

鋼製ピン支承の履歴特性を考慮した 橋梁の強震時挙動に関する検討

佐藤 雄亮¹・大友 敬三²

¹ (財) 電力中央研究所 地球工学研究所 構造工学領域 (〒270-1194 千葉県我孫子市我孫子1646)

E-mail:satoy@criepi.denken.or.jp

² (財) 電力中央研究所 地球工学研究所 構造工学領域 (〒270-1194 千葉県我孫子市我孫子1646)

E-mail:ootomo@criepi.denken.or.jp

本研究は、鋼製ピン支承を対象としたハイブリッド実験の結果から得られた鋼製ピン支承の履歴特性を用いて、鋼製ピン支承が橋梁全体系に及ぼす影響について検討したものである。特に、強震時挙動について着目し、周波数特性の異なる2種類の強震観測記録を入力地震動として用いた解析を行った。検討の結果、鋼製ピン支承の挙動を考慮することで、入力地震動や入力方向によらず、上部構造の最大応答変位が増加する傾向が見られた。さらに、橋軸方向では、入力地震動の周波数特性差により、橋脚基部の曲率に対する鋼製ピン支承の履歴の影響に差が生じる結果となった。

Key Words : bridge, steel bearing, earthquake resistance, dynamic analysis, phase characteristics

1. はじめに

既往の地震被災事例では、支承の損傷に起因するものは非常に甚大な被害に発展するものが多い。1995年兵庫県南部地震では、支承の損傷により上部構造の移動や脱落が生じた¹⁾。このような経緯から、高速道路等の重要性の高い橋梁では免震支承への交換が進められた。しかし、一般の道路橋梁では現在も鋼製支承が使用されているものが多く、これらの耐震性評価を行う際に、鋼製支承の挙動が橋梁全体系に与える影響について明らかにしておくことが重要であるとの認識が高まってきている。

一方で、鋼製支承に関する研究について目を向けみると、既往検討例は少なく、力学的モデルが提案されるには到っていない。このため、現在、鋼製支承の数値解析上のモデル化は、上部構造と橋脚頂部とを変位拘束する方法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、鋼製支承の挙動が橋梁全体系に及ぼす影響については不明な部分が多い。

これまで筆者らは、鋼製支承の挙動が橋梁全体系に及ぼす影響について検討するため、鋼製支承のうちピン支承に着目したハイブリッド実験を実施してきている⁴⁾。ハイブリッド実験の結果から、鋼製支承の挙動が橋軸方向、橋軸直角方向の上部構造変位応答に影響を及ぼすこ

とを明らかにするとともに、鋼製支承の履歴モデルを提案した。また、提案した履歴モデル考慮した橋梁全体系解析で、ハイブリッド実験と同様の傾向が得られることを確認してきている。

一方、強震時の橋梁全体系応答に着目した場合、地震動の周波数特性や繰返し回数による影響を検討することは、非常に重要であると考えられる。そこで、今回、周波数特性と継続時間の異なる2種類の地震動を用いた地震応答解析を実施し、鋼製ピン支承の履歴を考慮した上で、橋梁全体系における強震時の挙動について検討を行った。

本報告では、まず、鋼製ピン支承の履歴モデルおよび橋梁全体系に関する解析モデルについて述べる。続いて、地震応答解析の概要について述べ、解析結果とその考察を記述する。最後に、得られた知見をまとめる。

2. 解析モデル概要

(1) 対象橋梁

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、橋脚は矩形のRC橋脚を

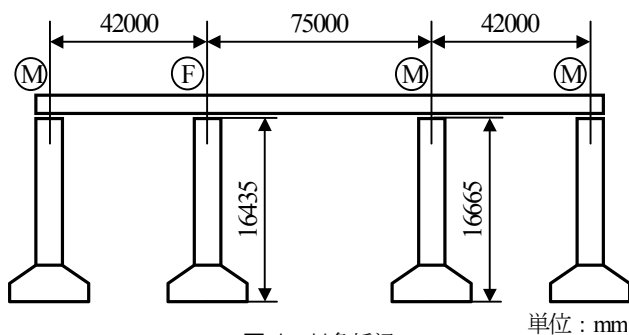


図-1 対象橋梁

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}

想定した。検討対象とした橋梁形式では、地震時に固定支承部周辺と固定支承部橋脚に損傷が集中する。このため、鋼製支承が上部構造の応答に及ぼす影響を検討するのに適しているもの判断した。

