

支承条件が曲線桁橋の耐震性能に与える影響に関する研究

Study on influence of bridge bearings on seismic performance of horizontally curved girder bridges

竹野晃司*, 内田裕也**, 小坂一夫***, 高田佳彦****, 北田俊行*****

Koji Takeno, Yuya Uchida, Kazuo Kosaka, Yoshihiko Takada, Toshiyuki Kitada

* (株) 横河ブリッジ 橋梁営業本部技術部 (〒592-8331 大阪府堺市築港新町 2-3)

** 工修 (株) 栗本鐵工所 鉄構事業部橋梁エンジニアリング部 (〒590-0958 大阪府堺市宿院町西 1-1-3)

*** 工修 三井造船 (株) 鉄構・物流事業本部大阪鉄構部 (〒550-0004 大阪市西区靱本町 1-11-7)

**** 阪神高速道路公団 保全施設部保全技術課 (〒541-0056 大阪市中央区久太郎町 4-1-3-11)

***** 工博 大阪市立大学大学院教授 工学研究科土木工学専攻 (〒558-8585 大阪市住吉区 3-3-138)

Dynamic analyses are carried out for an actual horizontal curved girder bridge with three spans (30+40+30m) and the radius of curvature of about 90m under the following four support conditions, Cases 1-4, of the bearings in order to investigate the influence of the support conditions of the bearings on the seismic performance of the bridge. The direction of fix/movement of the metal bearings in Case 1 coincide with the direction of the movement of the bridge girders due to temperature change and that of Case 2 is tangential to the bridge axis. All the original metal bearings are changed to the seismic-elastomeric rubber ones in Case 3. The horizontal displacement perpendicular to the bridge axis is fixed in the bearings at the bridge ends in Case 4 compared with Case 3. Predominant difference can be observed between the metal bearings in Cases 1, 2 and the rubber ones in Cases 3, 4, while predominant difference can not be observed between Cases 1 and 2. It can be concluded that relationship between the ultimate strength of bridge piers and the support condition of bearings is very important in the seismic design of horizontal curved girder bridges.

Key Words: horizontally curved girder bridge, dynamic analysis, seismic performance, seismic retrofitting, change of bearing

キーワード: 曲線桁橋, 動的解析, 耐震性, 耐震補強, 支承取替え

1. はじめに

曲線桁橋の可動支承の設置方向には、温度変化による桁の伸縮方向に支承を設置する場合(図-1 (a))と、橋軸の接線方向に設置する場合(図-1 (b))とがある。前者の場合、温度変化により主桁に付加される応力は小さくなるが、桁端部において橋面の食違いを生じて伸縮継手、付属施設などに悪影響を与える場合がある。そのため本線部の橋梁では、橋軸の接線方向に支承を設置することを原則としている¹⁾。ただし、ランプ部の橋梁のように曲率半径の小さい場合は、温度変化による拘束力が大きくなるため橋軸直角方向を拘束することが適切でなく、この場合は、桁の伸縮方向に支承を設置するのが合理的であると考えられる。

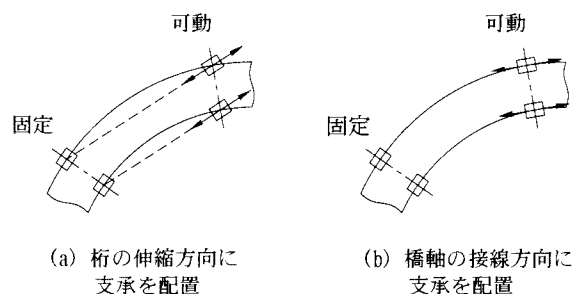


図-1 曲線桁橋の固定・可動支承の配置

支承条件に着目した曲線桁橋の耐震性に関する既往の研究としては、林川らが同一諸元の鋼製橋脚を有する2径間連続曲線桁橋を対象に、支承条件の差異や地震波の入力方向をパラメータにした非線形動的解析を行い、地震時の応答特性を比較検討している^{2) 3)}。

橋脚の保有耐力は、地盤条件、橋脚高さ、支承条件等によって異なるため、各橋脚の保有耐力の違いが曲線桁橋の地震時の応答特性に影響を与えることも考えられる。したがって、本研究における解析対象は、実在する高架橋形式の曲線桁橋から選定することとした。

本研究では、まず可動支承の設置方向が曲線桁橋の地震応答に与える影響を把握するため、阪神高速道路公団で昭和40年台後半に建設された3径間の曲線箱桁橋(支間30m+40m+30m)を対象に、建設当時の支承条件(鋼製の固定・可動支承)を想定した弾塑性の時歴応答解析を行い、地震時の動的特性を確認する。(以下、基本モデルと呼ぶ)

