

曲線橋梁における鉛プラグ入り積層ゴム支承のモデル化の 違いによる感度分析

ロペス ヒメネス ハビエール¹・姫野 岳彦²・新名 裕³・林川 俊郎⁴

¹正会員 工修 株式会社川金コアテック 市場開発部（〒332-0015 埼玉県川口市川口2-2-7）
²正会員 博(工) 株式会社川金コアテック 市場開発部（〒332-0015 埼玉県川口市川口2-2-7）
³正会員 株式会社川金コアテック 市場開発部（〒332-0015 埼玉県川口市川口2-2-7）
⁴F会員 工博 北海道木大学名誉教授 大学院工学研究科（〒060-0814 北海道札幌市北区北13西8）

1. はじめに

兵庫県南部地震により橋梁は甚大な被害を受けた。具体的には鋼製支承を備えた固定可動支持形式の橋や複雑な形状を有する橋は、被害の発生が多い構造の例としてあげられている¹⁾。このことなどから、橋梁などのライフライン構造物の耐震性能を向上するために、免震支承による免震設計が広く採用されてきた。免震支承とは構造物の固有周期を長くし、地震エネルギーを散逸して、地震被害を低減することを実現するデバイスである。いくつかの構造および材料特性を有する免震支承が提案されているが、日本の橋梁工事では、鉛プラグ入り積層ゴム支承は代表的な例として挙げられる。

その中で、本研究では構造系が比較的複雑な橋として、曲線橋梁を取り上げ²⁾、免震支承を有する橋梁の大規模地震時における非線形時刻歴応答に関する免震性能について検討する。具体的には、まず、鉛プラグ入り積層ゴム支承を有する曲線橋梁に対して、地震動の1方向個別入力および2方向同時入力時における応答特性について考察する。次に、免震支承の非線形履歴特性をパラメーターとして、モデル化の違いによる比較研究を実施する。対象は、従来の道路橋支承便覧に規定されている設計モデル³⁾と、大変形時における天然ゴムのハードニングの影響を考慮した設計モデル⁴⁾、さらに、高減衰ゴムに鉛を挿入して両者の減衰性能の相乗効果を期待した新しい免震支承の設計モデル⁵⁾の3つとして、それぞれの応答特性に関する感度解析を行った。なお、入力地震動の方向性に関する評価を行うために橋梁は三次元によりモデル化を実施した。

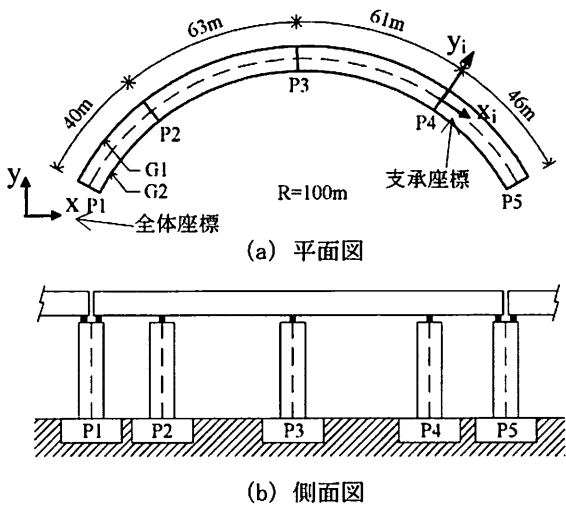


図-1 橋梁モデル

本研究で得られた知見が大規模地震に対し、免震支承の適用性判断、免震効果の適切な評価の観点において耐震設計上の一助となることを期待している。

2. 橋梁の数値解析モデル

(1) 上部構造、橋脚、基礎

本研究の3次元橋梁モデルには、福岡県に建設されている道路橋の設計事例を参考に、100mの円弧半径を有する曲線橋に一部修正設計を行い、解析対象として選定した。

水平面内に関して、X・Y座標軸を定め、また、鉛直Z座標軸とし、橋脚及び支承は接線方向への配置を想定した。

図-1のように、210mの多径間連続橋の全長は40m、

表-1 橋脚の諸元

鋼製橋脚						鉄筋コンクリート橋脚					
橋脚	橋軸方向の 諸元		直角方向の 諸元		高さ (m)	橋脚	橋軸方向の 諸元		直角方向の 諸元		高さ (m)
	長さ (mm)	厚さ (mm)	幅 (mm)	厚さ (mm)			長さ (mm)	軸方向 鉄筋	幅 (mm)	軸方向鉄筋	
P2	3000	31	2250	31	10.3	P1	4000	φ51	3500	φ38	13
P3	3000	34	2250	34	10.3	P4	4000	φ51	3500	φ38	11
						P5	4000	φ38	4000	φ35	10