対象橋梁を用いて動的解析を行うにあたり、3次元骨組構造によるモデル化を行った。

上部構造は表-1に示す諸元を有する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のモーメント - 曲率関係を与え、履歴則は武田モデルを用いた非線形はり要素でモデル化した。各橋脚の諸元を表-2にそれぞれ示す。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 26.8m^4 、可動支承部橋脚で 23.2m^4 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⁵⁾、家村ら⁶⁾の研究を参考にした。

支承部のモデル化については、可動支承は道路橋示方書²⁾で示されている通り、上部構造と橋脚頂部の間で橋軸直角方向、鉛直方向、橋軸方向回りを変位拘束している。固定支承は橋軸方向、橋軸直角方向ともに2通りのモデルを用いている。1つは道路橋示方書²⁾に示されている、上部構造と橋脚頂部を変位拘束する方法である。もう1つは、(2)に示す実験結果から作成した履歴モデルを用いる方法である。ただし、作成した履歴モデルを用いた場合においても、鉛直方向、橋軸方向回りは道路橋示方書²⁾に示された通り、変位拘束によりモデル化している。以下では、固定支承のモデル化に変位拘束を用いた

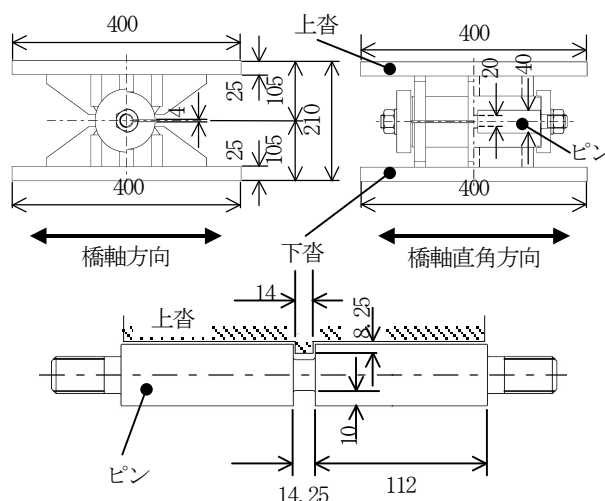


図-2 ハイブリッド実験に用いた鋼製ピン支承

橋梁全体系モデルを変位拘束型モデル、作成した履歴曲線を用いた橋梁全体系モデルを履歴考慮型モデルと呼ぶ。

境界条件は橋脚の基部を完全固定条件とした。

橋軸方向の解析では、3次元骨組構造モデルをそのまま用いた。しかし、橋軸直角方向の解析では、道路橋示方書²⁾の振動単位を考え方をを用いた。つまり、3次元骨組構造モデルから固定支承橋脚のみを取り出し、橋脚頂部に上部構造質量分担だけの質量を与えたモデルを橋軸直角方向の解析用モデルとして用いた。これは、固定支承橋脚のみを取り出すことで、固定支承の履歴を考慮することによる影響のみを結果に反映させるためである。

(2) 鋼製ピン支承の履歴モデル

本研究で使用する履歴モデルは、筆者らがこれまでに実施してきたハイブリッド実験の結果より作成したものである⁴⁾。ハイブリッド実験で用いた鋼製ピン支承を図-

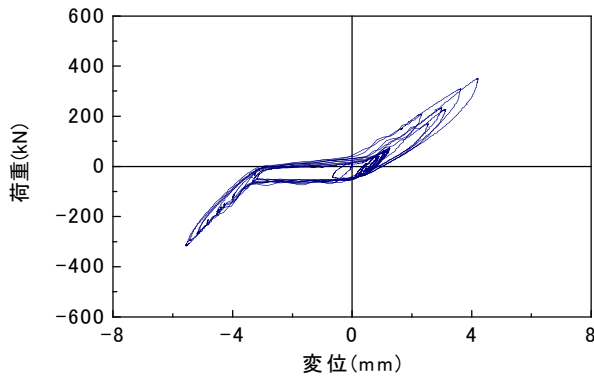


図-3 実験におけるピン支承の荷重－変位関係
(橋軸方向)

