

鋼製支承の挙動が橋梁全体系地震応答に与える影響評価

Effects of steel bearing performance on global seismic response of a bridge

佐藤雄亮*, 酒井理哉*, 大友敬三**

Yusuke Sato, Michiya Sakai and Keizo Ohtomo

* 工修 (財) 電力中央研究所 地球工学研究所 (〒270-1194 千葉県我孫子市我孫子 1646)

** 博 (工) (財) 電力中央研究所 地球工学研究所 (〒270-1194 千葉県我孫子市我孫子 1646)

The present study discusses the effects of a steel bearing performance on bridge superstructure response during a strong ground motion. For this purpose, a hybrid seismic response experiment for a steel bearing is conducted. As a result, a slip-type hysteresis is identified for bridge axis and transverse directions, respectively. In this respect, a slip mode as well as a stiffness increase are observed due to existence of space around the pin. Also, the degree of superstructure response is affected by a slip-type hysteresis, particularly in the bridge axis direction.

Key Words: bridge, earthquake resistance, hybrid experiment, bearing support

キーワード: 橋梁, 耐震, ハイブリッド実験, 支承

1. 序論

1995年兵庫県南部地震に代表される既往地震における橋梁被災事例を見ると、支承セットボルトの抜け出しやピンの破断により、上部構造の移動や脱落が生じている例が数多く見られる¹⁾。これを契機として、高速道路等の重要性の高い橋梁では免震支承等への交換が行われたが、一般道路橋では、現在もなお、鋼製支承を使用した橋梁が数多く見られる。引き続き鋼製支承を使用している橋梁では、鋼製支承が上部構造の応答に与える影響を明らかにしておくことが重要であると認識され始めてきた。

一方で、鋼製支承の数値解析上におけるモデル化手法の現状に目を向けてみると、上部構造と橋脚を変位拘束によりモデル化する方法²⁾や、パイリニア型でのモデル化が一般的に行われている³⁾。しかし、現在のところ鋼製支承の標準的な力学モデルは確立されるに到っていない。

そこで、本研究では、既設橋梁に多く採用されているピン支承を対象とし、支承部の挙動が上部構造の応答に与える影響を解明することを目的として、上部構造及び橋脚を数値モデル、支承部を実験部としたハイブリッド地震応答実験を実施した。すなわち、実験により支承部の復元力を得ることで橋梁全体系地震応答評価を行った。また、実験により得られたピン支承の履歴特性を数理モデルとして組み込んだ全体系地震応答解析により、ハイ

ブリッド実験で見られた応答特性が再現できるか否かについて検討した。本論文では、まず、検討対象とした橋梁とその地震応答解析結果について述べる。続いて、ハイブリッド実験の概要、実験結果とその考察について述べる。次に、実験から得られた鋼製支承の履歴特性を考慮した橋梁全体系地震応答解析の結果とその考察を述べ、最後に得られた結論をとりまとめる。

2. 検討対象橋梁とその全体系地震応答

本研究では、ピン支承を対象としたハイブリッド実験を行うため、実験時に上部構造や橋脚の数値解析モデルが必要である。このため、事前に橋梁全体系を対象とした数値解析を実施した。

2.1 橋梁種別

検討対象とした橋梁を図-1に示す。対象橋梁は中間支点部の片側が固定支承により支持された3径間連続橋梁である。上部構造質量は3000t、橋脚は矩形断面の鉄筋コンクリート橋脚を想定した。検討対象とした橋梁形式では、地震時に固定支承橋脚に損傷が集中するため、鋼製支承が上部構造の応答に与える影響を検討するのに適したものと判断した。

2.2 数値解析モデル

対象橋梁について動的解析を行うにあたり、3次元骨

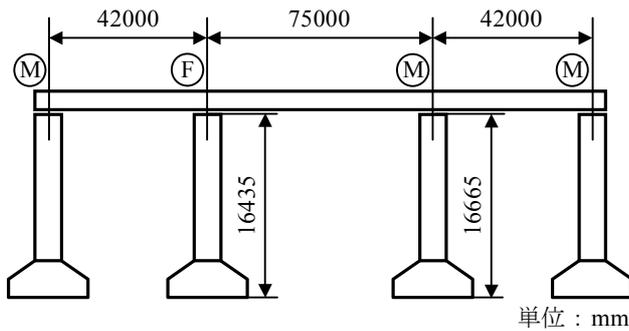


図-1 対象橋梁

表-1 上部構造の解析モデル諸元

単位長さ質量(t/m)		19.0
曲げ剛性(kN・m ²)	鉛直軸周り	1.95 × 10 ⁷
	橋軸直角周り	1.95 × 10 ⁶
ねじり剛性(kN・m ²)		7.739 × 10 ⁵
ポアソン比		0.3

表-2 各橋脚の解析モデル諸元

		第1降伏点		第2降伏点		第3降伏点	
		M ₁ (kN・m)	φ ₁ (1/m)	M ₂ (kN・m)	φ ₂ (1/m)	M ₃ (kN・m)	φ ₃ (1/m)
固定支承橋脚	橋軸	1.52 × 10 ⁴	3.90 × 10 ⁻⁵	1.34 × 10 ⁵	6.55 × 10 ⁻⁴	1.72 × 10 ⁵	3.81 × 10 ⁻³
	橋軸直角	1.15 × 10 ⁴	3.90 × 10 ⁻⁵	1.01 × 10 ⁵	6.55 × 10 ⁻⁴	1.30 × 10 ⁵	3.81 × 10 ⁻³
可動支承橋脚	橋軸, 橋軸直角	1.27 × 10 ⁴	4.90 × 10 ⁻⁵	7.06 × 10 ⁴	7.56 × 10 ⁻⁴	1.00 × 10 ⁵	3.70 × 10 ⁻³

表-3 固有値解析結果一覧

橋軸	次数	固有振動数(Hz)	固有周期(s)	刺激係数(%)		
				橋軸	橋軸直角	鉛直
	1	1.902	0.5258	57.30	0.00	0.00
2	7.513	0.1331	-29.64	0.00	0.00	
3	8.577	0.1166	-4.05	0.00	0.00	

橋軸直角	次数	固有振動数(Hz)	固有周期(s)	刺激係数(%)		
				橋軸	橋軸直角	鉛直
	1	2.272	0.4402	0.00	50.82	0.00
2	3.375	0.2963	0.00	1.91	0.00	
3	3.980	0.1852	0.00	-38.47	0.00	

組構造（以下、3DFEM モデルと呼ぶ）としてモデル化を行った。

上部構造は表-1 に示した諸元を持った線形はり要素としてモデル化した。一方、固定支承橋脚、可動支承橋脚はともに、トリリニア型で、移動硬化型のモーメント-曲率関係（以下、モーメントを M、曲率を φ と記す）を与えた非線形はり要素としてモデル化を行った。各橋脚の諸元を表-2 に示す。なお、橋脚は、頂部に橋台、基部にはフーチングが存在する。これらの部分は橋脚のその他の部分に比べて剛性が著しく大きくなるため、解析上、断面積を大きくすることで剛体として処理をした。また、ねじり定数 J は、全断面有効と仮定し、固定支承部橋脚で 26.8m⁴、可動支承部橋脚で 23.2m⁴ とした。ポアソン比は上部構造と同様に 0.3 である。上部構造、橋脚のモデル化にあたっては、道路橋の耐震設計に関する資料⁴⁾、家村ら⁵⁾の研究を参考にした。

