

円形断面 RC 橋脚模型に対する震動台実験の 動的解析による再現の試み

堺淳一¹・運上茂樹²

¹ 正会員 博（工） 独立行政法人土木研究所 耐震研究グループ耐震チーム 研究員
（〒305-8516 茨城県つくば市南原 1-6）

² 正会員 工博 独立行政法人土木研究所 耐震研究グループ耐震チーム 上席研究員（同上）

1. はじめに

鉄筋コンクリート橋脚（RC 橋脚）を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た際の応答特性を明らかに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震動台実験が行われている。実験より、RC 橋脚の多方向地震入力を受けた際の地震応答特性は明らかになりつつあるが、実験では限られた模型の諸元、入力地震波に対する結果しか得られないため、様々な諸元の RC 橋脚の様々な外力に対する応答を求めるために、解析技術を高精度化することが必要とされている。

多方向地震入力を受ける RC 橋脚の応答特性を明らかにするためには、まず水平 2 方向の地震入力により 2 軸曲げ状態になる RC 橋脚の特性を明らかにすることが第一ステップとなる。そこで、本研究では、水平 2 方向地震入力を考慮した円形断面 RC 橋脚模型に対する震動台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、横拘束筋比が 2 倍程度異なる 2 体の RC 橋脚模型とし、解析パラメータは、材料の構成則、減衰の仮定とした。

2. 解析対象とした震動台実験

解析対象は、図-1、図-2 に示すように、（独）土木研究所で実施された直径 600 mm の円形断面 RC 橋脚模型に対する実験¹⁾とカリフォルニア大学バークリー校で実施された直径 406 mm の円形断面 RC 橋脚模型に対する実験²⁾とした。表-1 に橋脚模型の諸元を示す。本論文では、前者を PWRI-600 模型、後者を UCB-406 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尺模型であり、スケールファクターは PWRI-600 模型、UCB-406 模型でそれぞれ 4、4.5 である。PWRI-600

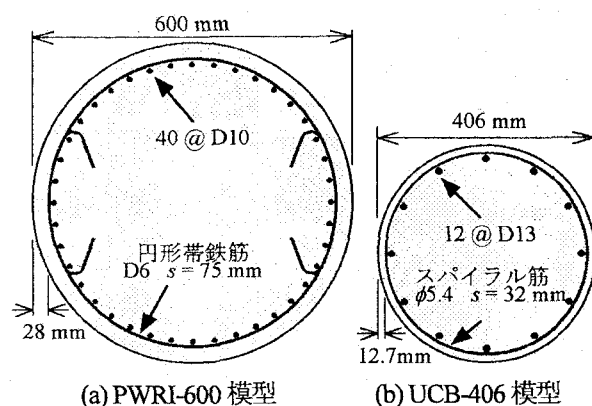


図-1 模型の断面と配筋

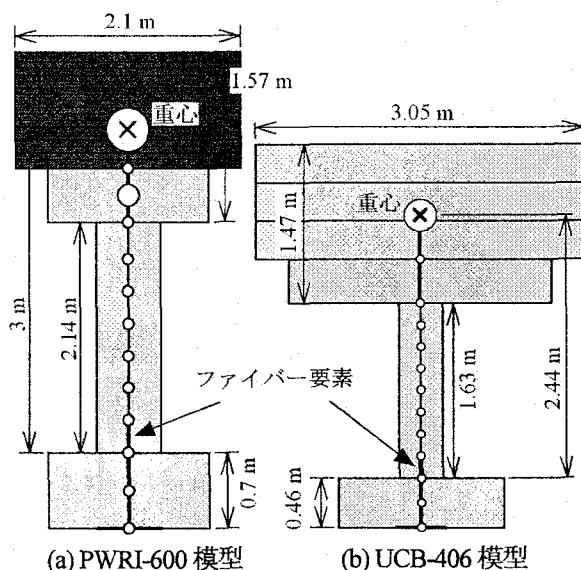


図-2 模型と解析モデル

模型は、UCB-406 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。

表-2 には、これらの模型の力学的特性を示す。ここでは、道路橋示方書³⁾に基づく方式（道示方式）と UCB-406 模型を設計する際に用いられた手法⁴⁾（米国方式）による結果を示している。道示方式では、コンクリートの横

表-1 解析対象実験模型の諸元

	PWRI-600 模型	UCB-406 模型
スケールファクター	4	4.5
断面直径	600 mm	406 mm (16 in.)
慣性力作用位置高さ	3 m	2.44 m (8 ft.)
せん断支間比	5	6
慣性質量	27 ton	29.2 ton
基部軸力	279.5 kN	291.2 kN
基部軸応力	0.99 MPa	2.24 MPa
軸方向鉄筋	D10 40 本	D13 12 本
軸方向鉄筋比	1.01%	1.19%
横拘束筋, 間隔	D6, 75mm	φ5.4, 32 mm
横拘束筋比	0.31%	0.76%
コンクリート強度	33.7 MPa	41.7 MPa
軸方向筋 降伏強度	372 MPa	491 MPa
横拘束筋 降伏強度	340 MPa	607 MPa

表-2 実験模型の特性

(a) PWRI-600 模型

	道示方式	米国方式
塑性ヒンジ長	300 mm	317 mm
曲げ耐力	103 kN	104 kN
降伏変位	0.017 m	0.020 m
終局変位	0.055 m	0.111 m
終局じん性率	3.1	5.4
固有周期 (降伏剛性)	0.44 秒	0.47 秒