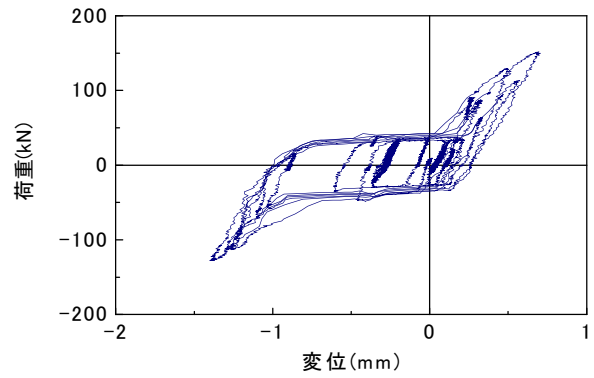
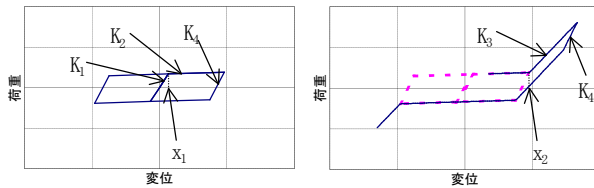
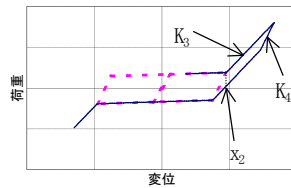


図-5 実験におけるピン支承の荷重－変位曲線
(橋軸直角方向)



(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-4 ピン支承の履歴モデル (橋軸方向)

2に示す。同図の鋼製ピン支承は、上沓および下沓とピンのかみ合い部で力を伝達している。模型設計では、橋軸直角方向での引張破壊を終局状態としている。ピンくびれ部の直径は20mmで、引張破断強度は約160kNである。

以下に、橋軸方向、橋軸直角方向それぞれについて荷重－変位関係と、それに基づき作成した数理モデルを示す。なお、荷重－変位曲線を得たハイブリッド実験の概要については文献4)を参考されたい。

a) 橋軸方向

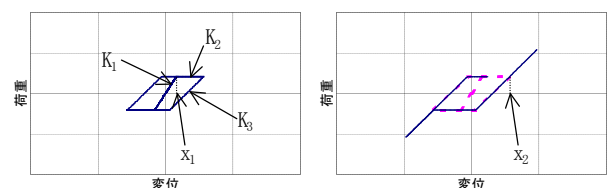
実験で得られた鋼製ピン支承の荷重－変位関係を図-3に示す。同図から、①スリップが生じる、②スリップが生じた後に剛性が回復する、といった2つの特徴を示していることがわかる。これらの特徴から作成した履歴モデルを図-4に示す。

b) 橋軸直角方向

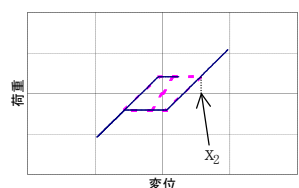
橋軸方向と同様に実験で得られた鋼製ピン支承の荷重－変位曲線を図-5に示す。同図から、①スリップが生じる、②スリップが生じた後に剛性が回復する、③スリップ長が増加する、といった3つの特徴を示していることがわかる。これらの特徴から作成した履歴モデルを図-6に示す。

c) 履歴モデルのパラメータ

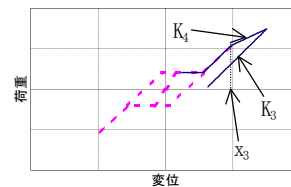
a), b) で示した各方向の鋼製ピン支承の履歴モデルで用いたパラメータを表-3に示す。同表で示した実験値はハイブリッド実験で得られた図-3、図-5から算出した値である。これらの値を実験供試体と実物との相似比、員



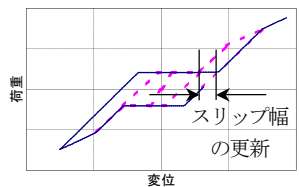
(a) スリップ時



(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-6 ピン支承の履歴モデル (橋軸直角方向)