63m, 61m, 43m, の支間に分割されている。

上部構造は鋼 2 主箱桁(G1・G2)とコンクリート床版で構成されている。床版幅は 20.3m であり、支承間距離は 10.2m である。

地震動が発生した際、上部構造は弾性挙動することが想定されるため、床版のモデルには弾性梁要素を選択した。解析対象橋梁に隣接する上部構造部分については、死荷重を与えた節点を通じて、部分的なモデルを作成した。それぞれの隣接の上部構造は支承 6 基により支持されており、解析対象橋梁の起点側と終点側にそれぞれ配置している。

上部構造の重量は 5 基の長方形断面の橋脚に支えられている。橋脚の中で P2 および P3 は鋼製橋脚で、P1, P4 および P5 は鉄筋コンクリート橋脚である。橋脚に関する詳細は表-1 に示している。

柱の塑性をモデル化するために、コンクリートや構造用鋼材の構成モデルに従い、ファイバー要素でモデル化した。鋼製橋脚のモデルはバイリニアモデルとし、降伏力は 355MPa、弾性係数は $2 \times 10^8 \text{ kN/m}^2$ 、歪硬化指数は 0.01 とした。コンクリート充填部に用いるコンクリートの強度は 16MPa と設定した。一方、鉄筋コンクリート橋脚のコンクリートの強度は 27MPa とし、鉄筋の降伏力および弾性係数はそれぞれ 345MPa と $2 \times 10^8 \text{ kN/m}^2$ であり、歪硬化指数は設定していない。

地盤は、I 種地盤および II 種地盤上に建設されており、長方形の基礎と地盤の変形を節点バネに置換えてモデル化する。

(2) 支承

上記にも述べたように、本研究の曲線橋梁に用いる免震支承は鉛プラグ入り積層ゴム支承である。鉛プラグ入り積層ゴム支承は、一般には天然ゴムに鉛プラグを封入したデバイスであり、水平方向の復元力を積層ゴムの弾性力が担い、減衰力を鉛プラグの塑性変形が担うものである。解析対象橋梁の支承形状は、ゴムせん断弾性係数 (G_e)、ゴム内部の補強鋼板面積 (有効面積) (A_e)、鉛プラグ面積 (A_p)、ゴム総厚 (Σt_e) のパラメーターで代表させて表-2 に示している。

表-2 支承の幾何特性

橋脚	数	G_e MPa	A_e (mm^2)	A_p (mm^2)	Σt_e (mm)
P1	2	1.2	640,000	43,744	200
P2	2	1.2	1,690,000	125,664	210
P3	2	1.2	2,102,500	159,043	280
P4	2	1.2	1,822,500	132,025	200
P5	2	1.2	722,500	53,093	200

支承位置に 2 重節点を設け、その節点間に並進バネを橋軸・直角方向に設定した。また、バネ特性には、下記の通り、支承のモデル化のため三つのアプローチを用いることとした。

a) バイリニアモデル

道路橋支承便覧³⁾に示されている一般的な設計モデルとして、初期剛性 K_i 、降伏後剛性 K_p 、降伏荷重 Q_y を決め、バイリニアモデル化したケースとして設定した。

b) 天然ゴムのハードニングを考慮したモデル

ゴム材料は大変形時にハードニングを示す特徴があり、この影響について新しい設計モデルが提案されている⁴⁾。これは、従来の一般的な鉛プラグ入り積層ゴム支承と構造および材料は変わらないものの、これまでは考慮されていなかったハードニング領域 (せん断ひずみ 175% 以上の領域) を表現できるように修正された設計式である。本研究では、このハードニングを考慮した場合に生じる地震時応答特性について検討を実施している。

c) 高減衰ゴムと鉛プラグを組み合わせたモデル

3 つ目のモデルには、筆者らが研究・開発を行っている新しい免震支承⁵⁾の特性を用いることとした。具体的には、従来の鉛プラグ入り積層ゴム支承では、減衰性能を有さない天然ゴム材料を用いていた部分に、それ自体に減衰性能を有する高減衰ゴム材料を用い、なおかつ、鉛プラグと組み合わせる構造を採用することで、両者の減衰性能を引き出し、より高い免震効果の発現を期待した支承である。