支承部のモデル化については、道路橋示方書²⁾に準じた設定とした。境界条件については、ハイブリッド実験を実施する上での制約から、数値計算部の自由度を増や

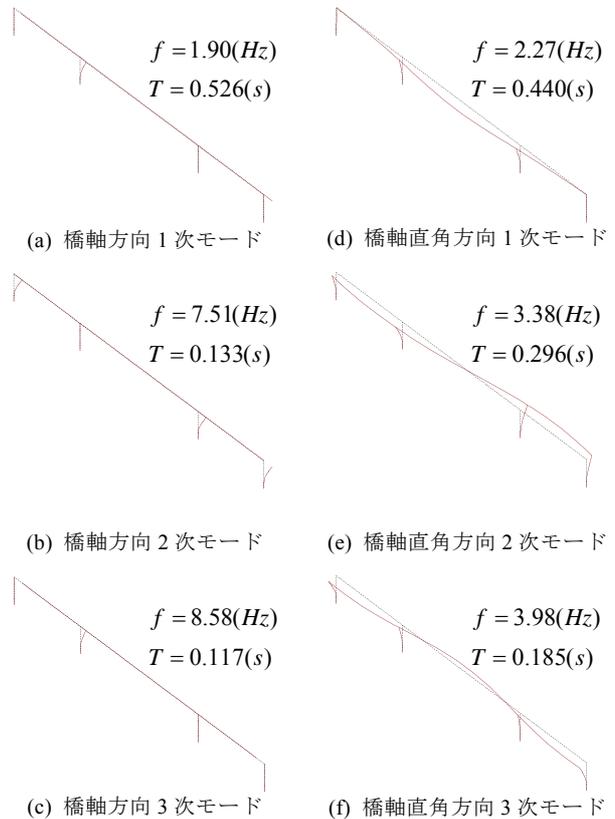


図-2 3次元骨組構造モデル固有モード

すことが困難であったため、地盤バネを考慮せず、完全固定とした。

2.3 固有値解析結果

固有値解析の結果を表-3 に、固有振動モードのうち、橋軸方向、橋軸直角方向それぞれについて1次から3次のモード図を図-2 に示す。1次の固有周期は、橋軸方向

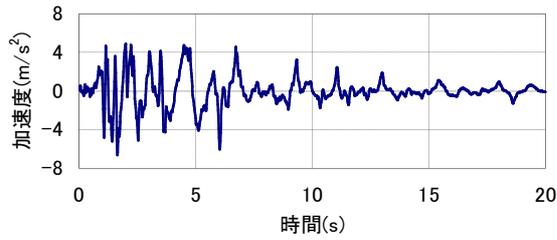


図-3 JR 鷹取波の加速度時刻歴

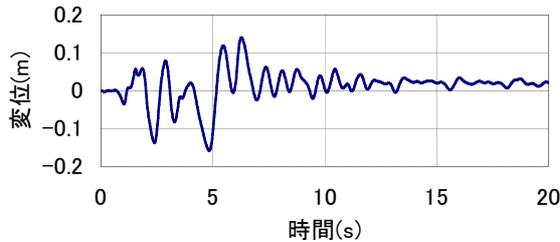


図-4 対象橋梁の上部構造変位応答（橋軸方向）

で 0.526 秒、橋軸直角方向で 0.440 秒となった。

2.4 動的解析条件

動的解析においては、汎用有限要素法コード TDAPⅢを用いて、直接積分法による非線形動的解析を行った。積分法は Newmark- β 法 ($\beta=0.25$) とし、数値解析上の安定性を確保するため、時間刻みを極力小さくすることを念頭に置き、0.0007812 秒間隔で解析を行った。入力地震波には、図-3 に示す、1995 年兵庫県南部地震時の JR 西日本鷹取駅における観測波の EW 成分（以下、JR 鷹取波と呼ぶ）を用いた。JR 鷹取波の最大加速度は 6.66m/s^2 である。解析は、橋軸方向と橋軸直角方向それぞれについて JR 鷹取波を入力する 2 ケースの動的解析を実施した。

減衰は Rayleigh 減衰型とし、橋軸方向、橋軸直角方向ともに、各振動方向における 1 次と 3 次の固有振動数を用い、各振動数におけるモード減衰比として 2% を仮定した。

2.5 地震応答解析結果

以下、解析結果を橋軸方向、橋軸直角方向とに分けて示す。本研究では、固定支承橋脚上の鋼製支承を実験部としたハイブリッド実験を実施している。このため、解析結果のうち、固定支承部橋脚の頂部における変位応答の時刻歴とモーメントが最大となるフーチング直上における $M-\phi$ 履歴曲線を示す。

(1) 橋軸方向

橋軸方向における橋脚頂部の変位応答時刻歴を図-4 に、橋脚基部における $M-\phi$ 関係を図-5 にそれぞれ示す。橋脚頂部における最大応答変位、つまり上部構造の最大応答変位は 159mm で、橋脚基部における最大曲げモー

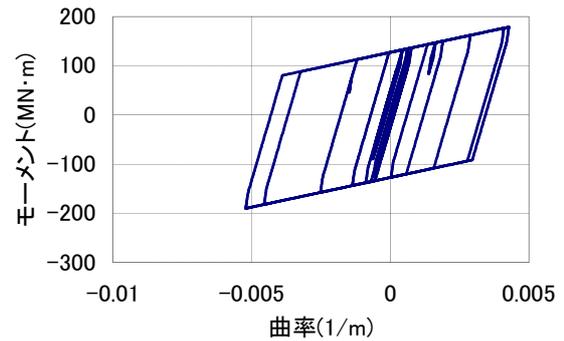


図-5 対象橋梁の橋脚基部 $M-\phi$ 関係（橋軸方向）

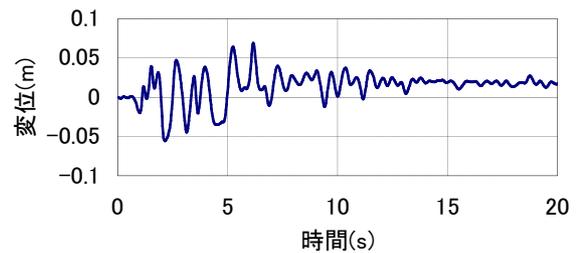


図-6 対象橋梁の上部構造変位応答（橋軸直角方向）

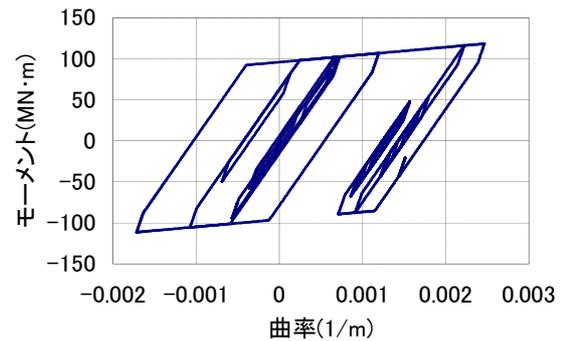


図-7 対象橋梁の橋脚基部 $M-\phi$ 関係（橋軸直角方向）

メントは $185\text{MN}\cdot\text{m}$ となった。

(2) 橋軸直角方向

橋軸方向と同様に、橋軸直角方向について、橋脚頂部における変位応答時刻歴と橋脚基部における $M-\phi$ 関係をそれぞれ図-6、図-7 にそれぞれ示す。上部構造の最大応答変位は 69mm、橋脚基部における最大曲げモーメントは $115\text{MN}\cdot\text{m}$ となった。

3. ハイブリッド実験の方法

本研究では、仮動的実験手法と同様に振動方程式を中央差分法によって逐次解くが、油圧式加振機の応答遅れの時間を高速演算処理装置 (DSP) により補償することで、载荷時間を引き延ばすことなく実時間での制御が可能なりリアルタイムハイブリッド実験手法を採用している（以下、単にハイブリッド実験と呼ぶ）。