(b) UCB-406 模型

	道示方式	米国方式
塑性ヒンジ長	203 mm	332 mm
曲げ耐力	67.2 kN	70.8 kN
降伏変位	0.022 m	0.026 m
終局変位	0.090 m	0.202 m
終局じん性率	4.1	7.8
固有周期 (降伏剛性)	0.61 秒	0.64 秒

拘束効果を Hoshikuma らの提案モデル⁹⁾により評価し、鉄筋には弾完全塑性バイリニア型モデルを仮定し、塑性ヒンジ長は断面幅の 0.5 倍としている。一方、米国方式では、コンクリートの横拘束効果を Mander らの提案モデル⁶⁾により評価し、鉄筋にはひずみ効果を考慮したモデル⁷⁾を、塑性ヒンジ長は Priestley らの式⁷⁾をそれぞれ用いている。図-3 に示すように、Mander らのモデルによるコアコンクリートの終局ひずみは、Hoshikuma らのモデルによる場合の 2 倍以上と評価されるため、同じ模型の変形性能を評価しているにもかかわらず、終局じん性率に倍半分程度の差が生じている。なお、図-3 中には後述する解析で用いた堺・川島の提案モデル⁸⁾による応力度～ひずみ関係も示している。堺・川島の提案モデルは、Mander らのモデルと Hoshikuma らのモデルの中間的な関係を与える。

これらの模型は、水平 2 方向の地震入力を受けた供試体であり、入力地震動としては、1995 年兵庫県南部地震で観測された JR 鷹取駅記録と 1989 年の米国 Loma Prieta 地震で観測された Los Gatos 記録の修正波がそれぞれ用いられている。PWRI-600 模型では、加速度振幅を 15%、80%と 2 段階に、UCB-406 模型では、7%、10%、70%、100%と 4 段階にそれぞれ増加させている。

PWRI-600 模型では、JR 鷹取駅記録の 80%加震後には、かぶりコンクリートが剥落し、40 本中 15 本の軸方向鉄筋が座屈したが、コアコンクリートは健全であった¹⁾。UCB-406 模型では、Los Gatos 記録の修正波の 100%加震後にも軸方向鉄筋の座屈、破断は確認されず、かぶりコンクリートの剥落は見られたがコアコンクリートの圧壊は確認されなかった²⁾。

3. 解析モデル

解析には、図-2 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は、ファイバー要素により再現した。柱部のそれ以外の要素には降伏剛性を仮定した線形はり要素を、フーチングおよび上部ブロックには全断面有効剛性を仮定した線形はり要素をそれぞれ用いた。なお、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。

2 軸曲げを再現できるように 3 次元ファイバー要素を用い、コンクリート断面は各ファイバーの面積が等価となるように 800 個のファイバーに分割した。

コアコンクリートの横拘束効果は、図-3 に示したように Hoshikuma ら、堺・川島、Mander らの提案モデルを用いて評価し、応力度～ひずみ曲線は Hoshikuma ら、堺・川島の横拘束モデルを用いる場合には、Hoshikuma らの提案式に応力度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もの、Mander らの横拘束モデルを用いる場合には Mander らによる提案式をそれぞれ用いた。

かぶりコンクリートは、応力度上昇域は、Hoshikuma ら、堺・川島の横拘束モデルを用いる場合には、Hoshikuma らの提案式を、Mander らの横拘束モデルを用いる場合 Mander らによる式を用い、ひずみが 0.002 に達する時に最大応力度に達することとした。応力度下降域は、ひずみが 0.005 に達した時に応力度が 0 となるような線形モデルとした。この場合、かぶりコンクリートの下降勾配は 11.2 GPa となる。

以上の仮定を用いると、横拘束筋比が 0.31%と低い PWRI-600 模型では、Hoshikuma らの提案モデルで横拘束効果を評価する場合の下降勾配が 11.9 GPa となり、横拘