この免震支承の場合には、ゴムと鉛の両者の非線形履歴特性を考慮し、バイリニアモデルによる表現を提案しており、本研究では、この特性値をバネ要素に入力して、その感度分析を実施した。

表-3(a) 支承の最大変位・せん断歪み（個別入力）

支承名	支承のX方向		支承のY方向	
	変位 (m)	せん断歪 (%)	変位 (m)	せん断歪 (%)
P1-G1	0.42	212	0.40	199
P1-G2	0.43	214	0.40	200
P2-G1	0.40	189	0.34	161
P2-G2	0.36	173	0.34	161
P3-G1	0.52	185	0.52	184
P3-G2	0.46	166	0.52	184
P4-G1	0.43	214	0.35	176
P4-G2	0.38	192	0.35	176
P5-G1	0.41	204	0.40	200
P5-G2	0.40	202	0.40	200

表-3(b) 支承の最大変位・せん断歪み（同時入力）

支承名	支承のX方向		支承のY方向	
	変位 (m)	せん断歪 (%)	変位 (m)	せん断歪 (%)
P1-G1	0.31	<u>155</u>	0.53	<267>
P1-G2	0.29	<u>145</u>	0.54	<268>
P2-G1	0.29	<u>139</u>	0.62	<293>
P2-G2	0.27	<u>130</u>	0.62	<293>
P3-G1	0.54	<u>193</u>	0.50	<u>178</u>
P3-G2	0.52	<u>184</u>	0.50	<u>178</u>
P4-G1	0.65	<326>	0.20	<u>100</u>
P4-G2	0.67	<337>	0.20	<u>101</u>
P5-G1	0.65	<327>	0.42	<u>212</u>
P5-G2	0.63	<314>	0.42	<u>212</u>

※ は、個別入力に対して増加したもの、... は、個別入力に対して低下したもの、< > は、許容せん断ひずみ 250%を超えたもの

3. 解析方法

耐震・構造解析ソフトウェア TDAPIII で 3 次元免震橋梁のモデル化を実施し、橋軸方向と直角方向の 2 方向の解析により耐震性能の照査を行った。直接積分による時刻歴応答解析法を用い、積分法は Newmark β 法 ($\beta = 0.25$) を採用した。積分時間間隔は 0.01 秒とし、不釣合力の収束計算を行い、収束しなかった場合の残差力は次ステップに持越す設定とした。これらの積分時間間隔及び不釣合力の処理方法については、解析結果が収束しているかの確認を行いながら決定したものである。

減衰モデルについては、振動特性に応じた Rayleigh 型粘性減衰マトリックスとして設定した。Rayleigh 係数の $\alpha \cdot \beta$ は、それぞれのケースで有効質量比の高い次数であること、および各モードの減衰定数の全体を包括するような曲線となるように選択した 2 つの次数として定めた。

また、時刻歴応答解析を行う前に、初期状態の断面力を算出するため、ここでは時刻歴応答解析時のモデルで自重载荷を実施した。

地震波形には、標準地震波として一般的な道路橋示方書の加速度波形を用いる。具体的には内陸直下型（タイプII）のII種地盤の地震波を採用した。

4. 動的応答解析結果

(1) 地震動の入力方向の影響

ここでは、曲線橋梁の地震応答に地震波の入力方法はどのような影響を有しているかを分析する。そのために、2 つの方法で地震波の入力を行った。

まず、支承寸法を決定するために、橋梁モデルに

JR西日本鷹取駅構内地盤上のNS成分とEW成分および大阪ガス葺合供給所構内地盤上のN27W成分を入力することとし、最初に、全体座標系の X 軸方向に各波形をそれぞれ与え、支承座標系の X 軸および Y 軸の最大変位を求め、3 波平均値を算出した。次に、全体座標系の Y 軸方向についても同様の整理を実施した。これらの結果のうち最大変位量をゴム支承のせん断ひずみ (Y) と合わせて表-3(a) に示す。

次に、別法の検証として、全体座標系の X 軸方向に JR西日本鷹取駅構内地盤上の NS 成分を入力し、Y 軸方向に JR西日本鷹取駅構内地盤上の EW 成分を同時に入力した結果を表-3(b) に示す。