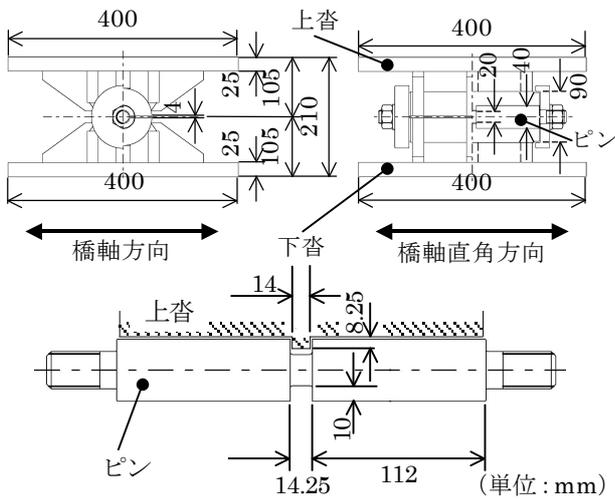


図-8 実験に用いたピン支承

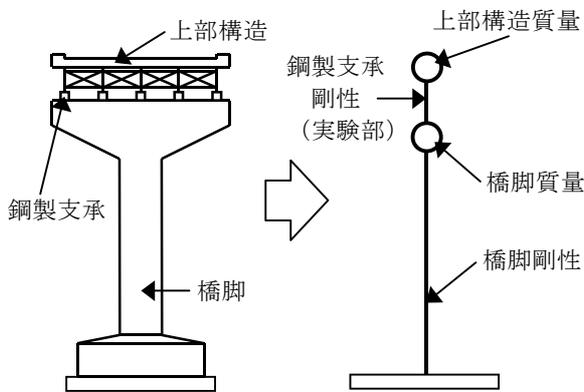


図-9 ハイブリッド実験用2質点2自由度モデル

3.1 実験対象鋼製支承

ハイブリッド実験に用いた鋼製支承の寸法を図-8に示す。実験に用いた鋼製支承は、固定支承として一般的な支圧支持型のピン支承である。ピン支承は、上沓と下沓の間にピンを配したもので、1方向のみ回転可能な構造になっている。なお、以下では、上沓と下沓を総称して沓座と呼ぶ。

支承本体はSS400を用いて作成されている。支承本体の設計においては、道路橋支承便覧⁶⁾や宇佐美ら⁷⁾ならびに阿部ら⁸⁾の研究例を参考に、橋軸直角方向における破壊を想定した設計を行った。ピン支承は、図-8に示すように、ピンと沓座の中央部において、ピンの抜け出し防止のためのかみ合わせ部が存在する。阿部ら⁸⁾によると、ピン支承の橋軸直角方向における破断強度は、ピンくびれ部における引張破断、もしくは沓座のかみ合わせ部におけるせん断破断が終局状態として示されている。実験で用いたピン支承は、ピンくびれ部における引張破断が先行するように設計を行った。ピンくびれ部の直径を20mmとすると、その引張破断強度は約160kNとなった。上下の沓座については、ピンの寸法に合わせた沓座を設計した。これは、宇佐美ら⁷⁾による静的載荷実験に

表-4 ハイブリッド実験数値解析用モデル諸元

	橋軸	橋軸直角
上部構造質量(t)	2650	1260
橋脚質量(t)	200.0	
橋脚剛性(kN/m)	1.46×10^5	9.29×10^4
減衰定数	0.2086	0.2825
1次固有振動数(Hz)	1.140	1.269
1次固有周期(s)	0.8773	0.7879

表-5 ハイブリッド実験に用いた相似則

	次元	相似比
長さ	L	S
質量	M	S^3
時間	T	S
速度	LT^{-1}	1
加速度	LT^{-2}	$1/S$
力	MLT^{-2}	S^2
剛性	MT^{-2}	S

において、沓座に塑性域に達するような大きなひずみが発生することはないことが確認されているためである。

3.2 数値解析部

本研究においては、ハイブリッド実験に用いる数値解析部には、橋軸方向、橋軸直角方向ともに図-9に示すように上部構造と橋脚を質点、支承部と橋脚をバネとした2質点2自由度モデル(以下、2DOFモデルと呼ぶ)を用いている。2DOFモデルの諸元を表-4に示す。境界条件は3DFEMモデルと同様に完全固定とした。ハイブリッド実験用数値モデル作成のための、3DFEMモデルから2DOFモデルへの縮約は、JR鷹取波を用いた動的解析において、上部構造での最大応答変位が等しくなるように上部構造質量、橋脚質量、および橋脚剛性を決定した。ただし、橋脚剛性については、ハイブリッド実験の制約から、等価線形化法⁹⁾を用いて等価剛性と等価粘性減衰を算出している。

2DOFモデルの諸元については、実験供試体と実物との間の相似比¹⁰⁾を考慮する必要がある。表-5は今回のハイブリッド実験に適用した相似則に基づく相似比を示している¹⁰⁾。本実験においては、表-5に示す相似則と想定した実物橋梁の支承数を考慮し、相似換算してハイブリッド実験用数値モデルとして用いた。本実験では、鋼製用支承標準設計集¹¹⁾を参考に、ピンくびれ部での直径比から相似比Sを3.2、橋脚上に存在する支承の数を5基としている。

数値解析部として2DOFモデルを用いた場合、水平方向の挙動のみを検討することになる。橋軸方向載荷では、ピン支承が回転を生じる際には、上部構造の曲げ剛性が影響するため、これを考慮することも重要である。しか

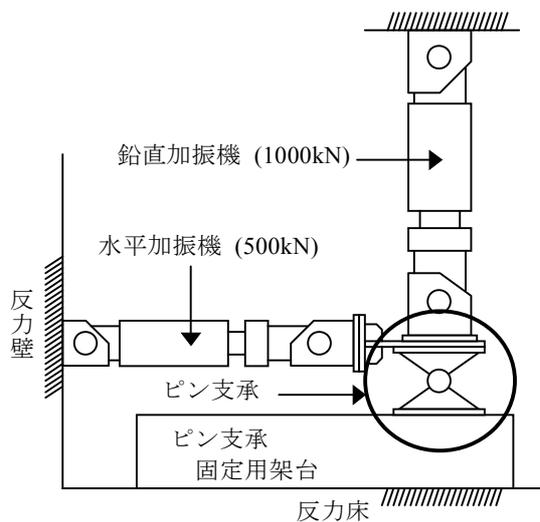


図-10 載荷状況模式図



図-11 実験時の載荷状況（全体，橋軸直角方向加振時）

し、今回対象とした橋梁全体系では固有値解析の結果からも明らかのように、橋脚の曲げ変形による振動モードが卓越しており、本検討では水平方向のみに着目することとした。

3.3 載荷条件

ハイブリッド実験時の載荷状況の模式図を図-10 に、実際の実験状況を図-11, 12 にそれぞれ示す。なお、本実験では、ピン支承の挙動が上部構造変位応答に与える影響を明らかにすることを目的としているため、セットボルトやアンカーボルトの抜け出しは考慮していない。

水平方向には上部構造と橋脚の相対変位入力用に最大容量 500kN の加振機を、鉛直方向には上部構造死荷重載荷用に同 1000kN の加振機をそれぞれ使用した。鉛直方向加振機を設置するにあたっては、水平方向加振機との干渉を避けるため、水平方向加振機を供試体に固定させるための治具と鉛直方向加振機との境界面を加振方向に対して可動とした。なお、沓座に付けたひずみゲージにより実験時に計測されたひずみは最大で 292 μ であり、載荷治具はそれよりも高い剛性を確保して設計しているため、治具は供試体に完全固定されていたと判断できる。



図-12 実験時の載荷状況（近影，橋軸方向加振時）

表-6 ハイブリッド実験における加振ケース一覧

	最大加速度(m/s ²)	
	橋軸方向	橋軸直角方向
1st	1.11	1.11
2nd	3.33	3.33
3rd	6.66	6.66
4th	8.00	10.00
5th	-	20.00

このため、治具は実験時には剛体として考えることができ、実験結果には影響していないものと判断した。

鉛直荷重は地震動による変動を考慮せず、上部構造死荷重のみを一定荷重として載荷した。本研究では、鋼製支承の挙動が水平方向の上部構造応答に与える影響を明らかにすることを目的としている。このため、水平方向荷重を主たる荷重として考え、地震時の鉛直方向の変動は考慮しないこととした。鉛直荷重の大きさは約 250kN とした。これは、3DFEM モデルの自重解析における固定支承橋脚の死荷重分担分から、支承の個数、および実験供試体と実物との相似比 S (S=3.2) を考慮し決定したものである。