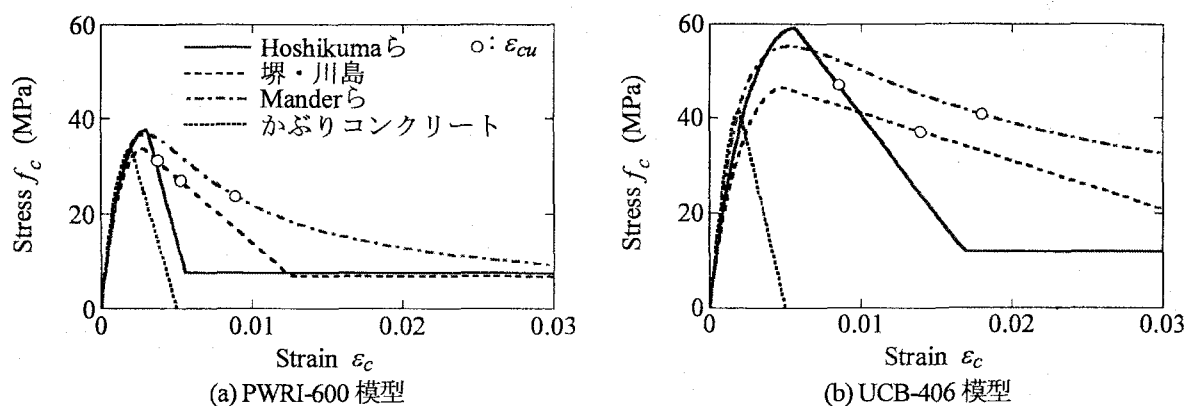


図-3 横拘束されたコンクリートの応力度～ひずみ関係

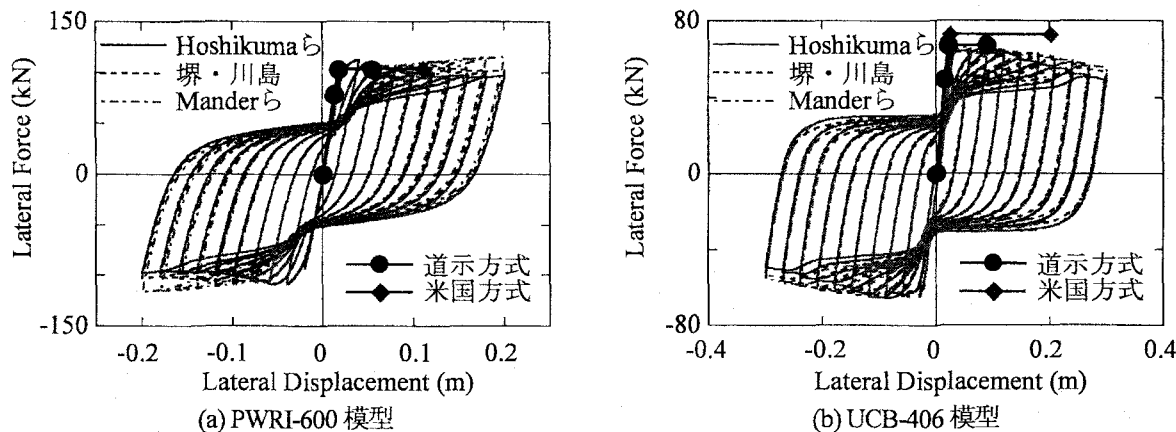


図-4 静的1方向繰り返し載荷解析による履歴

束効果を考慮しないかぶりコンクリートの11.2 GPaよりも大きくなる。コンクリートの力学的性質から考えると、横拘束を受けるコンクリートが無拘束コンクリートよりも大きな下降勾配を持つことは考えられないが、本研究ではコンクリートモデルの影響を評価することを目的としているため、これをそのまま用いた。なお、堺・川島のモデルでは、横拘束されたコンクリートの下降勾配は2.7 GPaと評価される。Manderらのモデルでは下降勾配は定義されないが、これを最大圧縮応力度点と終局点を結ぶ直線の勾配と仮定すると2.2 GPaとなる。

コンクリートの除荷再載荷の履歴には、Sakai・Kawashimaのモデル⁹⁾を用いた。

軸方向鉄筋の骨格曲線には、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、非線形履歴特性には、堺・川島による修正 Menegotto-Pinto モデル¹⁰⁾を用いた。なお、本解析では軸方向鉄筋の座屈、破断等を考慮していない。

4. 橋脚模型の履歴特性

震動台実験結果を動的解析により再現する前に、コンクリートの横拘束モデルが模型の水平力～水平変位関係に及ぼす影響を調べるために、静的1方向繰り返し載荷解析を行った。その結果を図-4に示す。比較のために、

表-2に示した水平力～水平変位関係も示している。繰り返し載荷の基準変位はおおむね降伏変位程度とし、載荷振幅を降伏変位の10倍程度まで漸増させた。

図-4によれば、材料の履歴モデルには同じモデルを用いたため、除荷、再載荷の履歴はおおむね同様の履歴を描くが、水平力～水平変位関係の骨格曲線がコンクリートの横拘束効果モデルによって大きく異なっていることがわかる。いずれの模型でも、Hoshikumaらのモデルを用いた場合には、載荷変位が小さな段階から耐力が低下し始めるが、Manderらのモデルの場合には振幅が大きくなってもおおむね一定の耐力を示す。堺・川島モデルは、その中間的な結果を示している。

なお、UCB-406 模型では、静的解析の結果が表-2に示した水平力～水平変位関係よりも小さいが、これは、PWRI-600 模型の履歴に比べ、断面のサイズに対する軸力が大きく、P-Δ効果が顕著に現れているためである。