表-3 支承履歴モデルの諸元

		実験模型値	実機換算値
橋軸方向	K_1	$1.585 \times 10^5 \text{ kN/m}$	$2.560 \times 10^6 \text{ kN/m}$
	X_1	$2.477 \times 10^{-4} \text{ m}$	$8.000 \times 10^{-4} \text{ m}$
	K_2	$3.196 \times 10^3 \text{ kN/m}$	$5.161 \times 10^4 \text{ kN/m}$
	X_2	$1.783 \times 10^{-3} \text{ m}$	$5.760 \times 10^{-3} \text{ m}$
	K_3	$1.078 \times 10^5 \text{ kN/m}$	$1.741 \times 10^6 \text{ kN/m}$
	K_4	$2.080 \times 10^5 \text{ kN/m}$	$3.360 \times 10^6 \text{ kN/m}$
橋軸直角方向	K_1	$4.000 \times 10^5 \text{ kN/m}$	$6.460 \times 10^6 \text{ kN/m}$
	X_1	$9.907 \times 10^{-5} \text{ m}$	$3.200 \times 10^{-4} \text{ m}$
	K_2	$4.000 \times 10^2 \text{ kN/m}$	$6.460 \times 10^3 \text{ kN/m}$
	X_2	$3.502 \times 10^{-4} \text{ m}$	$1.131 \times 10^{-3} \text{ m}$
	K_3	$2.543 \times 10^5 \text{ kN/m}$	$4.107 \times 10^6 \text{ kN/m}$
	X_3	$6.000 \times 10^{-4} \text{ m}$	$1.938 \times 10^{-3} \text{ m}$
	K_4	$1.200 \times 10^5 \text{ kN/m}$	$1.938 \times 10^6 \text{ kN/m}$

表-4 固有値解析結果

			固有周期 (s)
変位拘束型 モデル	橋軸	1次	0.4438
		2次	0.0428
	橋軸 直角	1次	0.3888
		2次	0.0219
履歴考慮型 モデル	橋軸	1次	0.4918
		2次	0.0463
	橋軸 直角	1次	0.3976
		2次	0.0324

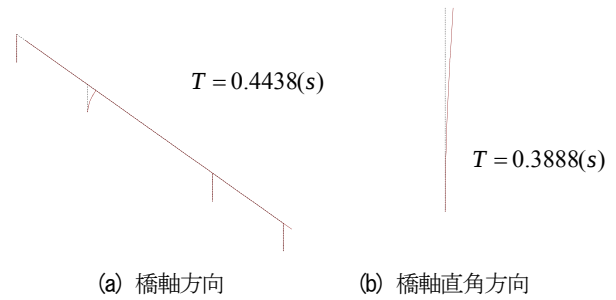


図-7 解析モデル固有モード

表-5 検討に用いる地震動

地震波	最大加速度	加速度振幅倍率
1983年日本海中部地震 M7.7 津軽大橋周辺地盤上観測波 橋軸方向成分	2.78m/s ²	240%
1995年兵庫県南部地震 M7.3 JR西日本鷹取駅構内地盤上観測波 EW成分	6.66m/s ²	100%

数等を考慮して、実機換算値に変換している。なお、設定した鋼製ピン支承は5基である。相似比の考え方については文献4)を参考にされたい。

(3) 固有値解析結果

作成した有限要素モデルについて、固有値解析を行った結果のうち、固有値を表-4に、固有振動モードのうち変位拘束型モデルの1次モードを図-7に示す。

3. 地震応答解析概要

(1) 検討用地震動

地震応答解析に用いた地震動を表-5示す。同表に示した地震動は、道路橋示方書²⁾に示された動的解析に用いる地震動の例で示されているものである。今回は、その中から、地震動タイプと地盤種別の異なる2つの波形を用いた。ただし、今回の検討では波形の形状は原波形のまま変化させず、それぞれの最大加速度が一致するように加速度振幅を調整することとした。これは、地震動を特徴付ける、①最大加速度、②周波数特性、③継続時間のうち、周波数特性と継続時間の違いが及ぼす影響について着目するためである。最大加速度を一致させる際に基準としたのは、1995年兵庫県南部地震時にJR西日本鷹取駅で観測された地震波のEW成分である。なお、以下では、これら波形のことをそれぞれ津軽大橋波、JR鷹取波と呼ぶこととする。