加振は入力地震波を JR 鷹取波とした一方向加振実験とし、橋軸方向、橋軸直角方向それぞれについて実験を行った。加振ケースは表-6 に示すとおりである。各加振ケースでは、JR 鷹取波の最大加速度である 6.66m/s² を基本として、最大加速度が表の値に一致するように振幅調整を行ったものを入力している。最大加速度は、元波形の 1/6 の 1.11m/s², 1/2 の 3.33m/s², 等倍の 6.66m/s², 1.5 倍の 10.00m/s², 3 倍の 20.00m/s² としている。橋軸方向では水平方向加振機の容量制限から、8.00m/s² を最大とした。なお、加振ケースの選定に当たっては、ピン支承の終局限界評価を重視し、最大振幅による評価を行った。

主な計測項目は、荷重、変位、ひずみとし、計測箇所は図-13 に示すとおりである。荷重は加振機内臓のロードセルにより計測した。変位は、加振機内臓の変位計のほかに、支承部の水平変位と支承の全体移動が生じていないこと確認するため、上下の沓それぞれについて水平

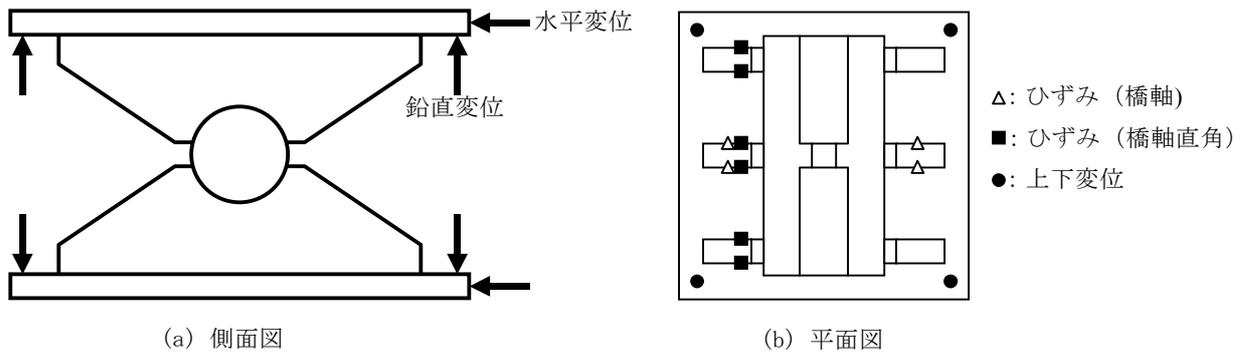


図-13 計測機器配置図

変位を計測した。また、上沓の回転と下沓の浮き上がりを計測するため、鉛直変位も計測している。なお、ハイブリッド実験の数値解析部への変位フィードバック値は、加振機内蔵の変位計の値を用いた。ひずみ計測については、特にひずみが大きく発生することが予想されるバットレス（沓座のリップ部）の各部に3軸のひずみゲージを取り付け、ひずみの計測を行った。

3.4 ハイブリッド実験制御

加振にあたっては、油圧式加振機の応答遅れ補償を行っている。つまり、加振機の応答遅れ時間を考慮するため、過去の計算変位から加振機の遅れ時間分だけ先の変位を予測し、これを指令値として実験を進める方法を取っている¹²⁾。

本実験で採用した応答遅れ補償は、実験部を含めた数値解析部の固有振動数が適用限界振動数以下の場合に有効となる。適用振動数を超えた場合、加振機応答遅れが数値解析部に負の減衰をもたらし、計算が発散する。よって、このような場合には、時間軸を引き延ばして実験を実施する必要がある。供試体に接続した状態での加振機のスイープ試験から求めた応答遅れの周波数特性を図-14に示す。同図から、加振機の応答遅れ時間 δt は最大で0.02秒程度であることがわかる。

これに対して、制御安定性は加振実験における角振動数 ω と加振機の応答遅れ時間 δt を用いて次式により評価することができる。

$$\omega \cdot \delta t < 1.8 \quad (1)$$

ここで、 $\omega = 2\pi f$ 、 f : 適用限界振動数(Hz)。また、定数1.8はシステムの条件により決定される負の減衰発生に関する臨界値である。

δt が0.02秒であることから、

$$\begin{aligned} 2\pi f \times 0.02 &< 1.8 \\ \therefore f &< 14.3\text{Hz} \end{aligned} \quad (2)$$

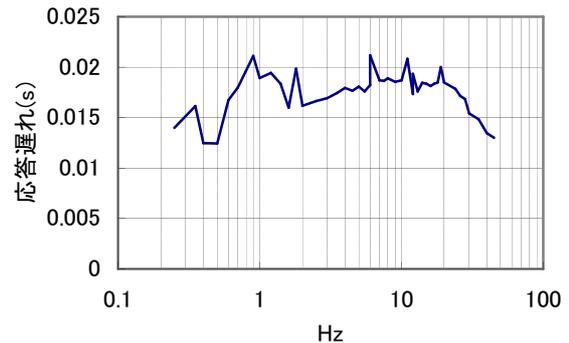


図-14 500kN加振機の応答遅れ時間周波数特性

となる。すなわち、今回の実験に用いる500kN加振機では、応答遅れ補償の適用範囲が14.3Hz未満であると評価される。

これに対して、実験時の初期剛性計測の結果を用いて行った2質点2自由度モデルにおける固有値解析の結果、橋軸方向の固有振動数は69.6Hz、橋軸直角方向の固有振動数は103Hzとなったため、式(2)を満たすには、時間軸を橋軸方向では5倍、橋軸直角方向では8倍以上に時間軸を引き延ばす必要がある。しかし、沓座のかみ合い等による剛性急変に伴う不安定要因も想定されたため、加振ケースに応じて10倍～20倍の範囲で時間軸を拡大し、実験を行った。

このようなことから、結果的に本ハイブリッド実験では、リアルタイム制御を適用しつつも、大幅に時間軸を拡張せざるを得なかった。しかしながら、粘性ダンパー等に比較して、実験対象としたピン支承の力学的特性には顕著な速度依存性があるとは考えにくい。したがって、時間軸を引き延ばした本ハイブリッド実験は、別の言い方をすれば仮動的ハイブリッド実験と等価であり、ハイブリッド実験の本質を失うものではないと判断した。

4. 実験結果とその考察

4.1 支承の履歴特性評価

これまでピン支承を用いた動的載荷実験の例は見受け

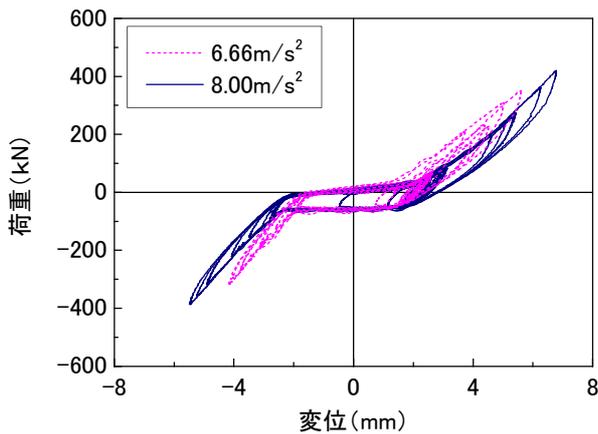


図-15 橋軸方向 荷重-変位関係

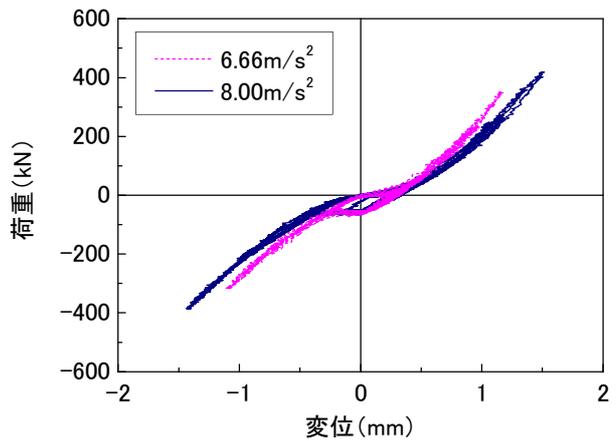


図-17 橋軸方向 荷重-変位関係 (変位: 上沓水平移動量)