5. 震動台実験の再現解析

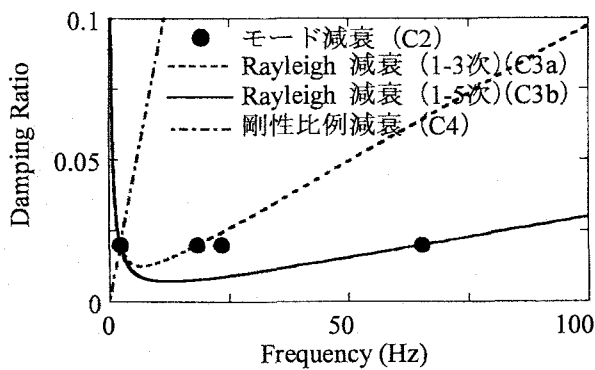
(1) 減衰の仮定

本解析では、以下の減衰を用いた。

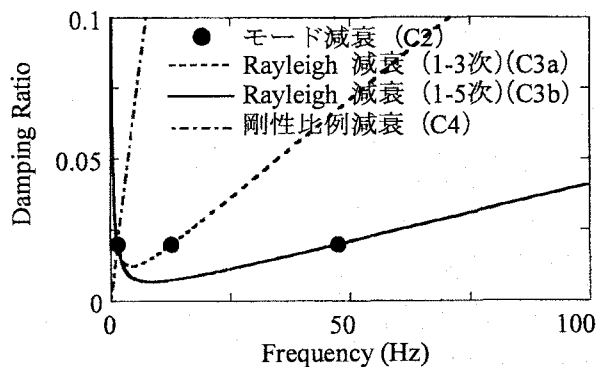
C1: 減衰行列を用いない (履歴減衰のみ)

C2: モード減衰による等価減衰行列

C3: 初期剛性による Rayleigh 減衰 ($\alpha[M] + \beta[K_0]$)

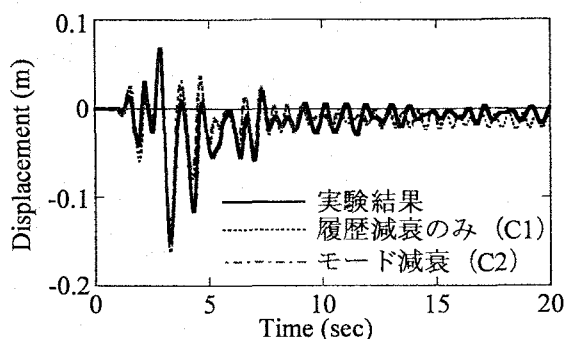


(a) PWRI-600 模型

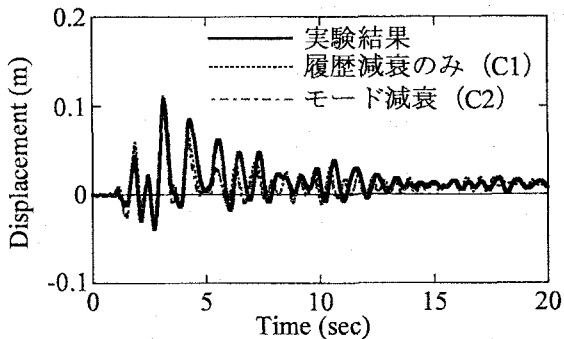


(b) UCB-406 模型

図-5 PWRI-600 模型の減衰の仮定



(a) 減衰の影響 (堺・川島の横拘束モデルを用いる場合)



(b) コンクリートの横拘束モデルの影響 (履歴減衰のみを考慮する場合)

(1) X 方向

(2) Y 方向

図-6 PWRI-600 模型の慣性力作用位置の応答変位

C4: 初期剛性比例減衰 ($\beta[K_0]$)

C5: 瞬間剛性による Rayleigh 減衰 ($\alpha[M] + \beta[K_t]$)

C6: 瞬間剛性比例減衰 ($\beta[K_t]$)

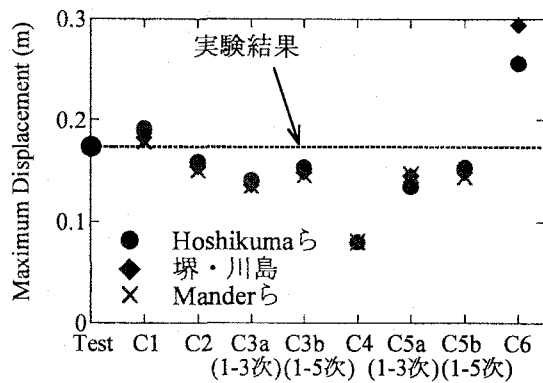
ここで、減衰行列を用いる場合の減衰定数はいずれも 2%とした。これらによる減衰定数と振動数の関係を示した結果が図-5 である。Rayleigh 減衰を用いる場合には、選択するモードの影響を調べるために、1, 3 次モードを仮定した場合と 1, 5 次モードを仮定した場合を用いた。図-5 より、減衰行列を仮定する場合には、1, 5 次モードを仮定した Rayleigh 減衰が小さな減衰を与え、剛性比例減衰は大きな減衰を与えることとなる。たとえば、PWRI-600 模型の 3 次モードの振動数に相当する 20 Hz の減衰は、1, 5 次モードを仮定した Rayleigh 減衰、1, 3 次モードを仮定した Rayleigh 減衰、剛性比例減衰に対し

それぞれ 0.8%, 2.1%, 17.5%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。

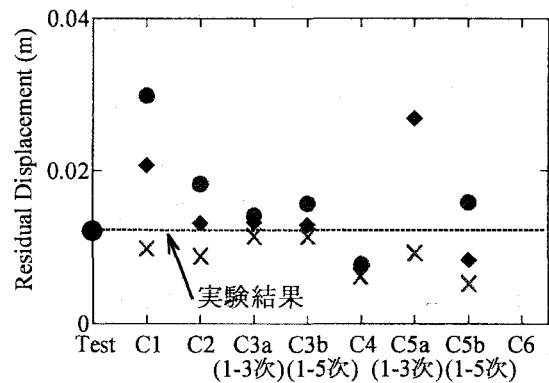
なお、減衰行列に瞬間剛性を用いると、残留断面力が生じることが指摘されている¹¹⁾が、この影響を調べるために、瞬間剛性による Rayleigh 減衰と瞬間剛性比例減衰も解析ケースに加えた。

