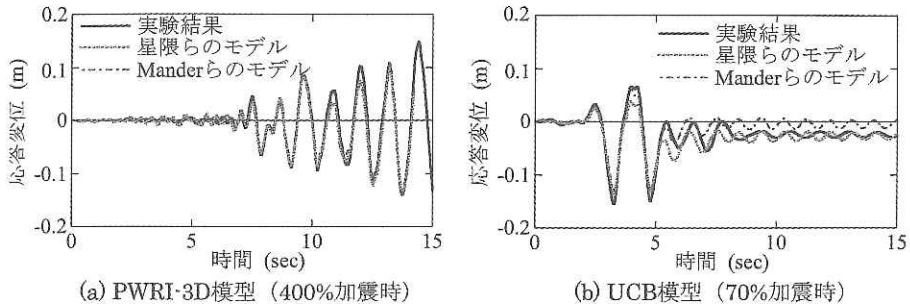


図-5 PWRI-2D模型の慣性力作用位置の応答変位 (80%加震時)

図-6 $h=0.1\%$ とする初期剛性Rayleigh減衰 ($C1'$) を用いる場合の慣性力作用位置の応答変位 (X方向)

を用いて初期剛性Rayleigh減衰を用いるケース ($C1'$) も解析した。また、初期剛性Rayleigh減衰を用いる場合には、選択するモードの影響を調べるために、1-20次モード、1-5次モード、1-3次モードを仮定した場合の3ケースを用いた。これらによる減衰定数と振動数の関係をPWRI-2D模型に関して示した結果が図-4である。 $h=0.1\%$ を用いる場合 ($C1'$) には、ほぼ0の減衰を与える。 $h=2\%$ を用いる場合には、 f_j に高次モードの振動数を用いる場合 ($C2a$) が小さな減衰を与え、剛性比例減衰を用いる場合 ($C3$) は大きな減衰を仮定することとなる。たとえば、上下方向モードが卓越する5次モード (65Hz) の振動数に対する減衰 h_5 は、表-2に示すようにケース $C1'$ 、 $C2a$ 、 $C2b$ 、 $C2c$ 、 $C3$ に対してそれぞれ0.1%、0.1%、2%、6%、57%となる。こうした減衰定数の違いが、後述する動的な応答、特に軸力応答に大きな影響を及ぼす。

なお、減衰行列に瞬間剛性行列を用いると、減衰項につり合い力が生じ、これにつり合うように残留断面力が生じることが指摘されている⁹⁾が、この影響を調べるために、瞬間剛性を用いる場合の減衰 ($C4$ 、 $C5$) も解析ケースに加えた。

4.2 減衰の仮定の影響

図-5は、PWRI-2D模型に対してJR鷹取駅記録の80%を入力する際の上部マスの応答変位に対す

る実験結果と解析結果を比較した結果である。初期剛性Rayleigh減衰を用いて $h=0.1\%$ とする場合 ($C1'$) は実験結果と比較して最大応答を5%大きめに推定した。 $h=2\%$ として1次と3次を基準モードとする場合 ($C2c$) には最大応答を19%小さめに、剛性比例減衰のように大きな減衰を与える場合 ($C3$) には54%応答を小さめに推定した。すなわち、減衰を小さく与える方が解析の推定精度はよい。

以上のような結果を、他の減衰のケース、他の模型に対する結果とともにまとめたものが表-2である。表中の D_{max} 比とは、解析で得られた最大応答変位を実験による最大応答変位で除したものであり、軸力比とは解析で得られる最大応答圧縮軸力を解析で仮定した初期軸力で除したものである。ただし、PWRI-3D模型では、加震中に軸方向鉄筋が座屈したため、軸方向鉄筋の座屈が確認される直前の最大応答値を D_{max} とした。 D_{max} 比より、いずれの模型も一般によく用いられる減衰 (例えば、 $C2b$) を用いると、誤差が10~20%程度の精度で解析できること、減衰を小さく与える方が解析精度は向上し、減衰が大きくなると最大応答を小さめに推定することが分かる。

また、表-2からは上下方向モードが卓越する振動数に対する減衰 h_5 が大きいと、応答圧縮軸力が大きいことが分かる。ファイバー要素を用いた解析では、軸力の変化によって曲げモーメント〜