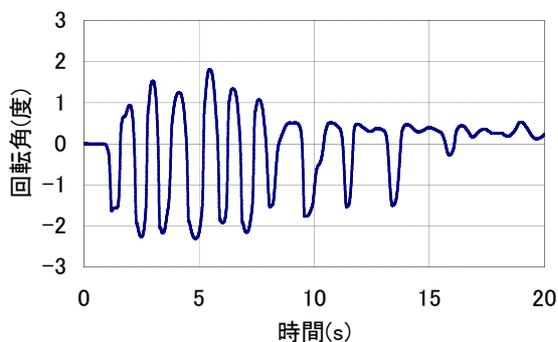


図-16 橋軸方向 ピン支承回転角履歴

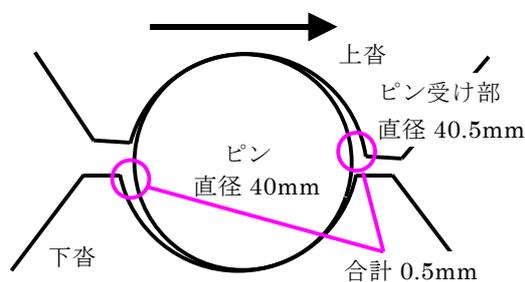


図-18 剛性回復後のピン支承のかみ合い

られない。このため、まず、橋軸方向、橋軸直角方向のそれぞれについて、ハイブリッド実験結果に基づき、ピン支承の荷重-変位履歴特性に関する考察を行う。

(1) 橋軸方向

図-15 に橋軸方向におけるピン支承の荷重-変位関係を最大加速度 6.66m/s^2 と 8.00m/s^2 の場合について重ねて示す。同図より、ピン支承の荷重-変位履歴特性がスリップ型の履歴特性を示すことがわかる。加振ケースによらず、一定荷重でスリップが発生していることから、スリップは摩擦の影響を受けているものと考えられる。つまり、ピンと沓座との間に摩擦が存在するため、外力が摩擦力を超えることでピン周りに沓座が回転することで、結果として履歴曲線にスリップが認められる。また、スリップ後には剛性が回復する様子が認められる。以下では、このスリップ後の剛性回復の発生について考察を行う。

橋軸方向においてスリップ後に剛性回復が生じる原因は、ピンと沓座のかみ合いにより生じるものと考えられる。実験時に計測された水平変位は、沓座の回転移動に伴う水平変位と、沓座の剛体的な水平移動とに分けることができる。図-16 に実験時に生じたピン支承の回転量の履歴を示す。ピン支承の寸法を利用し、回転角から算出した回転移動に伴う水平変位を計測された水平変位から差し引くことで平行移動のみによる水平変位を算出し

た。平行移動のみによる水平変位を用いた荷重-変位関係を図-17 に示す。同図より、水平移動においてはスリップ幅が約 0.5mm となっていることがわかる。一方で、図-18 に示すように、ピン周辺部には構造上の隙間が存在する。その隙間間隔は、今回実験で用いたピン支承ではピンの両側で合計 0.5mm となっている。このことから、水平移動によるスリップ幅とピン周辺部の隙間の長さが一致するため、ピン支承の履歴曲線において、スリップ後の剛性回復はピンと沓座のかみ合いにより生じたものと判断できる。なお、剛性回復の原因として、沓座同士がかみ合うことも考えられる。しかし、沓座間には 4mm の隙間があり、ピン受け部の外径が 90mm であることから、沓座間の片側 $2/45 \approx 2.5$ 度、合計で約 5.0 度の回転裕度がある。これに対して、図-16 から、実験ではピン支承の回転が最大でも片側 2.3 度しか生じていないため、沓座同士がかみ合いを生じていないことが確認できる。また、ピン端部の浮き上がり防止キャップは、沓座の取り合い部と 4mm の隙間があり、剛性回復には関与していないと判断した。

また、図-15 の JR 鷹取波の元波形である最大加速度 6.66m/s^2 の場合に注目すると、ピン支承本体は大きな損傷を生じていない。1995 年兵庫県南部地震の被災事例では、ピン支承本体の橋軸方向における損傷事例はほとんど見受けられないため¹⁾、被災事例と符合する結果と

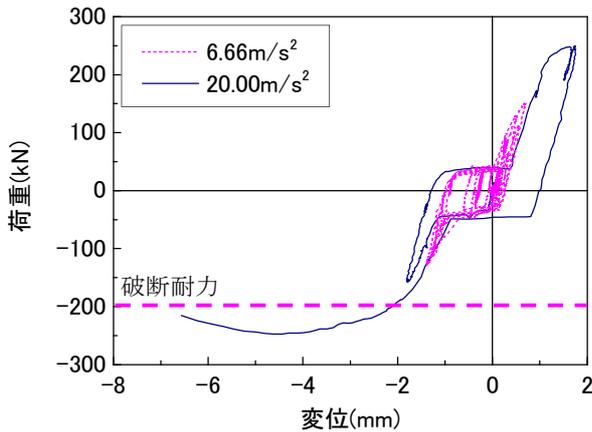


図-19 橋軸直角方向 荷重-変位関係

なった。

なお、図-15 において、スリップ幅の差については、摩擦を伴うスリップ運動は入力加速度に依存し、入力加速度が大きいほど大きく回転する。このため、スリップ幅は入力加速度の増加に伴い、増加する傾向が見られる。また、図-17 において両者の曲線に剛性差が生じている。これは、ピン受け端部などにおける局所的な塑性化の影響も考えられる。

(2) 橋軸直角方向

図-19 に橋軸直角方向におけるピン支承の荷重-変位関係を最大加速度 6.66m/s^2 、 20.00m/s^2 の場合について重ねて示す。なお、橋軸直角方向では 20.00m/s^2 のケースの際に、ピン破断が生じて実験が終了した。同図より、橋軸方向と同様に橋軸直角方向についてもスリップ型の履歴特性を示していることがわかる。橋軸方向と同様に、スリップが生じる荷重が一定となっており、スリップの発生には、摩擦力の存在が影響している。また、橋軸直角方向では、スリップ後剛性が回復した後、荷重の繰り返しに伴い、スリップ幅が増加する特徴が認められる。スリップの発生と、剛性回復の原因について、以下のように考えられる。

図-20 に示すように、ピン支承はピンの抜け出しを防止するため、ピン中央部にピンと杓座がかみ合わせ部によりかみ合う構造になっている。このかみ合い部周辺に隙間が存在するため、外力が摩擦力を超えると隙間分だけスリップが生じ、再びピンと杓座が接触することで、剛性が回復する。これに関連して、橋軸直角方向では、図-20 に示したようにピンくびれ部でのみ荷重 F を負担する構造となっているため、荷重を繰り返し受けることによりピンくびれ部の塑性化が進行し、その結果としてスリップ幅が増加する。

図-21 は最大加速度 20.00m/s^2 の時に生じたピン破断の状況である。同図から、ピン破断面がピン中心軸に対して、約 45 度の傾きを生じていることが確認できる。ピン支承の耐力については、ピンくびれ部における実耐力が

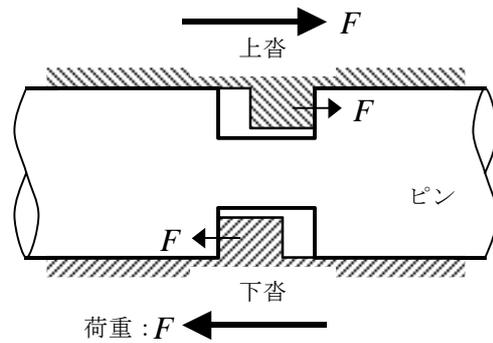


図-20 塑性化の進んだピンかみ合わせ部



図-21 ピンくびれ部破断状況

約 160kN で、摩擦力 40kN を加えると 200kN となる。実験ではこれを多少上回る荷重が生じたが、破断耐力とほぼ同等である。このことから、破断面の傾きには材料の不均質性が影響したと考えられる。また、実験では、JR 鷹取波の元波形である最大加速度 6.66m/s^2 の時にピン破断は生じなかった。しかし、1995 年兵庫県南部地震の被災事例では、ピン破断により床版の脱落が生じているものも見られる¹⁾。被災事例から、ピン支承周りの損傷では、セットボルトやアンカーボルトの抜け出し・破断が先行する傾向が見られたため、これらの影響により差が生じたものと考えられる。