(2) PWRI-600 模型に対する解析精度

動的解析の入力には、実験時にフーチングで記録された加速度を用いた。実験では、15%、80%と加震振幅を漸増させたので、これを連続的に解析した。この際、それぞれの加震の間には、応答が減衰する十分な間隔を設けた。



(a) 最大応答



(b) 残留変位

図-7 最大応答変位と残留変位 (PWRI-600 模型に対する 80%加震)

図-6 は、JR 鷹取駅記録の 80%を加震した際の上部マスの応答変位に対する解析結果を実験結果と比較した結果である。図-6(a)では、堺・川島の横拘束モデルを用い、履歴減衰のみを考慮する場合 (C1) とモード減衰による等価減衰行列を用いた場合 (C2) を比較し、図-6(b)では、履歴減衰のみを考慮し、3 つのコンクリートの横拘束モデルを用いた結果を比較している。

図-6(a)より、履歴減衰のみを考慮する場合には、X、Y 方向の最大応答および X 方向の残留変位をやや大きめに評価するが、Y 方向の残留変位はよく一致しており、全体として橋脚模型の応答をよく表している。等価減衰行列を用いる場合には、X、Y 方向の最大応答および Y 方向の残留変位をやや小さめに評価するが、X 方向の残留変位の推定精度はよい。

一方、コンクリートの横拘束モデルによる影響としては、最大応答変位は概ね同程度の推定精度であること、残留変位は応力度下降域の勾配が大きな Hoshikuma モデルを用いる場合にやや大きめに評価されることが挙げられる。

以上のような結果を、本解析で考慮したケースに対してまとめた結果が図-7 である。ここでは、最大応答、残留変位ともに、原点からの距離として表している。ここで、横軸の C1~C6 は上述した減衰の種類を示している。これによれば、最大応答の推定精度は、コンクリートの横拘束モデルによって大差ないこと、残留変位の推定値にはばらつきがあり、Hoshikuma らのモデルではやや大きめの結果、Mander らのモデルではやや小さめの結果となり、堺・川島のモデルではその中間的な結果となる。これより、残留変位の推定精度には、コンクリートの横拘束モデル、特に応力度下降域の勾配が影響すると考えられる。

減衰の仮定に関しては、モード減衰 (C2) と初期剛性に比例する Rayleigh 減衰 (C3a, C3b) に応答に大差はないが、履歴減衰のみを考慮する場合 (C1) にはこれらより最大応答、残留変位をそれぞれ 20%程度、50%以上大

表-3 最大加震時の最大応答圧縮軸力と残留軸力

	PWRI-600 模型		UCB-406 模型	
	最大比	残留比	最大比	残留比
C1	1.3	1.0	1.1	1.0
C2	1.3	1.0	1.1	1.0
C3a (1-3 次)	1.8	1.0	1.7	1.0
C3b (1-5 次)	1.3	1.0	1.3	1.0
C4	3.3	1.0	3.5	1.0
C5a (1-3 次)	3.4	3.4	2.8	2.8
C5b (1-5 次)	1.9	1.8	1.6	1.6
C6	10.5	9.1	6.6	5.8

きく推定する傾向にある。また、剛性比例減衰を用いた場合 (C4, C6) と瞬間剛性を用いた Rayleigh 減衰の場合 (C5a, C5b) は、他に比べて推定精度が悪い。特に、瞬間剛性比例減衰を用いた場合 (C6) には、残留変位が実験結果の 7~50 倍になる。

ここで、こうした応答が生じた原因を調べるために、水平方向の入力のみに対しても上下方向の応答生じる結果、軸力が変動し、これが曲げモーメント~曲率履歴に影響するというファイバー要素特性¹¹⁾に着目した。表-3 には、堺・川島の横拘束モデルを用いた場合を例として、最大加震 (PWRI-600 模型では 80%加震) 時の最大応答圧縮軸力と加震後の残留軸力を初期軸力との比で表した結果を示している。表には、後述する UCB-406 模型の結果もあわせて示している。これによれば、初期軸力の 1.3~10.5 倍の応答軸力が生じること、瞬間剛性比例減衰を用いる場合 (C5a, C5b, C6) には、軸力が初期軸力の 1.8~9.1 倍もの残留軸力が生じることが分かる。この結果、図-8 に示すように曲げモーメント~曲率履歴が変化し、死荷重に対する曲げモーメントを上回る曲げモーメントが生じる。ここでは、軸力変動と残留軸力が顕著に生じたケースとして、初期剛性比例減衰を仮定する場合 (C4)、剛性比例減衰を仮定する場合 (C6) をこれらの影響が最も小さかったモード減衰を用いる場合 (C2) と比較している。モード減衰を用いる場合は、最大応答圧縮軸力は 365kN と初期軸力の 1.3 倍程度におさまるが、