表-3(a)を見ると、全ての支承のせん断ひずみは許容せん断ひずみ 250% 以下に収まっていることが分かる。一方、この 2 方向に個別入力した結果に対して、表-3(b)の 2 方向同時入力の場合には、軸方向および直角方向の最大変位・せん断ひずみに増減の傾向が見られ、一部においては、許容せん断ひずみ 250% を超過する結果となった。これは、本研究で対象とした曲線橋梁の線形の特徴から起点側 P1、P2 の Y 方向および終点側 P4、P5 の X 方向に、2 方向同時入力した場合の加速度のピークが一致したことが要因として考えられる。また、中央に位置する P3 に関しては、このような方向性が見られずに両者の値には大きな変化がないことが分かる。

このことから、曲線橋梁においては地震波の入力方法の影響が大きいことが分かる。従って、レベル 2 の地震に対して支承の最大せん断ひずみを照査するためには、X 軸と Y 軸の 2 方向同時入力による評価が重要であると考えられる。

(2) ゴムのハードニングの影響

次に、同じ曲線橋梁モデルを対象として、ここでは、鉛プラグ入り積層ゴム支承のモデル化の違いに着目した地震応答の変化について検討した。分析のために用いる免震支承のバイリニアモデルは、道路橋支承便覧に規定されている非線形履歴モデルをベースとして、大変形時に生じるハードニングの影響を考慮したハードニングモデル⁴⁾である。このモデルは、ゴムの面積に対する鉛プラグの面積の比が降伏時の水平力に与える影響（補正係数の導入）、および大変形時におけるゴムのハードニングの影響を考慮した非線形履歴モデルである点に特徴がある。

このモデルによると、せん断ひずみが 175% を超えると式(1)により得られる水平力が増加することになる。

$$F_e = c_r(\gamma) \cdot G_e \cdot A_e \cdot \gamma + A_p \cdot q(\gamma) \quad (1)$$

ここに、

F_e ：最大せん断歪み γ における水平力 (kN)。

$q(\gamma)$ ：等価せん断弾性係数の算定に用いる鉛プラグのせん断応力度 (N/mm^2)。

$c_r(\gamma)$ ：鉛プラグ入り積層ゴム支承に用いるゴムのひずみ依存係数であり、 $\gamma \leq 1.75$ の場合は、 $c_r(\gamma)$ は1である。 $G_e = 1.2\text{MPa}$ 及び $1.75 < \gamma \leq 2.50$ の場合には、

$$c_r(\gamma) = 1.049 - 0.203 \cdot \gamma + 0.1 \cdot \gamma^2 \quad (2)$$

となる。また、バイリニアモデルにおける降伏荷重には、以下のような補正を導入している。これは、式(3)のように道路橋支承便覧に示される評価式に α を乗じることで表現されている。

$$Q_d = \alpha \cdot q_0(\gamma) \cdot A_p \quad (3)$$

ここに、

Q_d ：水平変位が零のときの水平力 (N)

$q_0(\gamma)$ ：降伏荷重の算定に用いる鉛プラグのせん断応力度 (N/mm^2)