4.2 上部構造応答への影響評価

ピン支承の挙動が上部構造応答へ与える影響を検討するにあたり、実験結果との比較対象として、2DOF モデルにおいて設計一般で行われているように上部構造と橋脚とを変位拘束することで、支承部の影響を無視した解析モデルを用いた。なお、ここで用いた実験結果と解析値は、最大入力加速度 6.66m/s^2 の場合で、相似比と支承数を考慮し、実物大の橋梁における変位に換算した値となっている。

(1) 橋軸方向

図-22 に橋軸方向の上部構造変位応答の比較を示す。同図から、継続時間 10 秒以前では、解析値に比較して実験値が大きな値となっており、支承部の挙動の影響が見られる。最大応答変位で比較すると、その差は 18.4mm となり、解析値に対して実験値が 14% 大きな値となった。

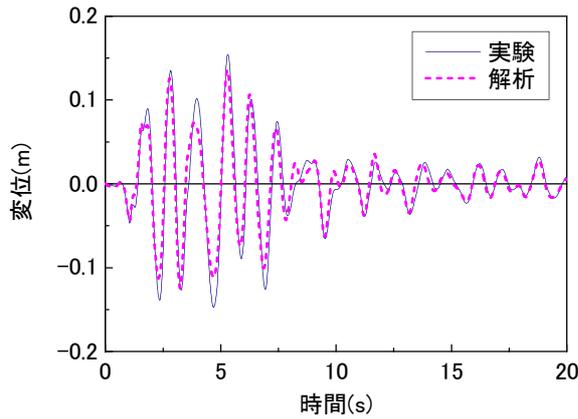


図-22 実験結果と 2 自由度モデルとの上部構造変位応答比較 (橋軸方向, 6.66m/s^2)

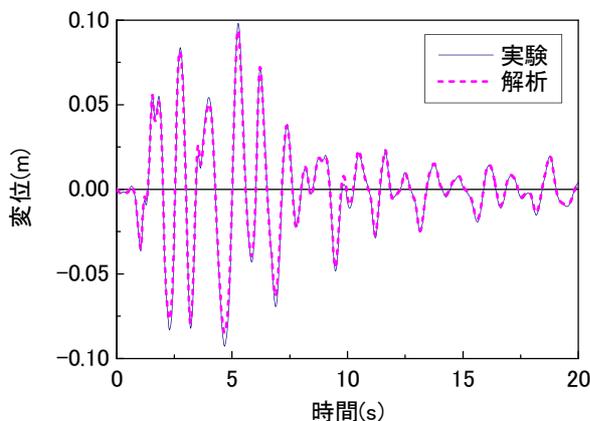


図-23 実験結果と 2 自由度モデルとの上部構造変位応答比較 (橋軸直角方向, 6.66m/s^2)

(2) 橋軸直角方向

図-23 に橋軸直角方向の上部構造変位応答の比較を示す。同図から、橋軸方向と同様に、実験結果では、ピン支承の履歴特性が考慮されていることで、解析値に比べて応答変位が大きいことがわかる。ただし、橋軸直角方向では、実験結果と解析値との差が 4mm 、つまり解析値の 4.3% であり、上部構造変位応答へピン支承の挙動が与える影響は、橋軸方向に比べて小さいことがわかる。

5. ピン支承の履歴特性を考慮した橋梁全体系解析

4 章では、ハイブリッド実験によりピン支承の挙動が上部構造変位応答に与える影響について検討した。しかし、ハイブリッド実験で用いた数値解析モデルは、2 質点 2 自由度モデルである。このため、ピン支承の上部構造変位応答に与える影響が概略的にしか評価できていないものと考えられる。

そこで、ハイブリッド実験で得られたピン支承の履歴特性を数理モデルで表し、動的解析によりピン支承が上部構造変位応答に対して与える影響について、より定量

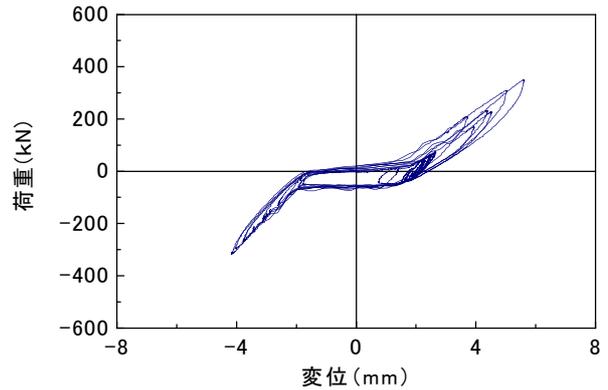
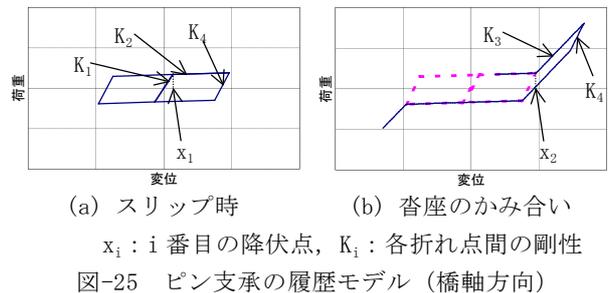


図-24 ピン支承の実験における荷重-変位関係 (橋軸方向, 6.66m/s^2)



(a) スリップ時 (b) 沓座のかみ合い
 x_i : i 番目の降伏点, K_i : 各折れ点間の剛性
 図-25 ピン支承の履歴モデル (橋軸方向)

的な検討を行った。

5.1 ピン支承履歴モデル

ピン支承の履歴モデルについて、橋軸方向と橋軸直角方向それぞれの特徴をまとめる。

(1) 橋軸方向

図-24 に実験における、最大加速度 6.66m/s^2 時のピン支承の荷重-変位関係 (橋軸方向) を示す。同図を基に作成したピン支承の履歴モデルを図-25 に示す。同図の点線で示した曲線は過去の履歴曲線を示している。本履歴モデルでは、ピン支承の橋軸方向における荷重-変位関係の特徴である、スリップの発生とスリップ後の剛性回復を忠実にモデル化している。

(2) 橋軸直角方向

実験における、最大加速度 6.66m/s^2 時のピン支承の荷重-変位関係 (橋軸直角方向) を図-26 に、同図を基に作成したピン支承の履歴モデルを図-27 にそれぞれ示す。図-26 における点線で示した曲線は、橋軸方向と同様に過去の履歴曲線を示している。モデル化された履歴曲線の特徴は、2 つある。1 つはスリップの発生とスリップ後の剛性回復を忠実にモデル化している点である。2 つ目はピンくびれ部の塑性化に伴うスリップ幅の増加を考慮することができる点である。

5.2 橋梁全体系解析への適用

5.1 で述べたピン支承の履歴特性を用いて 3 次元骨組

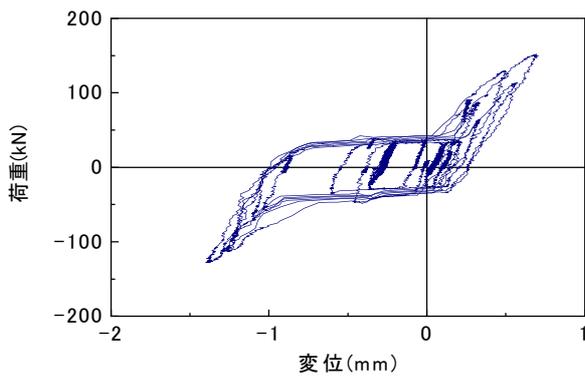
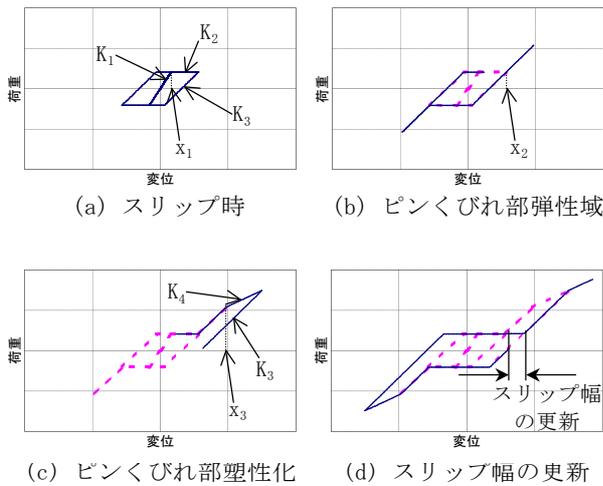