また、本検討では、検討用地震動が地表面で観測され

た波形であることから、これらをそのまま地震応答解析の入力波として用いた。

(2) 解析条件

解析においては、汎用3次元動解析プログラム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2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。

4. 地震応答解析結果とその考察

(1) 橋軸方向

それぞれの入力地震動を用いて地震応答解析を行った結果のうち、上部構造応答変位の時刻歴をそれぞれ図-8、図-9に示す。同図から、JR鷹取波を用いた場合、変位拘束型モデルと履歴考慮型モデルで応答周期に差が生じている。しかし、その差は非常に小さく、JR鷹取波、津軽大橋波のどちらを入力波として用いた場合にも、支承部の履歴を考慮することは、上部構造変位応答の時刻歴形状に大きな影響を与えないことがわかる。

さらに詳しく考察を行うため、上部構造変位が最大値となる時刻における、上部構造変位、固定支承橋脚頂部の変位を表-6にそれぞれ示す。同表から、JR鷹取波、津軽大橋波を入力した場合ともに、支承部の履歴を考慮す

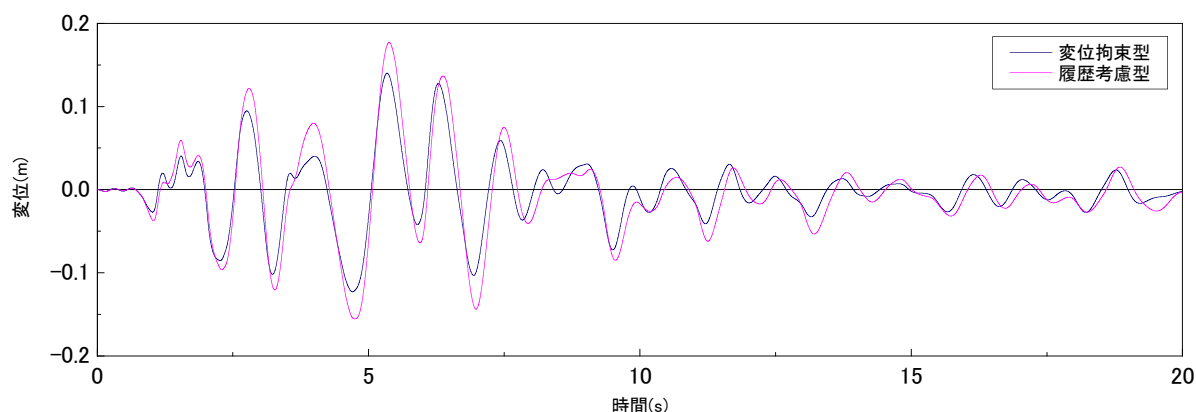


図-8 上部構造の変位応答時刻歴（橋軸方向，JR 鷹取波）

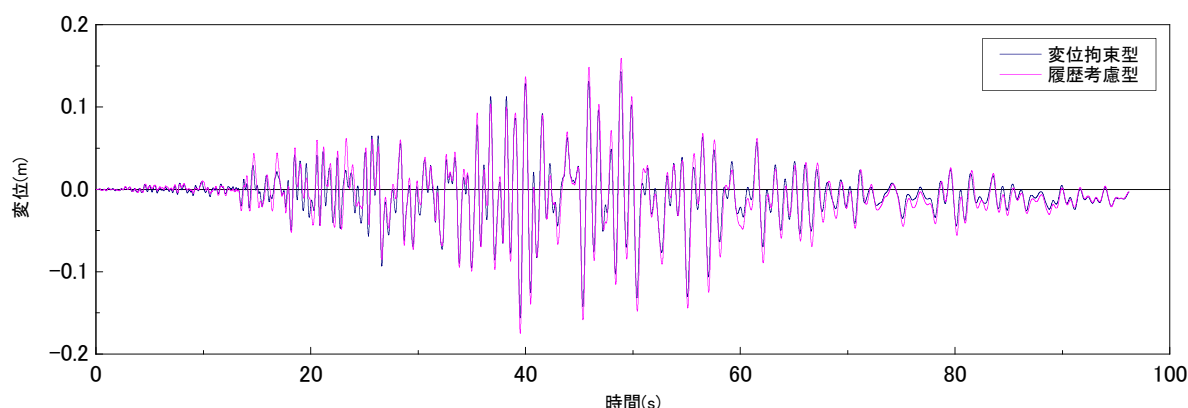


図-9 上部構造の変位応答時刻歴（橋軸方向，津軽大橋波）

ることにより上部構造の最大応答変位が増加していることがわかる。また、固定支承橋脚の頂部における応答変位の最大値も大きくなっていることがわかる。しかし、支承部の履歴を考慮することによる上部構造応答変位の増加率を比べると、JR鷹取波を入力した場合が26%なのに対して、津軽大橋波を用いた場合には11%と小さな値になっている。