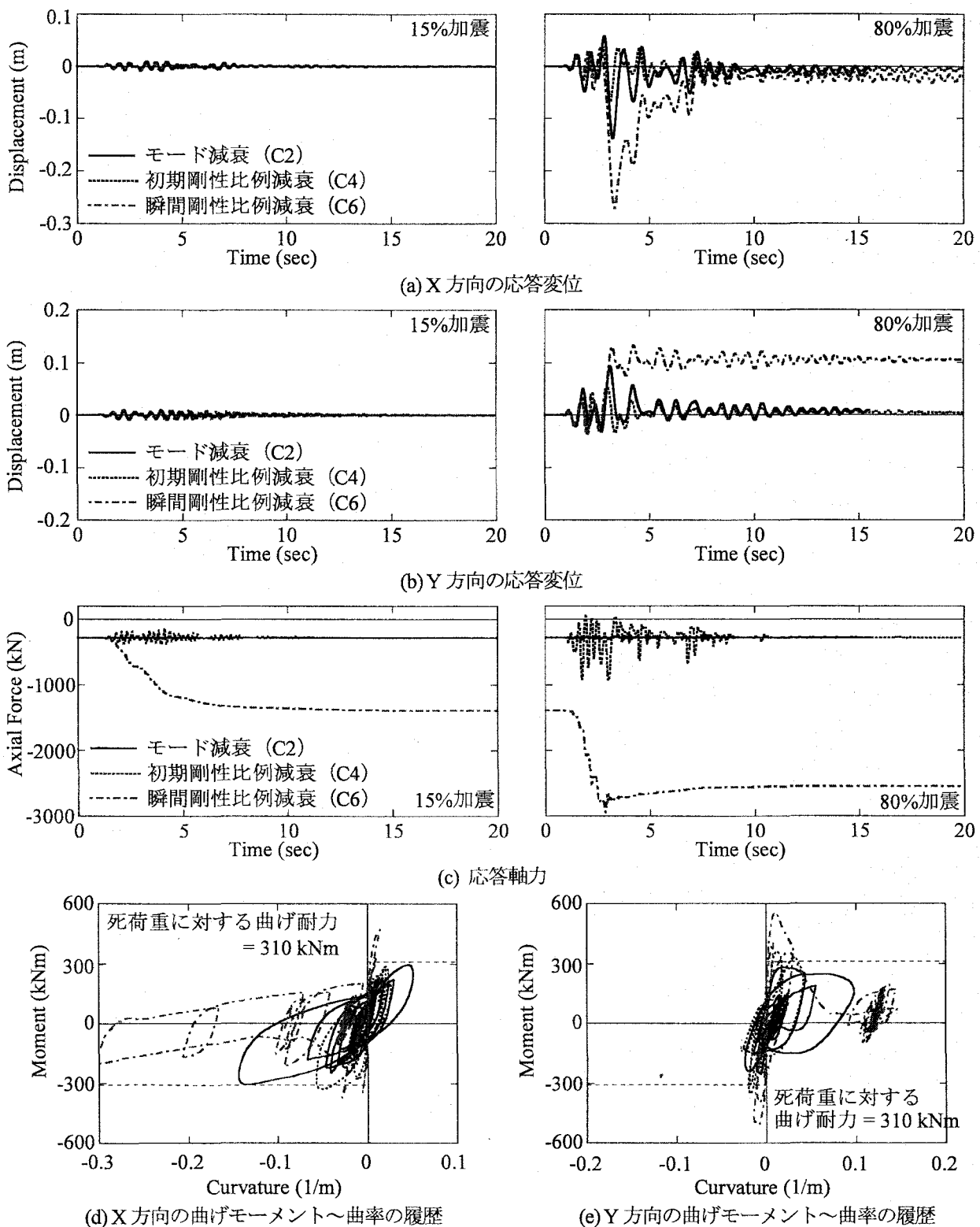


図-8 軸力が変動することの影響 (PWRI-600 模型)

初期剛性比例減衰を用いる場合には初期軸力の 3.3 倍に相当する 930 kN、瞬間剛性比例減衰を用いる場合には初期軸力の 10.5 倍に相当する 2940 kN もの応答圧縮軸力が生じる。このため、例えば、瞬間剛性比例減衰を用いる場合には、死荷重に対する曲げモーメントの 1.8 倍もの曲げモーメントが生じ、この結果、応答変位にも大きな違いが生じる。

こうした軸力変動は、高振動数の減衰を大きく与える 1, 3 次モードを考慮した Rayleigh 減衰 (C3-b) や初期剛性比例減衰 (C4) の場合に大きい傾向にある。図-7 によれば、最大応答圧縮軸力が初期軸力の 1.3 倍の 1, 3 次モードを考慮した Rayleigh 減衰 (C3-b) の場合には、応答変位に与える影響は大きくないが、それが 3.3 倍となる初期剛性比例減衰 (C4) の場合には、最大応答変位、残