平成7年の兵庫県南部地震以降、耐震性の向上を目的に既設の鋼製支承をゴム支承に取り替える補強工事が盛んに行われてきている。曲線桁橋についても同様にゴム支承への取り替え工事が行われているが、道路橋示方書・耐震設計編⁴⁾にも示されているように地震時の挙動が複雑な橋であるため、ゴム支承適用にあたっては十分な検討が必要である。そこで、固定・可動

支承をゴム支承に取り替えることを想定し、解析モデルの支承条件を固定・可動支承からゴム支承（免震支承）へ変更した。本論文では、ゴム支承への変更が地震時の動的特性にどのような影響を与えるかを検討する。

2. 解析条件

2. 1 対象橋梁

本研究における解析の対象は、阪神高速道路 15 号堺線で実際に供用されている曲線橋である。この橋梁の諸元をもとに幅員や支間割り、曲率半径等を決定した。解析対象橋梁の構造一般図を図-2 に、構造諸元を下記に示す。

橋梁形式：鋼 3 径間連続非合成箱桁橋
 幅員：15.247m～16.406m
 有効幅員：14.242m～15.406m
 支間割：29.650m+39.000m+29.650m (CL 上)
 曲率半径：R=90.325m (CL 上)
 下部構造：T 形 RC 橋脚（円形断面柱）

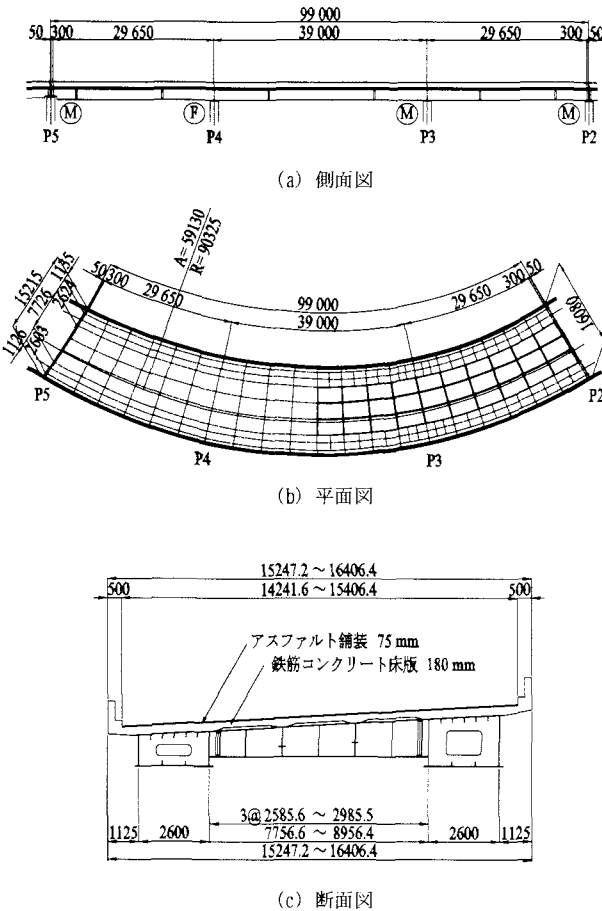


図-2 対象橋梁（寸法：mm）

2. 2 解析モデル

解析モデルは、上部構造、橋脚、支承、および地盤からなる立体骨組みモデルとする。実橋において P5 橋脚および P4 橋脚は、並列するランプ桁も支持する特殊形式の橋脚となっている

が、本研究では検討内容に即した簡略化を行うこととし、すべて T 形橋脚（円形断面柱）におきかえている。解析モデルの概要を図-3 に示す。

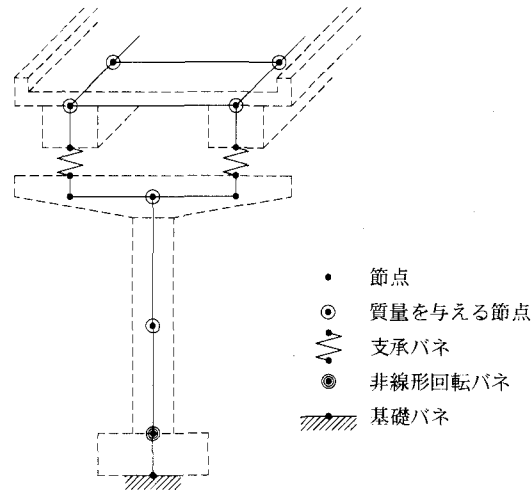


図-3 解析モデルの概要図

(1) 上部構造

上部構造は、慣性力の作用位置となる重心位置でモデル化し、床版下面に節点を設けている。上部構造の曲げ挙動およびねじれ挙動を解析に考慮するため、1 本棒でなく 2 本の主桁をそれぞれ線形の梁要素でモデル化する。なお、本橋は非合成桁として設計されているため、動的解析においても鋼桁と床版との合成作用は考慮していない。