津軽大橋波の場合には、支承部の履歴を考慮しても固定支承橋脚頂部における変位がほとんど変化しておらず、上部構造変位の増加は支承部変位分だけが増加したものであることがわかる。これに対して、JR鷹取波を用いた場合には、支承部の履歴を考慮することにより固定支承橋脚頂部の変位が増加していることがわかる。ここで、各入力波を用いた解析における固定支承橋脚基部のモーメントー曲率関係を図-10、図-11に示す。同図からも、JR鷹取波を用いた場合で鋼製ピン支承の履歴を考慮することで、橋脚基部での曲率が大きくなる、つまり橋脚基部での塑性率が大きくことがわかる。これに対して、津軽大橋波を用いた場合には橋脚の曲率の値に変化は見られない結果となっている。

(2) 橋軸直角方向

橋軸方向と同様に、上部構造変位応答の時刻歴をJR鷹

表-6 上部構造最大変位時における上部構造と橋脚頂部の変位関係（橋軸方向）

		上部構造 変位(m)	固定橋脚 頂部変位 (m)
JR鷹取波	変位拘束型	0.140	0.140
	履歴考慮型	0.177	0.162
津軽大橋波	変位拘束型	0.156	0.156
	履歴考慮型	0.175	0.160

取波、津軽大橋波を入力波とした場合の解析結果について、図-12、図-13にそれぞれ示す。同図から、橋軸方向と同様に、支承部の履歴を考慮することによる時刻歴の形状に与える影響は少ないことがわかる。さらに、各入力波で解析を行った場合について、上部構造応答変位が最大となる時の上部構造変位、固定支承橋脚頂部の変位を表-7に示す。同表から、橋軸方向と同様に、支承部の履歴を考慮することにより、上部構造や固定支承橋脚頂部の変位が増加する傾向が見られる。しかし、橋軸方向に比べると応答変位の増加率は小さく、JR鷹取波の場合で0.1%、津軽大橋波の場合で3.3%となった。橋軸方向