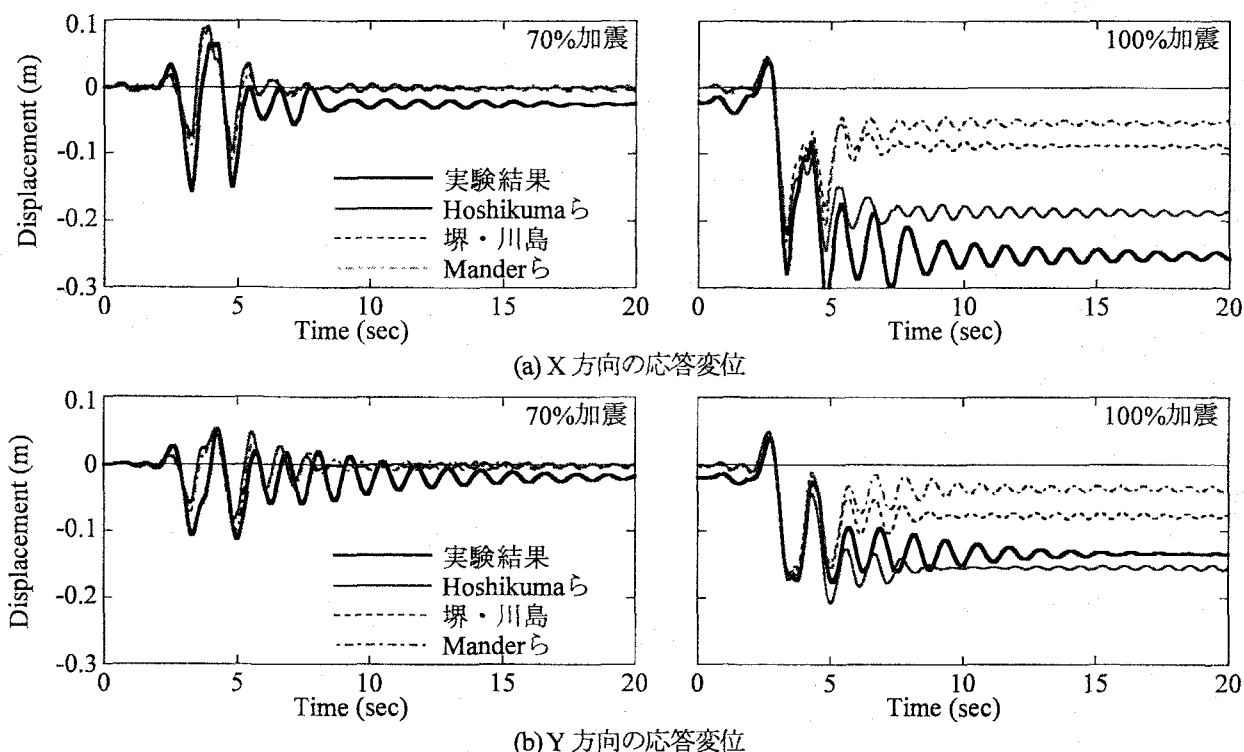


図-9 UCB-406 模型に対する解析精度（履歴減衰のみを考慮する場合）

留変位はともに実験結果の 50%と推定され、推定精度が悪くなる。

また、瞬間剛性比例減衰を用いた場合には、図-8 に示したように応答時に軸力が残留していくため、最大応答圧縮軸力も大きく、最終的には初期軸力の 9 倍に相当する 2550 kN もの圧縮軸力が残留する場合もある。Rayleigh 減衰に瞬間剛性行列を用いた場合 (C5a) にも、初期軸力の約 3 倍の軸力が残留する。このように、瞬間剛性比例減衰を用いる場合には非常識に大きな変動軸力や残留軸力が生じ、この結果、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場合がありますため、ファイバー要素を用いる際にはこの点に注意する必要がある。

(3) UCB-406 模型に対する解析精度

ここでも、入力には、実験時にフーチングで記録された加速度を用いた。実験では、7%、10%、70%、100% と加震振幅を漸増させたので、これを連続的に解析した。この際、それぞれの加震の間には、応答が減衰する十分な間隔を設けた。

図-9 は、Los Gatos 記録の修正波の 70%、100%を加震した際の上部マスの応答変位に対する解析結果を実験結果と比較した結果である。ここでは、減衰行列を用いない場合を例に、コンクリートの横拘束モデルの違いによる影響を示している。また、図-10 に原点からの距離として表した最大応答、残留変位に関する推定精度をまとめた結果を示している。なお、Hoshikuma らのモデルと

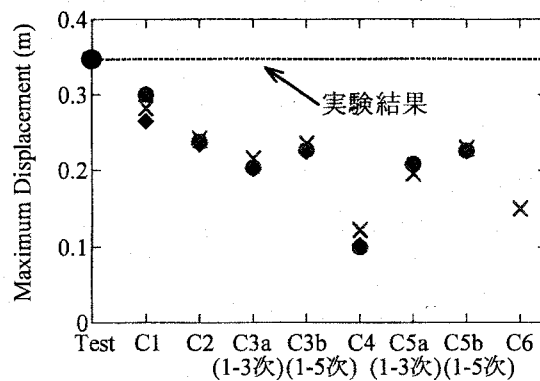
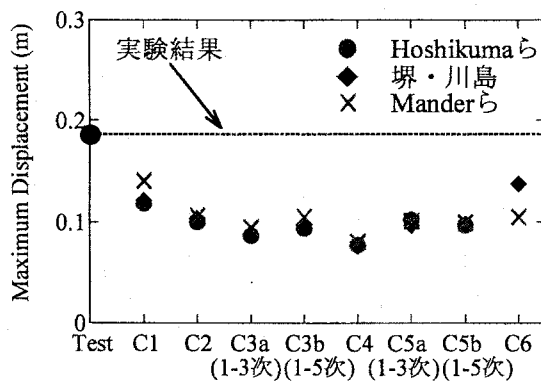
瞬間剛性比例減衰 (C6) を用いた場合には、10%加震時に残留軸力が初期軸力の 3 倍を超え、70%加震時の途中に解析が発散する。