α ：鉛プラグのせん断応力度の補正係数で、式(4)で表される

$$\alpha = 0.616 \cdot \kappa^{-0.179} \quad (4)$$

ここに、

κ ：ゴム面積に対する鉛プラグの面積の比

なお、従来の道路橋支承便覧の設計式では、式(2)の $c_r(\gamma)$ 及び式(4)の α はともに1である。

このような特徴を有する設計モデルの違いによる橋梁の地震応答への影響を分析するために、曲線橋梁モデルに、JR西日本鷹取駅構内地盤上のNSとEW成

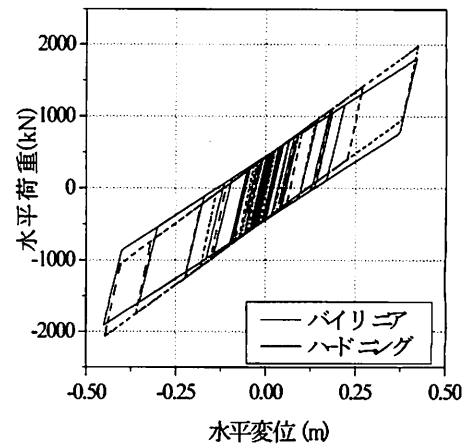


図-2 P4-G1支承の履歴曲線

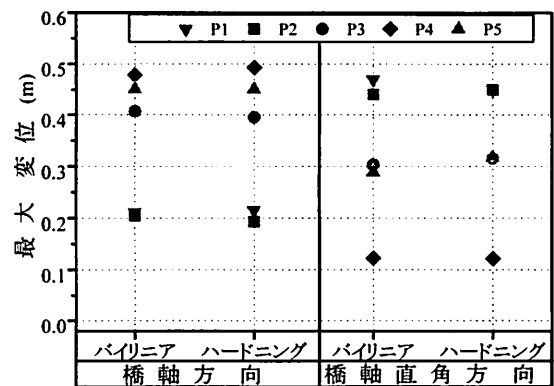


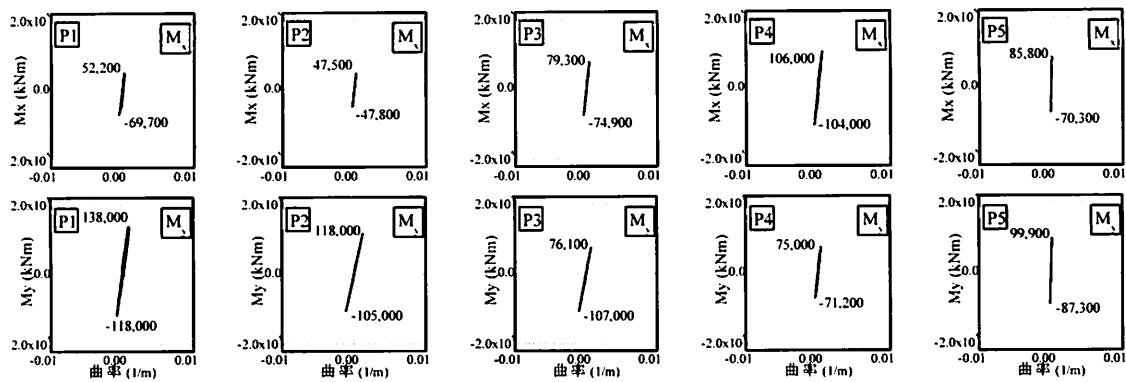
図-3 支承の最大変位

分をそれぞれX軸方向、Y軸方向に同時入力を行った。なお、このとき先の検討結果から標準加速度波形を入力すると支承の許容せん断ひずみ250%を超えてしまうことが分かっているため、ここでは、便宜的に加速度波形は係数0.75を乗じて、最大値の調整を行った波形を入力することとした。これは、ハードニングモデルの特性を実際の耐震設計上で評価するせん断ひずみ175%~250%の範囲で捉えることができるようにするための配慮である。このため、先の検討モデルに対しても、係数0.75を乗じた地震波形を用いて再度解析を実施している。

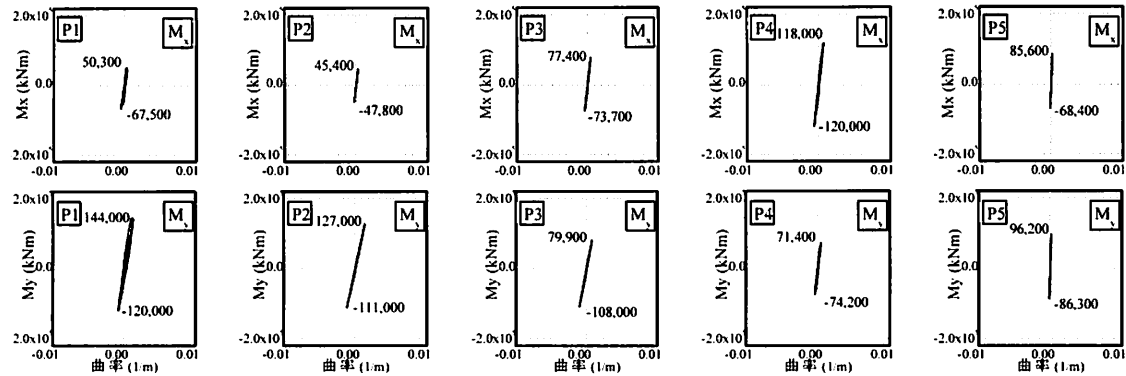
まず、バイリニアモデルとハードニングを考慮したモデルの両者における固有周期はそれぞれ、1.85秒と1.80秒であり、相対的に近い値となった。