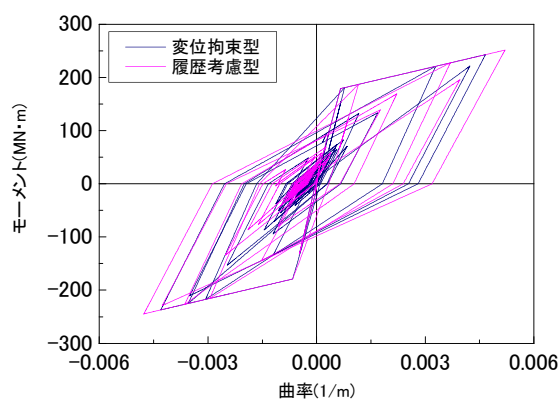


図-10 固定支承橋脚基部の M-φ 関係（橋軸方向，JR 鷹取波）

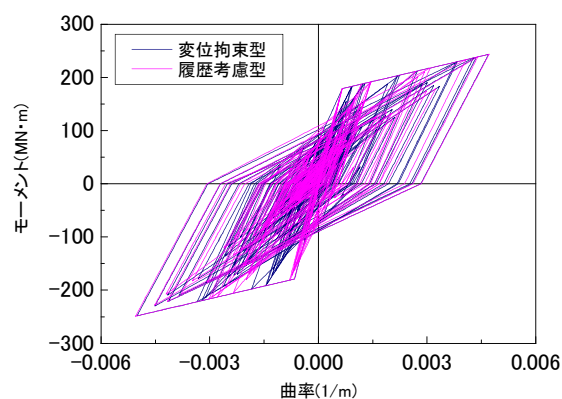


図-11 固定支承橋脚基部の M-φ 関係（橋軸方向，津軽大橋波）

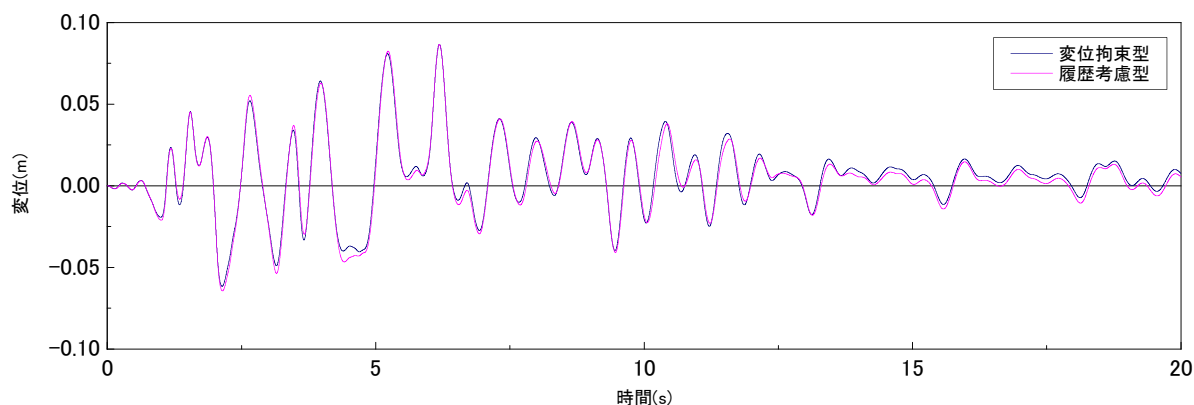


図-12 上部構造の変位応答時刻歴（橋軸直角方向，JR 鷹取波）

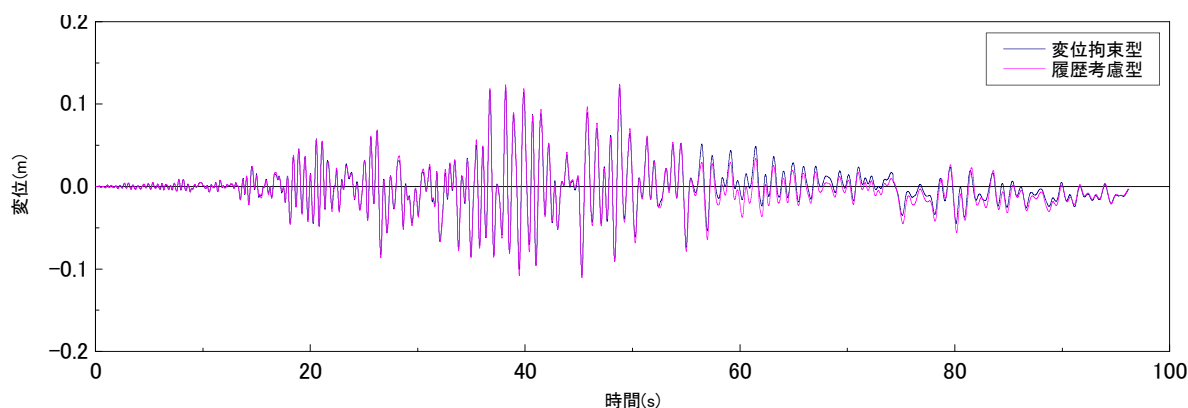


図-13 上部構造の変位応答時刻歴（橋軸直角方向，津軽大橋波）

とは違い，JR鷹取波の場合で増加率が小さくなる結果となった。しかし，増加率が小さいため，ほぼ同程度と考えることができる。各入力波を用いた解析での固定支承橋脚におけるモーメントー曲率関係を図-14，図-15にそれぞれ示す。同図からも，橋軸直角方向では，支承部の履歴を考慮することによる影響が小さいことが確認できる。