(2) 橋脚

橋脚柱、横梁、およびフーチングは、線形の梁要素としてモデル化する。また、橋脚柱基部（フーチング天端）に塑性ヒンジを設定し、非線形回転バネ ($M-\theta$) でモデル化する。復元力モデルは Takeda モデルとし、表-1 にその曲げモーメントと回転角との関係を示す。P3、P2 橋脚は、耐震補強として鋼板巻き立てが実施されており、その補強計算結果より骨格曲線 ($M-\theta$) を設定した。支間割りがほぼ対象であるため、P5 橋脚は P2 橋脚と同一としている。P4 橋脚は、固定支承を有する RC 橋脚として新たに試設計を行っており、得られた結果より完全弾塑性型 ($K_2=0$) の骨格曲線を設定した。

表-1 非線形回転バネの曲げモーメントと回転角との関係

橋脚番号	P5, P2	P4	P3
M_y : kN・m	21274	177911	30520
M_u : kN・m	31822	177911	46133
θ_y : rad	0.00331	0.00407	0.00399
θ_u : rad	0.04053	0.01652	0.04453
K_1 : kN・m / rad	6425331	43659402	7646988
K_2 : kN・m / rad	283431	0	385157

(3) 支承

本研究では、支承条件を主たるパラメータとして耐震性の検討を行っている。まず、基本モデルの動的特性を確認するため、固定・可動支承を桁の伸縮方向に配置した場合を Case-1、橋軸の接線方向に配置した場合を Case-2 とする。次に固定可動支承を免震ゴム支承（水平 2 方向）に置き換えた場合を Case-3 とする。Case-3 では、端支点部に大きな橋軸直角方向の変位を生じ、付属施設などに大きな損傷を与えることが予想されるため、端支点部の橋軸直角方向の変位を固定とした場合を考え Case-4 とする。Case-1 から Case-4 の支承条件一覧を表-2 に示す。

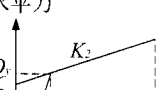
支承条件には、Case-3 において、P4 橋脚を固定としたケースを追加している（6. にて詳述）。なお、ゴム支承は、高減衰ゴム支承（HDR）を想定し、上部構造の構造解析により得られた反力値を用いて試設計を行った。復元力モデルとして表-3 に示すバイリニアモデルを設定する。

表-2 支承条件一覧

橋脚番号	P5	P4	P3	P2	備考
Case-1	橋軸	M	F	M	可動支承を桁の伸縮方向に配置
	橋直	F	F	F	
Case-2	橋軸	M	F	M	可動支承を橋軸の接線方向に配置
	橋直	F	F	F	
Case-3	橋軸	E	E	E	"
	橋直	E	E	E	
Case-4	橋軸	E	E	E	"
	橋直	F	E	F	
Case-3'	橋軸	E	F	E	"
	橋直	E	F	E	

注) F：固定，M：可動，E：免震

表-3 免震ゴム支承の荷重と変位との関係

水平力	橋脚番号	P5, P2	P4	P3
 Q_1 Q_2 K_1 K_2 U_1 U_{2e} 水平変位	ゴム支承	HDR	HDR	HDR
	G : N/mm^2	0.8	1.2	1.2
	K_s : N/mm	2348	9526	7135
	Q_d : N	133255	867382	365480
	Q_v : N	187566	1261041	514964
	K_1 : N/mm	5917	22575	18155
	K_2 : N/mm	1713	7047	5270

(4) 地盤

上部構造の地震時応答性状に着目するため、地盤が上部構造の応答に与える影響は無視することとし、地盤のモデル化は行っていない。したがって、フーチング下面を固定とし、剛なバネを設定する。

(5) 減衰定数

各構造要素の等価減衰定数は、以下のように設定した。

上部構造：0.02

橋脚：0.02

支承：0.02 (Case-1, Case-2)，0.00 (Case-3, Case-4)

2. 3 入力地震波

入力地震波は、図-4 に示す標準加速度波形 1 波（Ⅱ種地盤 TYPE Ⅱ-II-1⁵⁾）を用いた。実際の設計における時刻歴応答解析で非線形性を考慮する場合には、位相特性の違いによる応答解析値の差異を平均化するため 3 波形程度を用いるのが一般的である。ここでは、地震時の応答特性を考察することに主眼をおいているため 1 波のみを用いた。地震加速度の入力方向は、図-5 に示す全体座標系の X 軸方向を 0° とし、0° から 150° まで 30° 刻みの 6 方向とした。