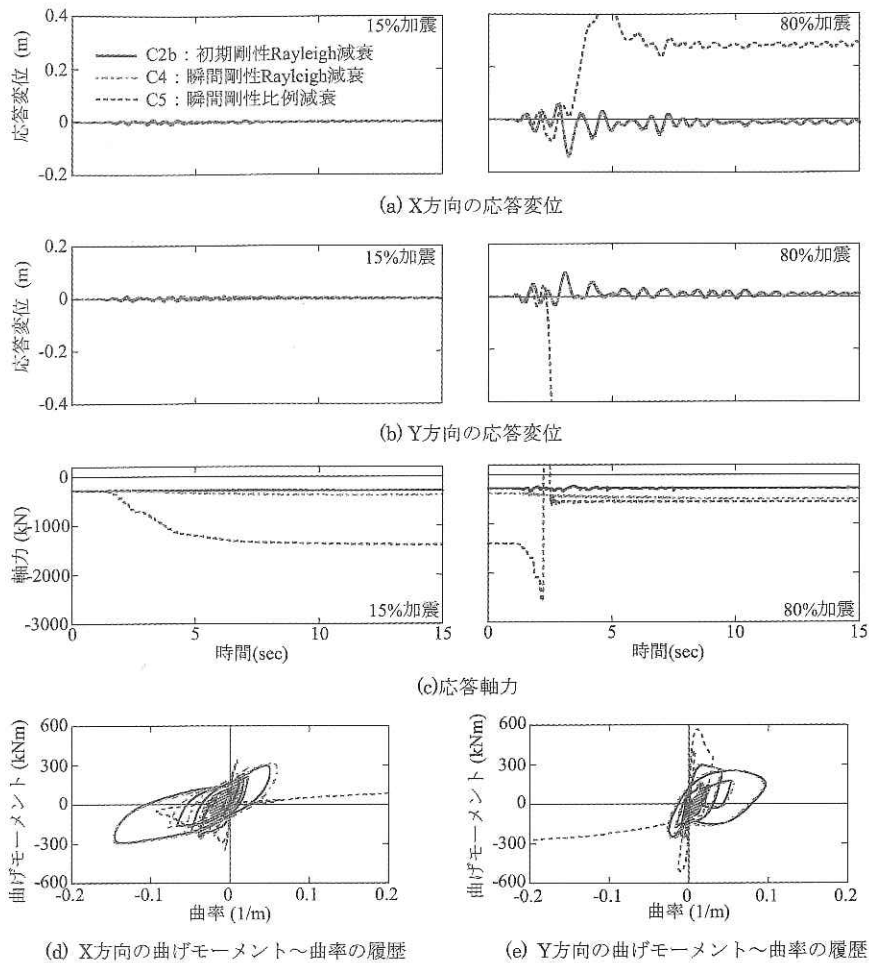


図-7 軸力が変動することの影響 (PWRI-2D 模型)

曲率の履歴の形状が変化するが、減衰に起因する軸力変動は数値計算上の誤差であるため、この影響を小さくすることが望ましい。こうした観点からも解析精度の向上にはC1'のケースのように小さな減衰を与える方がよいと言える。なお、PWRI-3D 模型の軸力比は他の2模型より大きめの傾向を示すが、これはPWRI-3D 模型では鉛直地震動が入力されており、これによる上下方向の慣性力が作用しているためである。

図-6 には、減衰の条件をC1'とする場合のPWRI-3D 模型、UCB 模型に対する解析結果と実験結果の比較を示す。図中には後述する異なるコンクリートモデルを用いる場合の影響も示している。解析は実験をよく再現できている。

4.3 減衰行列に瞬間剛性行列を用いる場合

図-7 は、減衰行列に瞬間剛性を用いるとどのような応答になるかをPWRI-2D 模型を例に示し

た結果である。瞬間剛性行列を用いると解析が進むにつれて軸力が残留していくことが分かる。15%加震実験後には初期軸力の280kNから、380kN (瞬間剛性Rayleigh減衰: C4)、1400kN (瞬間剛性比例減衰: C5) にまで圧縮軸力が増加する。C4の場合には残留軸力の値がそれほど大きくないため、応答変位に及ぼす影響は顕著ではないが、C5の場合には、大きな圧縮軸力の影響で図-7 (e) に示すように曲げ耐力が本来の曲げ耐力の2倍以上に増加するため、応答が正しく求められない。C5の場合には、80%加震の2.5秒付近で軸力が過大となり、その後は解析できていない。これは、前述のように減衰行列に瞬間剛性行列を用いると、減衰項に不釣り合い力が生じ、これに釣り合うように残留断面力が生じるため⁹⁾ であるが、ファイバー要素解析の場合にはこうした残留断面力が解析結果に及ぼす影響が大きく、解析精度