図-2には、P4-G1支点におけるハードニングの考慮の有無による支承部の履歴曲線を示した。このとき、両者の非線形履歴は水平変位が零の時の水平力（降伏荷重）は同様な値を示すが、最大せん断ひずみは175%を上回るため、ハードニングモデルでは最大水平力のピークが上昇していることが分かる。また、このとき、2次剛性も増加している。

図-3はそれぞれの橋脚の上に配置している支承の



(a) バイリニアモデル



(b) 天然ゴムのハードニングを考慮したモデル

図-4 曲げモーメントー曲率の履歴曲線

中で、橋軸方向および直角方向の最大応答変位の变化を示している。両者を比較すると、最大変位のばらつきは±10%程度と小さく、本検討結果の範囲ではモデル化の影響は大きくないと考えられる。

また、橋脚の地震応答を検討する目的で、図-4に橋脚の曲げモーメントー曲率の履歴曲線を示す。この図において、面内曲げモーメントと面外曲げモーメントはそれぞれ M_x と M_y としている。ハードニングの影響によって、P1支点の面外、P4支点の面内などでは曲げモーメント最大値は増加しているが、全体の傾向としては大きな変化はなく、曲げモーメントの変化率は全体を平均すると1%程度の低下であった。

(3) 減衰性能を向上を図ったモデルの影響

さらに、免震支承のモデル化の違いによる応答特性を吟味するために、ここでは、従来の天然ゴムと鉛を組み合わせた免震支承（鉛プラグ入り積層ゴム支承）と、高減衰ゴムと鉛とを組み合わせた免震支承（鉛プラグ入り“高減衰”積層ゴム支承）を有する橋梁を対象として解析的な検討を実施した。

加速度波形や地震波の入力方法の考え方は前項の通りである。

鉛プラグ入り積層ゴム支承には、従来の道路橋支

承便覧に示されている非線形モデル³⁾（上記(2)で検討を行ったハードニングモデルではない）を用いた。一方で、鉛プラグ入り高減衰積層ゴム支承のモデルには、高減衰ゴムと鉛プラグの両方の減衰性能を考慮した設計モデルを文献5)の検討結果を参考にしてパラメーターを定めて解析を行った。

P4-G1支点の履歴曲線を図-5に示す。従来の鉛プラグ入り積層ゴム支承と比べると、高減衰を用いたモデルの場合、大きな降伏荷重および履歴面積を示すことが分かる。このとき、2次剛性は相対的に小さいことも伺える。

固有周期は、鉛プラグ入り積層ゴム支承の場合、1.85秒であり、鉛プラグ入り高減衰積層ゴム支承の場合には、1.78秒となり、若干の低下が見られた。

また、図-6に示したように、鉛プラグ入り積層ゴム支承と比べると、鉛プラグ入り高減衰積層ゴム支承の最大変位の方が全体的に小さく抑えられていることが分かる。平均値で比較すると18%程度の低下があり、高減衰ゴムと鉛プラグの両方の減衰を期待した免震支承の場合、従来の応答特性よりも更なる免震効果が期待できると考えられる。