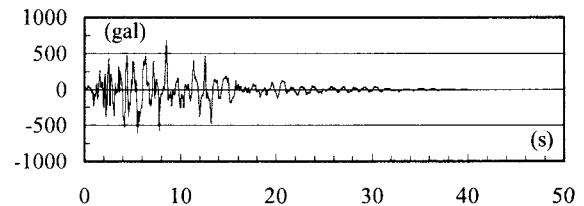


図-4 入力地震波（Ⅱ種地盤 TYPE Ⅱ-II-1）

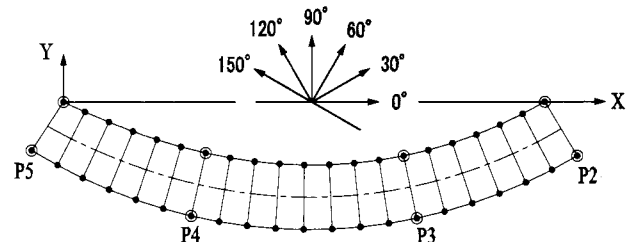
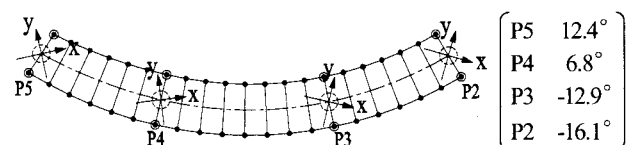


図-5 入力地震の方向

2. 4 橋脚の要素座標系の設定

曲線桁橋では、水平地震動の入力によって上部構造は曲げ挙動やねじれ挙動、あるいは両者の連成挙動など 3 次元的な応答を示し、橋脚には 2 軸曲げが作用するものと予想される。橋脚の 2 軸曲げの影響を厳密に考慮するためには、非線形梁要素 ($M-\phi$) や非線形回転バネ ($M-\theta$) ではなく、ファイバー要素を適用するのがよいと考えられるが、解析には多くの時間と費用を必要とする。

本研究では、解析ケース数が多くなることから 2 方向の非線形回転バネで橋脚柱基部の塑性ヒンジを表現し、2 軸曲げの影響は、一方のバネの回転方向を応答（曲げモーメント）が卓越すると推定される方向に設定することで近似的に考慮した。応答が卓越する方向を推定する方法には、静的弾性解析による方法⁶⁾、静的 PUSH-OVER 解析による方法⁷⁾、コヒーレンスを用いた方法⁸⁾ などが提案されているが、ここでは最も簡易的な静的弾性解析による方法を用いた。各橋脚に設定した要素座標系を図-6 にまとめて示す。なお、図の中で示している角度は、全体座標系 X 軸と橋脚の要素座標系 x 軸とのなす角を示している。



(a) Case-1（固定・可動支承を桁の伸縮方向に配置）

図-6 橋脚の要素座標系の設定（つづく）

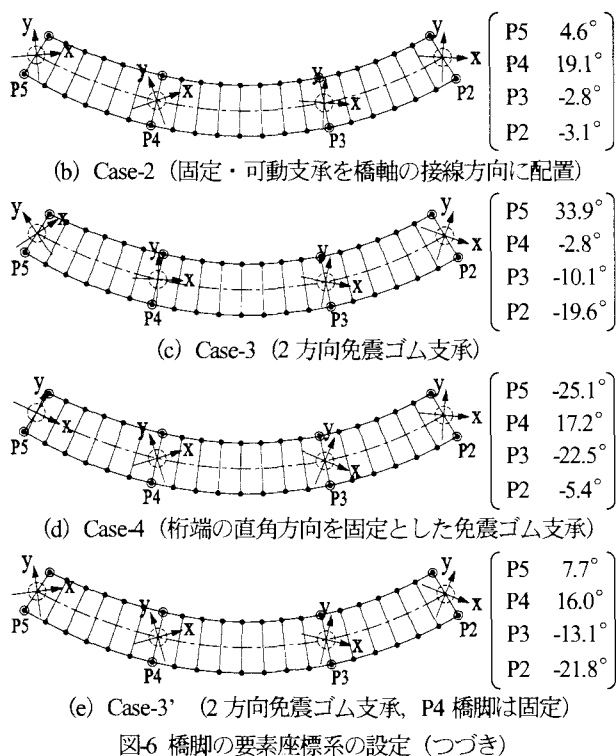


図-6 橋脚の要素座標系の設定 (つづき)