図-26 ピン支承の実験における荷重－変位曲線
(橋軸直角方向, 6.66m/s^2)



(a) スリップ時 (b) ピンくびれ部弾性域
(c) ピンくびれ部塑性化 (d) スリップ幅の更新
 x_i : i 番目の降伏点, K_i : 各折れ点間の剛性
図-27 ピン支承の履歴モデル (橋軸直角方向)

構造解析を、橋軸方向、橋軸直角方向それぞれについて行った。以下、解析結果を橋軸方向と橋軸直角方向とに分けて述べる。

(1) 橋軸方向

橋軸方向では 2 章で述べた 3DFEM モデルのうち、固定支承部の橋軸方向に、図-24 に示したピン支承の荷重－変位関係に対して相似比と支承数を考慮し、橋梁全体系におけるピン支承の荷重－変位関係に変換し、これを図-25 に示す履歴曲線でモデル化することで、橋梁全体系用に数値を修正した履歴曲線を持つバネ要素を入れた動的解析を実施した。解析条件は 2.4 と同様である。

解析により得られた上部構造変位応答を図-28 に示す。比較として、固定支承の履歴を無視した解析を示した。同図より、実験結果と同様に、ピン支承の履歴特性を考慮することで上部構造変位応答が増加していることがわかる。最大応答変位で比較すると、履歴を無視した場合が 159mm 、考慮した場合が 196mm となり、無視した場合に比べて 23.5% の応答変位の増加が生じた。

図-29 に上部構造速度応答を比較したものを示す。同図より、支承考慮の有無による応答変位差の大きな継続

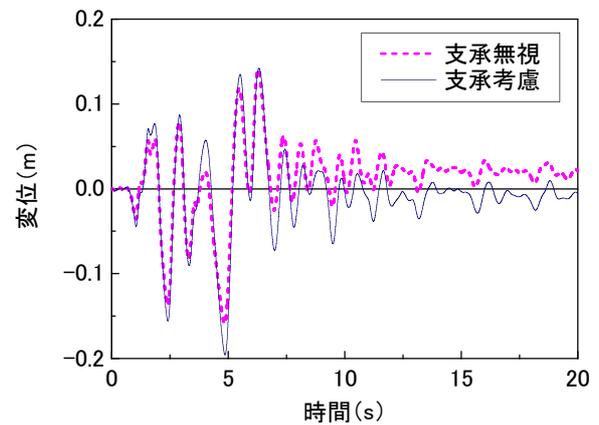


図-28 上部構造変位応答比較 (橋軸方向, 6.66m/s^2)

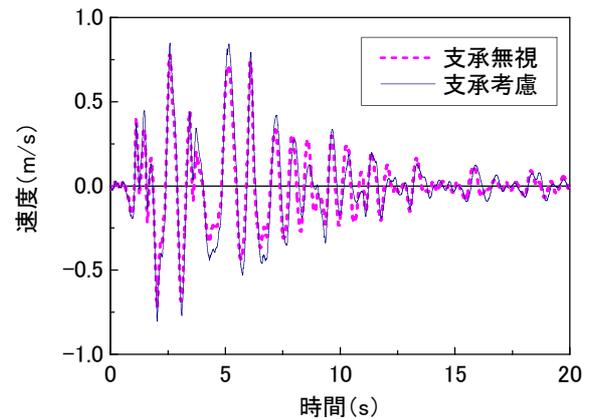


図-29 上部構造速度応答比較 (橋軸方向, 6.66m/s^2)

時間 10 秒以前では、支承の履歴を考慮した解析の方が大きな速度を示していることがわかる。このことから、摩擦の速度依存性の観点からも、上部構造変位応答の増加の傾向が認められる。

ただし、橋軸方向のピン支承の履歴特性には支承部の回転量が大きく影響する。実験時に 6.66m/s^2 のケースで生じた支承部の回転角は 2.29 度であるのに対して、支承部の履歴を考慮した 3DFEM モデルによる解析では、支承部の回転変位は 0.95 度となっている。このことから実験で得られた荷重－変位履歴をそのまま用いることは、支承部の回転角を過大に評価しているものと考えられる。ピン支承の荷重－変位履歴において、スリップ後の剛性はピンと沓座とのかみ合いにより生じるため、回転角の大小には影響されない。つまり、回転角の大小の影響を受けるのは、回転に伴うスリップ幅だけである。

そこで、図-25 に示した履歴曲線のうち、スリップ幅だけを変化させて解析を行い、橋軸方向におけるピン支承のスリップが上部構造変位応答に及ぼす影響について検討した。実験で得られたピン支承の履歴曲線におけるスリップ幅の約 10mm を基準に、スリップ幅を $1/2$, $1/5$, $1/10$ としたものについて解析を行った。解析結果を図-30 に示す。同図では、横軸はスリップ幅に寄与する支承部の回転角、縦軸は支承部を無視した場合の解析に対する

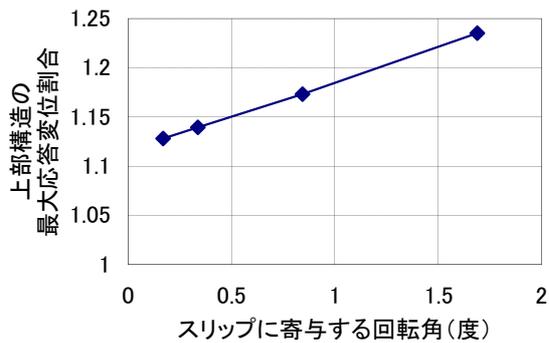


図-30 回転角と上部構造最大応答変位倍率の関係
(橋軸方向, 6.66m/s^2)

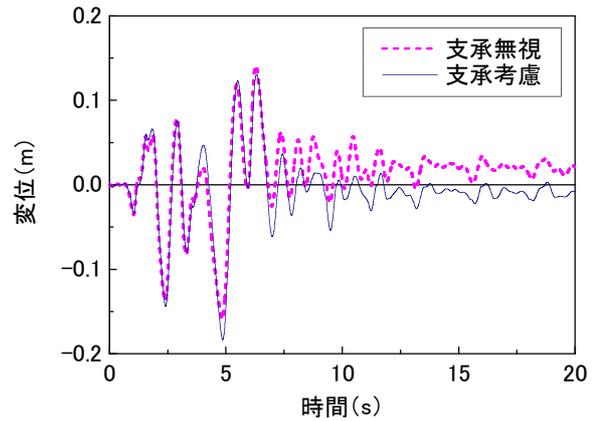


図-31 橋脚頂部変位応答比較 (橋軸方向, 6.66m/s^2)

上部構造最大応答変位倍率となっている。同図より、スリップに寄与する回転角、つまりスリップ幅が小さくなることで、上部構造応答変位の増分量が小さくなる傾向が認められる。しかし、スリップ幅が 1/10 の場合においても応答倍率は 10% を超えており、スリップ幅だけではなく、ピン支承のかみ合いに伴い発生する剛性回復後の履歴も、上部構造変位応答の増加に与える影響が大きいことが認められる。

次に、固定支承橋脚について考察を加える。図-31 に橋脚頂部での変位応答履歴を示す。同図から、上部構造と同様に支承部の履歴を考慮することで、応答が増加していることがわかる。また、両者の応答周期を比較すると、ほとんど周期に差は見られず、支承部の応答が橋脚の応答周期に与える影響は少ないものと判断できる。さらに、橋脚基部における最大曲げモーメントは、支承部の履歴を無視した場合 $190\text{MN}\cdot\text{m}$ 、考慮した場合が $197\text{MN}\cdot\text{m}$ となった。このことから、これまでと同様に支承部の挙動を考慮することにより値が増加していることがわかる。