これらと表-3 によれば、UCB-406 模型の場合には、履歴減衰のみを考慮する場合に実験結果に近くなるが、最大応答変位、残留変位ともに実験結果より小さめに推定されることが分かる。また、最大応答に与えるコンクリートの横拘束モデルの影響は大きくないこと、横拘束モデルの下降勾配が大きいほど残留変位は大きいこと、高振動数の減衰を大きく与える 1, 3 次モードを考慮した Rayleigh 減衰 (C3b) や初期剛性比例減衰 (C4) の場合、大きな最大応答圧縮軸力が生じること、瞬間剛性に比例する減衰を用いる場合 (C5a, C5b, C6) には初期軸力の 1.6~5.8 倍の残留軸力が生じること等の傾向は、PWRI-600 模型の結果と同様である。

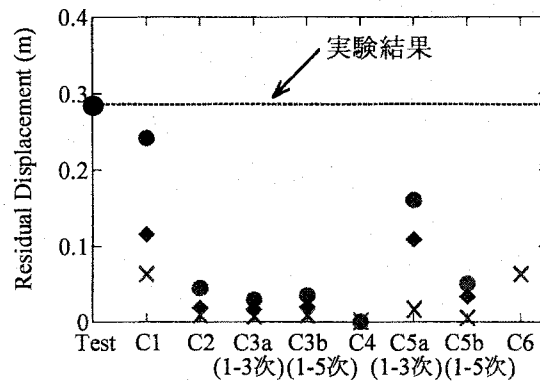
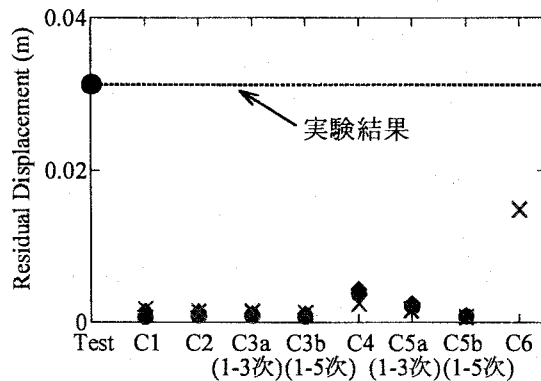
UCB-406 模型において解析の推定精度が低いのは、70%加震の初期段階において解析モデルと実験供試体の固有周期が合っていないこと、P- Δ 効果が適切に考慮されていないこと等が原因と考えられる。これに関しては、さらなる検討が必要である。

6. 結論

(1) PWRI-600 模型に対する解析では、モード減衰と初期剛性に比例する Rayleigh 減衰に応答に大差はないが、履歴減衰のみを考慮する場合には、これらより最大応答、残留変位をそれぞれ 20%程度、50%以上大きく推定する



(a) 最大応答



(b) 残留変位

(1) 70%加震時

(2) 100%加震時

図-10 最大応答変位と残留変位 (UCB-406 模型)

傾向にある。コンクリートの横拘束モデルに対する影響は大きくなく、モード減衰や初期剛性に比例する Rayleigh 減衰を用いれば、実験結果をよく推定できる。(2) UCB-406 模型に対する解析では、履歴減衰のみを考慮する場合に実験結果に近くなるが、最大応答変位、残留変位ともに実験結果より小さめに推定される。特に、70%加震では残留変位をほぼ 0 と評価するなど、PWRI-600 模型に対する解析に比べると推定精度は低い。(3) コンクリートの横拘束モデルは、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、横拘束コンクリートの応力度～ひずみ関係の応力度下降域の勾配が大きくなると残留変位が大きくなる傾向にある。(4) 最大応答圧縮軸力は、減衰の仮定によって変化する。剛性比例減衰等の高振動数の減衰を大きく与える減衰を仮定する場合には、軸力が初期軸力の 3 倍を超える場合もある。また、瞬間剛性に比例する減衰を用いると、初期軸力の 2～9 倍に相当する残留軸力が生じる場合がある。これらの場合、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場合がある。

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, Mahin, S. A.: アンボンド PC 鋼棒を配置した RC 橋脚の震動台実験, 第 60 回土木学会年次学術講演会講演概要集, I-108, pp. 213-214, 2005.

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

4) California Department of Transportation: *Seismic Design Criteria Ver. 1.2*, 2001.

5) Hoshikuma, J., Kawashima, K., Nagaya, K. and Taylor, A. W.: Stress-Strain Model for Confined Reinforced Concrete in Bridge Piers, *J. Struct. Engrg.*, ASCE, Vol. 123, No. 5, pp. 624-633, 1997.

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) Priestley, M. J. N., Seible, F. and Calvi, G. M.: *Seismic Design and Retrofit of Bridges*, Jhon Wiley & Sons, Inc., 1996.

8) 堺淳一, 川島一彦: コンクリートの横拘束効果に及ぼす横拘束筋の配置間隔と中間帯鉄筋の影響, 土木学会論文集, No. 717/I-61, pp. 91-106, 2002.

9) Sakai, J. and Kawashima, K.: Unloading and Reloading Stress-Strain Model for Confined Concrete, *J. Struct. Engrg.*, ASCE, Vol. 132, No. 1, pp. 112-122, 2006.

10) 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.

11) 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.