3. 固有値解析

支承条件をパラメータとしたCase-1からCase-4について固有値解析を行い、振動特性を確認する。各ケースにおける固有振動モードを図-7に示す。また、固有値解析の結果を表4にまとめて示す。

まず、固定・可動支承を用いたCase-1とCase-2とを比較する。表4 (a) および (b) をみると、1次モードの固有振動周期で0.05sec程度の差がみられるが、2次モード以降については、ほとんど差異がみられないことがわかる。図-7 (a) および (b) に示した固有振動モード図においても、1次、2次、および4次モードはほぼ同形状であり、3次モードについては鉛直方向の正負が反転しているのみである。支承の配置方向 (桁の伸縮方向、橋軸の接線方向) が振動特性に与える影響は比較的小さいものと考えられる。

つぎに、固定・可動支承を用いた場合 (Case-1,2) と免震ゴム支承を用いた場合 (Case-3,4) とを比較する。図-7 の固有振動モード図をみると、Case-1,2 と Case-3,4 とで振動モードが大きく異なっているのがわかる。表4 に示した固有振動周期についても免震ゴム支承を用いた Case-3,4 の方が全体的に長くなる傾向にあり、免震ゴム支承を用いたことによる長周期化の影響が考えられる。また、表4において有効質量比0.10以上の箇所にハッチングを施している。固定・可動支承を用いたCase-1,2では、有効質量比0.20程度の値が1,4,5,7次モードあたりに散在しているのに対し、免震ゴム支承を用いたCase-3,4では0.40~0.50の比較的大きな値が1,2次モードに集中しているのがわかる。以上の結果、固定・可動支承を用いたCase-1,2と免震ゴム支承を用いたCase-3,4とでは、振動特性に大きな差異が認められる。

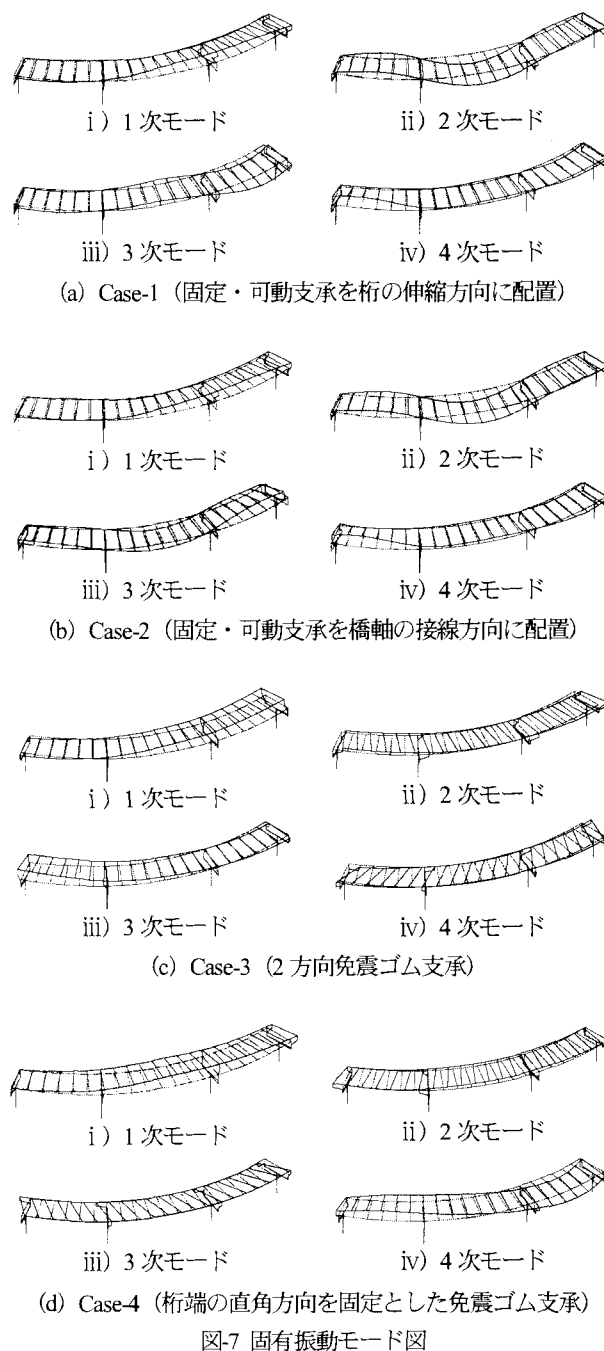


図-7 固有振動モード図

表4 固有値解析結果 (つづく)