また、図-7に示したように、橋脚の応答値は高い減衰効果によってP1支点においても塑性化を防ぐことが可能となっている。また、鉛プラグ入り高減衰

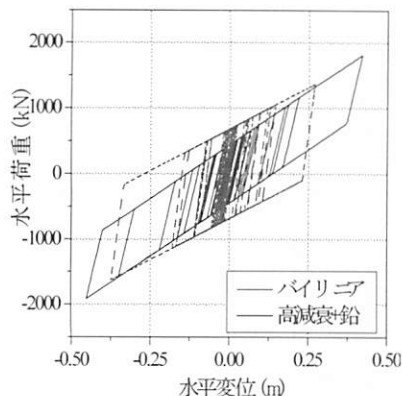


図-5 P4-G1 支承の履歴曲線

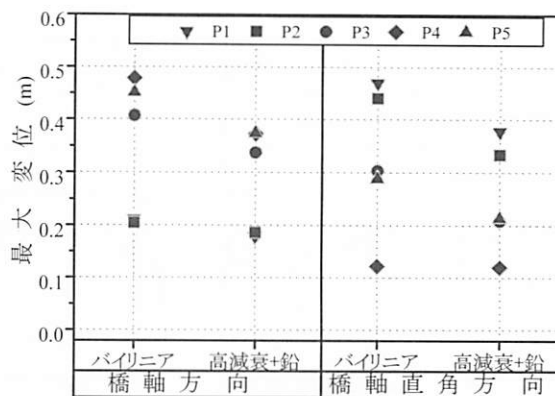


図-6 支承の最大変位

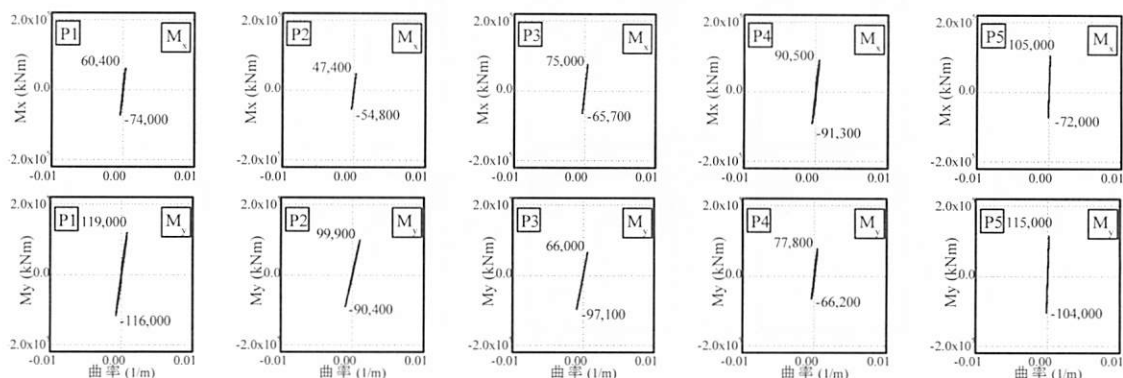


図-7 曲げモーメントー曲率の履歴曲線 (高減衰ゴムと鉛プラグを組み合わせたモデル)

積層ゴム支承を有する中間支点の橋脚は全体的に低い曲げモーメントを示している。

5. まとめ

本研究では、大規模地震時における免震支承を有する曲線橋梁の応答特性に着目して、地震動の入力方向の影響および免震支承のモデル化の違いに関する感度分析を行った。

得られた知見を整理すると、以下の通りである。

- 1) 本研究で対象とした曲線橋梁においては、橋軸方向および直角方向にそれぞれ個別に地震動を入力したケースに比べて、2方向に同時入力を行ったケースの方が支承部の変位応答が大きくなることもあり、個別入力で設計した免震支承の許容せん断ひずみを超える場合があることが分かった。
- 2) 天然ゴムと鉛プラグを組み合わせた鉛プラグ入り積層ゴム支承の従来の設計モデルに対して、天然ゴムのハードニングを考慮した場合、本解析ケースでは、両者には大きな差は生じない結果となった。
- 3) 高減衰ゴムと鉛プラグを組み合わせた減衰性能の更なる向上を図った設計モデルを用いた場合には、支承部および橋脚の応答値は、従来の免震支承のケ

ースよりも低減する傾向が見られ、免震効果の増大が期待できることが分かった。

本研究では特定の曲線橋梁を対象とした検討結果であり、傾向把握に向けたケーススタディの一例として捉えている。今後、更なる検討を蓄積し、免震効果に関する適切な評価手法や最適な設計手法の確立を目指した取り組みを進める予定である。

参考文献

- 1) Watanabe et al.: Performances and damages to steel structures during the 1995 Hyogoken-Nanbu earthquake, *Engineering Structures*, Vol.20, pp. 282-290, 1998.
- 2) Lopez Gimenez, J., Hayashikawa, T., et al.: Seismic damage evaluation of highway viaducts equipped with FPS bearings subjected to level II earthquake ground motions, *Journal of Structural Engineering*, JSCE, Vol. 61(A), pp.344-355, 2015.
- 3) 日本道路協会：道路橋支承便覧，2004.4.
- 4) 高橋良和，篠原聖二，星隈順一：免震支承の設計モデル高度化，第17回性能に基づく橋梁等の耐震設計に関する，シンポジウム講演論文集，pp. 325-332, 2014.
- 5) 姫野 岳彦，新名 裕，都築 昭夫，林川 俊郎：複合型免震支承の橋梁構造物への適用に関する研究，鋼構造年次論文報告集第19巻，pp. 423-428, 2011.