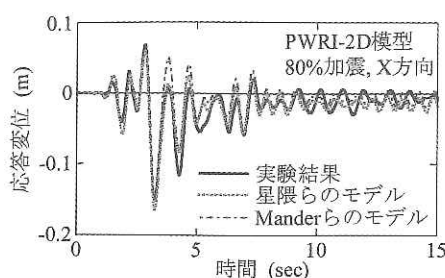


図-8 コンクリートモデルの影響

が著しく低下する場合もあるため注意が必要である。

4.4 コンクリートモデルの影響

図-8にPWRI-2D模型に対して減衰の条件をCI'とし、コンクリートモデルに星隈らとManderらの提案モデルを用いた場合の違いを示した結果である。PWRI-3D模型、UCB模型に対する結果は図-6に示したとおりである。最大応答変位に関しては、例えば図-8の結果を D_{max} 比として求めると、星隈ら、Manderらのモデルを用いた場合に対してそれぞれ1.05、0.99とその精度に大差ない。PWRI-3D模型、UCB模型に対しても、最大応答変位の推定精度におけるコンクリートモデルの影響は顕著ではない。一方、残留変位に関しては、図-6(b)に示したUCB模型の例が顕著であるが、コンクリートの応力～ひずみ関係の応力下降域の勾配が大きくなると大きく推定される傾向にある。

5. 結論

本研究では、円形断面RC橋脚模型に対する振動台実験の結果に対して、ファイバー解析を行い、解析精度に及ぼす減衰およびコンクリートモデルの影響を評価した。本研究から得られた結論は以下の通りである。

(1) ファイバー要素を用いて損傷が大きく進展する前の段階までを対象にRC橋脚の非線形応答を解析した結果、実験値を誤差が10～20%程度という精度で解析できることがわかった。なお、減衰を小さく与えた方が実験値により近づき、その精度が向上した。特に上下方向モードが卓越する振動数の減衰が大きいと、減衰による軸力変動が大きくなり、解析精度が低下する。

(2) 瞬間剛性に比例する減衰を用いると、初期軸力の5倍に相当する残留軸力が生じる場合がある。この場合、RC部材の非線形履歴が正しく求められず、応答の推定精度が著しく低下する。

(3) コンクリートモデルは、最大応答の推定精度

には大きな影響を及ぼさない。残留変位は、コアコンクリートの応力～ひずみ関係の応力下降域の勾配が大きくなると大きくなる傾向にある。

謝 辞

本研究は、(独)防災科学技術研究所が進める「E-ディフェンスを活用した国内外共同モデル研究」の橋梁耐震実験研究の一環として実施しました。ここに記して関係各位に厚く御礼申し上げます。

参考文献

- 1) 西田秀明、運上茂樹：円形鉄筋コンクリート柱の水平二方向加振振動台実験、第5回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, pp. 259-264, 2002.
- 2) 堺 淳一、運上茂樹：円形RC橋脚模型の三次元振動台加震実験、第61回土木学会年次学術講演会講演概要集, I-017, pp. 33-34, 2006.
- 3) 堺 淳一、Mahin, S.A., Jeong, H.: 振動台加震実験による残留変位低減型RC橋脚の地震応答特性の評価、土木学会論文集A, Vol. 62, No.4, pp. 713-728, 2006.
- 4) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, 2002.
- 5) 星隈順一、川島一彦、長屋和宏：鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力の照査に用いるコンクリートの応力～ひずみ関係、土木学会論文集, No.520/V-28, pp. 1-11, 1995.
- 6) Mander, J. B., Priestley, M. J. N. and Park, R.: Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete, J. Struct. Engrg., ASCE, Vol. 114, No. 8, pp. 1804-1826, 1988.
- 7) 堺 淳一、川島一彦、庄司 学：横拘束されたコンクリートの除荷および再載荷過程における応力度～ひずみ関係の定式化、土木学会論文集, No.654/I-52, pp.297-316, 2000.
- 8) 堺 淳一、川島一彦：部分的な除荷・再載荷を含む履歴を表す修正Menegotto-Pintoモデルの提案、土木学会論文集, No. 738/I-64, pp. 159-169, 2003.
- 9) 中澤宣貴、川島一彦、堺 淳一：ファイバー要素を用いたRC橋脚の地震応答解析法に関する研究、構造工学論文集, Vol. 48A, pp. 799-810, 2002.

堺 淳一*



独立行政法人土木研究所
つくば中央研究所耐震研
究グループ耐震チーム研
究員, 工博
Dr. Junichi SAKAI

運上茂樹**



独立行政法人土木研究所
つくば中央研究所耐震研
究グループ耐震チーム上
席研究員, 工博
Dr. Shigeki UNJOH