(a) Case-1 (固定・可動支承を桁の伸縮方向に配置)

モード 次数	振動数 (1/sec)	周期 (sec)	有効質量比		モード 減衰
			橋軸	橋直	
1	1.609	0.622	0.053	0.192	0.0380
2	1.668	0.599	0.054	0.025	0.0227
3	1.930	0.518	0.081	0.093	0.0332
4	2.337	0.428	0.121	0.189	0.0386
5	2.540	0.394	0.132	0.039	0.0292
6	2.633	0.380	0.002	0.003	0.0211
7	2.975	0.336	0.287	0.015	0.0347
8	3.407	0.293	0.001	0.007	0.0205
9	3.488	0.287	0.001	0.041	0.0314
10	3.714	0.269	0.001	0.017	0.0273

表4 固有値解析結果 (つづき)

(b) Case-2 (固定・可動支承を橋軸の接線方向に配置)

モード 次数	振動数 (1/sec)	周期 (sec)	有効質量比		モード 減衰
			橋軸	橋直	
1	1.491	0.671	0.053	0.202	0.0381
2	1.687	0.593	0.040	0.037	0.0232
3	1.947	0.514	0.059	0.077	0.0320
4	2.324	0.430	0.091	0.207	0.0388
5	2.497	0.401	0.187	0.019	0.0291
6	2.595	0.385	0.016	0.001	0.0212
7	2.961	0.338	0.261	0.014	0.0337
8	3.407	0.294	0.003	0.004	0.0209
9	3.466	0.289	0.007	0.028	0.0273
10	3.693	0.271	0.025	0.029	0.0307

(c) Case-3 (2方向免震ゴム支承)

モード 次数	振動数 (1/sec)	周期 (sec)	有効質量比		モード 減衰
			橋軸	橋直	
1	1.016	0.984	0.002	0.354	0.0059
2	1.107	0.903	0.538	0.004	0.0026
3	1.152	0.868	0.000	0.260	0.0033
4	1.239	0.807	0.075	0.004	0.0013
5	1.263	0.792	0.009	0.005	0.0087
6	1.745	0.573	0.000	0.000	0.0196
7	2.392	0.418	0.000	0.002	0.0134
8	2.591	0.386	0.000	0.000	0.0184
9	2.717	0.368	0.000	0.000	0.0198
10	2.857	0.350	0.000	0.001	0.0174

(d) Case-4 (桁端の直角方向を固定とした免震ゴム支承)

モード 次数	振動数 (1/sec)	周期 (sec)	有効質量比		モード 減衰
			橋軸	橋直	
1	1.065	0.939	0.067	0.420	0.0061
2	1.119	0.893	0.411	0.086	0.0027
3	1.241	0.806	0.083	0.003	0.0010
4	1.516	0.660	0.056	0.018	0.0119
5	1.739	0.575	0.000	0.004	0.0197
6	2.017	0.496	0.001	0.102	0.0197
7	2.592	0.386	0.000	0.000	0.0188
8	2.717	0.368	0.000	0.000	0.0198
9	2.826	0.354	0.006	0.000	0.0178
10	3.093	0.323	0.004	0.000	0.0182

非線形時刻歴応答解析に用いる粘性減衰マトリックスは、Rayleigh 型を基本に設定した。基準としたモード次数、振動数、およびモード減衰を表-5 に示す。なお、Case-3、4 の橋軸方向については負の減衰が生じたため、剛性比例型としている。

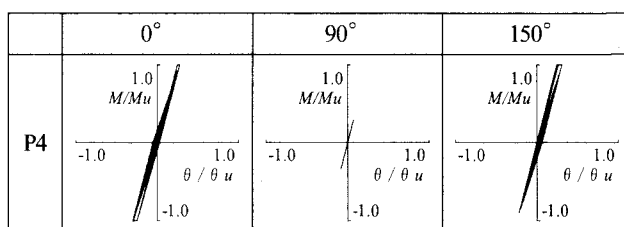
表-5 Rayleigh 型粘性減衰マトリックスの基準としたモード

		i 次モード			j 次モード		
		次数	振動数	減衰	次数	振動数	減衰
Case-1	橋軸	4	2.337	0.0386	7	2.975	0.0347
	橋直	4	2.337	0.0386	11	4.134	0.0304
Case-2	橋軸	4	2.324	0.0388	7	2.961	0.0337
	橋直	4	2.324	0.0388	11	4.139	0.0302
Case-3	橋軸	2	1.107	0.0026	—	—	—
	橋直	1	1.016	0.0059	22	6.895	0.0190
Case-4	橋軸	2	1.119	0.0027	—	—	—
	橋直	1	1.065	0.0061	20	6.819	0.0186