5. まとめ

本研究では，ハイブリッド実験から筆者らが提案した固定支承部の履歴モデルを用いて，固定支承の挙動が橋梁全体系地震応答に及ぼす影響について検討した。特に，地震動を2種類を用いることで，地震動の周波数特性の違いに起因する差について着目して地震応答解析を行った。本検討により得られた知見を以下にまとめる。

- ① 地震動の種類によらず，また，橋軸方向，橋軸直角方向ともに，支承部の履歴を考慮することにより上

表-7 上部構造最大変位時における上部構造と橋脚頂部の
の変位関係（橋軸直角方向）

		上部構造 変位(m)	固定橋脚 頂部変位 (m)
JR鷹取波	変位拘束型	0.0867	0.0867
	履歴考慮型	0.0866	0.0831
津軽大橋波	変位拘束型	0.120	0.120
	履歴考慮型	0.124	0.120

部構造変位応答が増加する傾向が見られた。しかし、その影響度については方向によって異なり、橋軸方向の方が相対的に大きくなる傾向が見られた。

- ② 橋軸方向では、JR鷹取波を用いた場合、支承部の履歴を考慮することにより、上部構造変位が増加するだけでなく、橋脚基部での塑性率も大きくなる傾向が見られた。これに対して、津軽大橋波を用いた場合には、支承部の履歴を考慮することにより、上部構造応答変位が増加するが、これは支承部の変位によるもので、橋脚基部での塑性率に変化は見られない。
- ③ 橋軸直角方向では、JR鷹取波を用いた場合よりも津軽大橋波を用いた場合のほうが、上部構造の変位応答増加率が大きくなる傾向が見られた。しかし、橋軸方向と相対的に比べた場合、増加量は非常に小さく、両者にほぼ差は見られない結果となった。

謝辞：本研究で参考にしたハイブリッド実験は、（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。また、本研究で用いた強震記録の一部は、国土交通省国土技術政策総合研究所より提供していただきました。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.

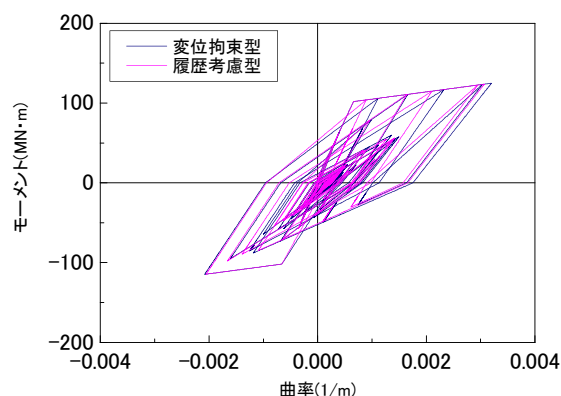


図-14 固定支承橋脚基部の M-φ 関係（橋軸直角方向、JR鷹取波）

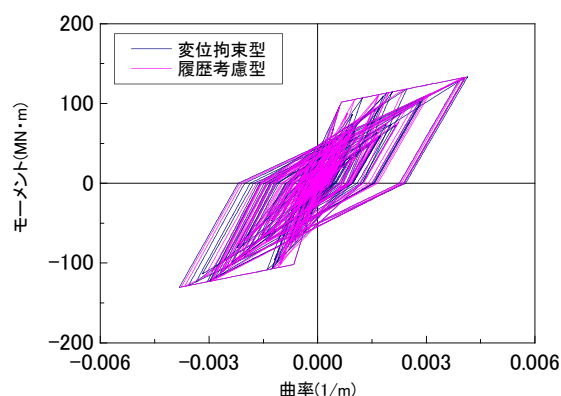


図-15 固定支承橋脚基部の M-φ 関係（橋軸直角方向、津軽大橋波）

- 2) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, 2002.
- 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) 佐藤雄亮, 酒井理哉, 大友敬三：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, 構造工学論文集, Vol.53A, pp.513-524, 2007.
- 5) 日本道路協会：道路橋の耐震設計に関する資料, 1997.
- 6) 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.

(2007.06.29 受付)