ただし、本検討においては、ハイブリッド実験は、純粋なピン支承の履歴のみの影響を明らかにするために、アンカーボルトなどの抜け出しを考慮しないなど、理想化された状況下で実験を行い、支承単体の力学モデルを導出した。また、回転に伴う水平変位に大きな影響を及ぼす沓座の設計にあたっては、実験上の都合により、実物の支承サイズを反映できていない面もある。実際の地震応答では、橋梁全体を構成する部材の相互作用下での現象となるため、これらの影響を適切に考慮していく必要がある。

(2) 橋軸直角方向

橋軸直角方向の解析では、道路橋示方書の設計振動単位の考え方にに基づき、3DFEM モデルのうち、固定支承橋脚における上部構造慣性力分担を考慮した橋脚だけを用いた解析を実施した。2章と同様に 3DFEM モデルを用いた解析を実施しなかったのは、3DFEM モデルにおいて可動支承は変位拘束によりモデル化されており、可

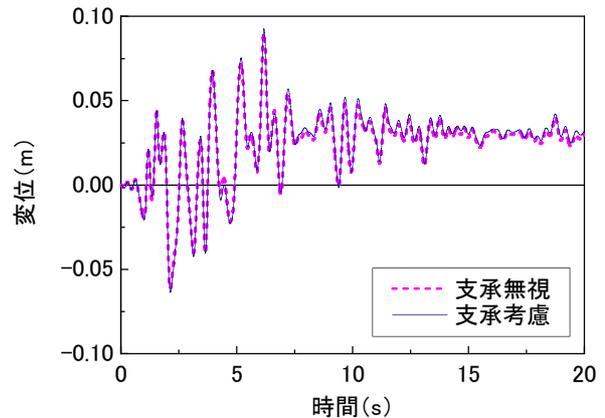


図-32 上部構造変位応答比較 (橋軸直角方向, 6.66m/s^2)

動支承のモデル化による影響を排除するためである。ピン支承のモデル化は、橋軸方向のときと同様に、図-26 を橋梁全体系に換算し、図-27 の履歴曲線でモデル化することで、ピン支承の履歴モデルとして用いた。

解析により得られた上部構造変位応答を、橋軸方向と同様に固定支承を変位拘束とした場合の解析結果と併せて図-32 に示す。同図より、実験結果と同様に、ピン支承の履歴特性を考慮することで、わずかに応答変位が増加する傾向が見られる。しかし、最大応答変位で比較すると、支承部を無視した場合で 90.0mm 、考慮した場合で 91.1mm となり、支承部を考慮することによる応答増加は 1.2% となる。よって、実験結果と同様に、橋軸直角方向ではピン支承の履歴特性の影響は小さい。

この時の支承部の履歴特性を図-33 に示す。ピンくびれ部では塑性化が生じており、同時にスリップ幅の増加も生じている。このことから、橋軸直角方向では、スリップ幅が小さく、上部構造による慣性力も小さいため、ピンの破断が生じない限りは、ピン支承の挙動が橋梁全体系変位応答に与える影響は無視できる程小さいものと考えられる。

6. 結論

本研究では、支承部を実験部、上部構造と橋脚を数値解析部としたリアルタイムハイブリッド実験を実施し、鋼製支承の挙動が上部構造の応答に与える影響について検討した。また、実験結果より得られたピン支承の履歴特性を利用して、数値解析により橋梁全体系における影響についても検討した。得られた知見は以下のとおりである。

- (1) ピン支承の履歴特性は橋軸方向、橋軸直角方向ともにスリップと剛性回復を生じる履歴を示す。このような履歴を描く原因として、橋軸方向、橋軸直角方向ともに、ピン周辺部に生じる摩擦と、支承構造上生じるピン周辺部の隙間が関与していることを明らかにした。
- (2) 橋軸方向、橋軸直角方向ともに、ピン支承の履歴特性が考慮されることで、上部構造変位応答が増加する傾向を示すことが明らかとなった。ただし、応答増幅への影響度は異なっており、支承部を無視した解析に比べて橋軸方向で14%、橋軸直角方向で4.3%となり、橋軸方向の方が相対的に大きな影響を示す傾向が見られた。
- (3) 実験で得られたピン支承の履歴特性をモデル化し、それを反映させた解析においても、実験と同様に橋軸直角方向に比べて、橋軸方向の方が上部構造変位応答の増加に大きな影響を示した。これには、ピン支承の履歴特性におけるスリップ幅と支承が負担する上部構造質量に関係している。すなわち、橋軸方向の方が橋軸直角方向に比べてスリップ幅が長く、負担する上部構造質量も大きいため、橋軸方向で大きな影響が見られる結果となった。

謝辞： 本研究の一部は、(独)防災科学技術研究所が進める「実大三次元震動破壊実験施設 (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援助にて実施しました。ここに記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 阪神・淡路大震災調査報告編集委員会：阪神・淡路大震災調査報告 土木構造物の被害 橋梁, pp. 59-68, 1996.
- 2) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, 2002.

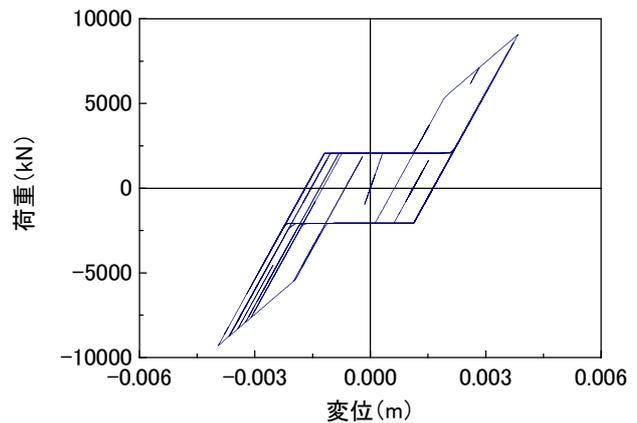


図-33 ピン支承の荷重－変位関係（橋軸直角方向、 6.66m/s^2 ）

- 3) 矢部正明, 武村浩志, 川島一彦：直橋および斜橋の桁間衝突とその影響, 構造工学論文集, Vol.43A, pp. 781-791, 1997.
- 4) 日本道路協会：道路橋の耐震設計に関する資料, 1997.
- 5) 家村浩和, 宮本文穂, 高橋良和：鋼製支承の破損が橋梁の地震時損傷モードに与える影響, 構造工学論文集, Vol.44A, pp. 659-666, 1998.
- 6) 日本道路協会：道路橋支承便覧, 1991.
- 7) 宇佐美哲, 阿部雅人, 藤野陽三, 森重行雄, 鶴野禎史, 柳野和也：金属支承の水平挙動, 土木学会論文集, No.773/I-69, pp. 63-78, 2004.
- 8) 阿部雅人, 柳野和也, 藤野陽三, 橋本哲子：1995年兵庫県南部地震における3径間連続高架橋の被害分析, 土木学会論文集, No.668/I-54, pp. 83-101, 2001.
- 9) 土木学会：動的解析と耐震設計 第2巻 動的解析の方法, pp. 76-99, 1989.
- 10) 才塚邦宏, 伊藤義人, 木曾栄滋, 宇佐美勉：相似則を考慮したハイブリッド地震応答実験手法に関する考察, 土木学会論文集, No.507/I-30, pp. 179-190, 1995.
- 11) 阪神高速道路公団：鋼桁用支承標準設計図集, 1989.
- 12) 堀内俊彦, 中川正紀, 菅野正治, 今野隆雄：加振機の応答遅れを補償した実時間ハイブリッド実験システムの開発（第1報, 補償方法と1自由度系の実験への適用）, 日本機械学会論文集 C 編, 61 巻 584 号, pp. 64-72, 1995.

(2006年9月11日受付)