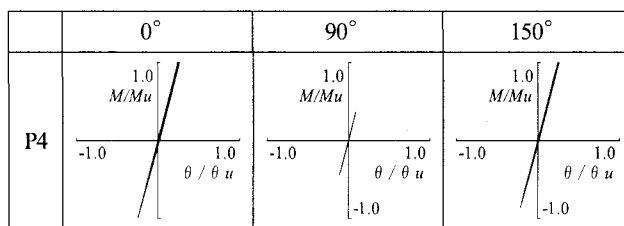
4. 基本モデルにおける地震時の応答特性

基本モデルの支承条件 (固定・可動) を想定した Case-1 および Case-2 の時刻歴応答解析を行い、固定・可動支承における地震時の動的特性を考察する。ここでは、橋脚柱基部に設定した非線形回転バネの曲げモーメントと回転角 ($M-\theta$) との関係に着目する。なお、応答値は終局曲げモーメント M_u 、および終局回転角 θ_u で無次元化している。

橋軸直角方向 (y 軸) まわりの $M-\theta$ 履歴図を図-8 に示す。Case-1 では橋軸方向に近い地震波入力方向 (0° 、 150° 付近) で橋脚柱基部に塑性化の状態が見られる。Case-2 においても同様であるが、塑性化の程度は Case-1 に比べ小さい。これは、可動支承を橋軸の接線方向に配置することにより、各支承の設置角度の差が大きくなり、水平地震力が各橋脚に分散されるためと考えられる。逆に、可動支承を桁の伸縮方向に配置した場合は、設置角度の差が小さく、各橋脚への分散も少ないため、直線橋に近い挙動を示しているものと考えられる。



(a) Case-1 (固定・可動支承を桁の伸縮方向に配置)



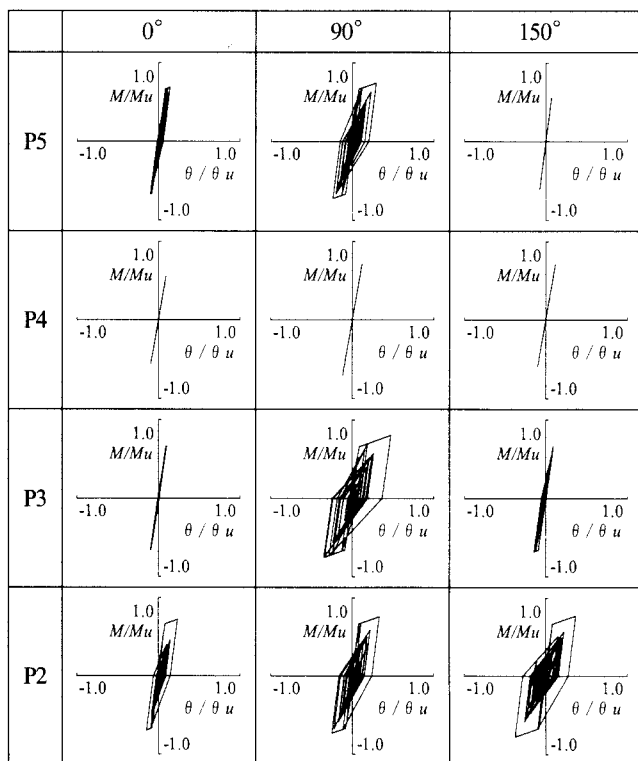
(b) Case-2 (固定・可動支承を橋軸の接線方向に配置)

図-8 橋脚柱基部の $M-\theta$ 履歴 (y 軸まわり)

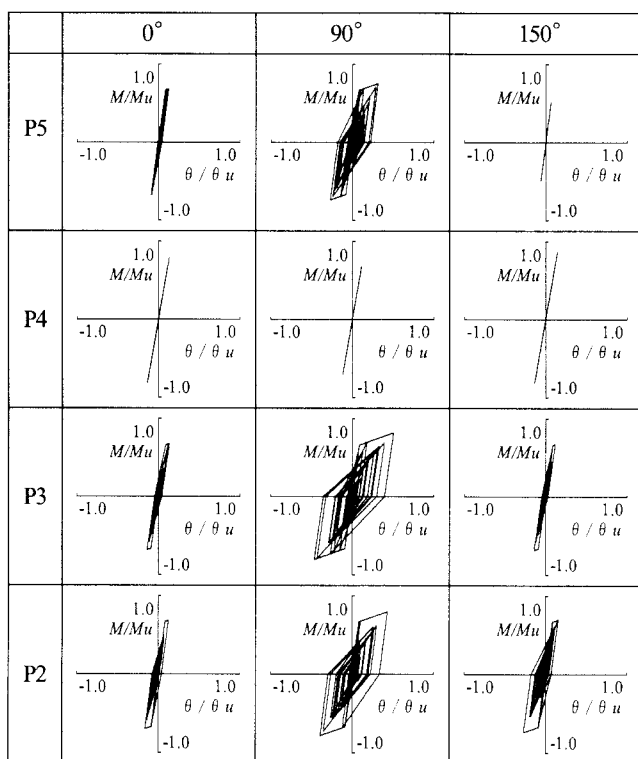
次に橋軸方向 (x 軸) まわりの $M-\theta$ 履歴図を図-9 に示す。 x 軸まわりに着目すると、可動支承を設置する P5、P3、および P2 橋脚については、橋軸直角方向に近い地震入力方向 (90° 付近) での応答が大きく、橋脚柱基部に設定した塑性ヒンジ (Takeda モデル) の履歴がよく現れている。

Case-1 と Case-2 とを比較すると、P5 橋脚の履歴曲線にそれほど違いが見られないが、P3 および P2 橋脚については、Case-2 の履歴曲線がやや大きいループを描いている。ただし、P2 橋脚では、橋軸直角方向 (90° 付近) からの地震波に対して Case-2 の履歴曲線が大きいものの、橋軸方向 (0° 付近) からの地震波に対しては Case-1 の履歴曲線が大きい結果となっている。固定支承を有する橋脚 P4 から離れるにしたがって、履歴曲線に変化が現れている。

Case-1 と Case-2 とで履歴曲線は若干異なるものの、その差は比較的小さい。



(a) Case-1 (固定・可動支承を桁の伸縮方向に配置)



(b) Case-2 (固定・可動支承を橋軸の接線方向に配置)

図-9 橋脚柱基部の $M-\theta$ 履歴 (x 軸まわり)

5. 支承取替えによる影響

前章で考察した支承形式は、基本モデルに使用されている鋼製の固定・可動支承であり、橋軸方向の地震時慣性力は、固定支承を有する P4 橋脚が主として受け持つ状況にある。本章で

は、鋼製の固定・可動支承を免震効果が期待できる免震ゴム支承に置き換えることによる耐震性向上の有無を確認する。基本モデルの評価と同様に橋脚柱基部に設定した非線形回転バネの曲げモーメントと回転角 ($M-\theta$) の関係に着目する。

基本モデルに用いた固定・可動支承の応答変位は、100mm 前後であった。免震ゴム支承を用いたことにより、より大きな応答変位が生じるものと予想されるため、免震ゴム支承に設定した非線形バネ要素の水平力と水平変位の関係にも着目して考察を行う。

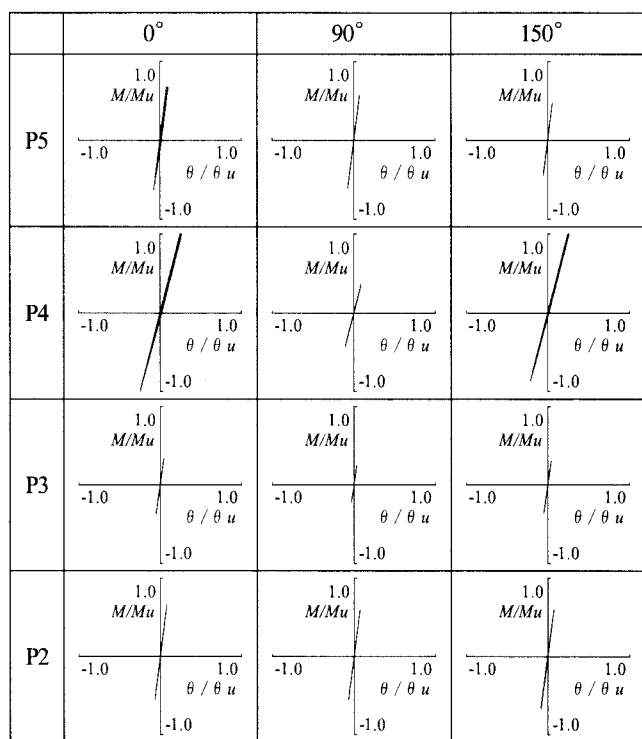
5. 1 2 方向免震ゴム支承 (Case-3)

Case-3 の時刻歴応答解析結果を図-10 に示す。先の固定・可動支承のケースと比較するため、Case-2 の結果もあわせて示している。

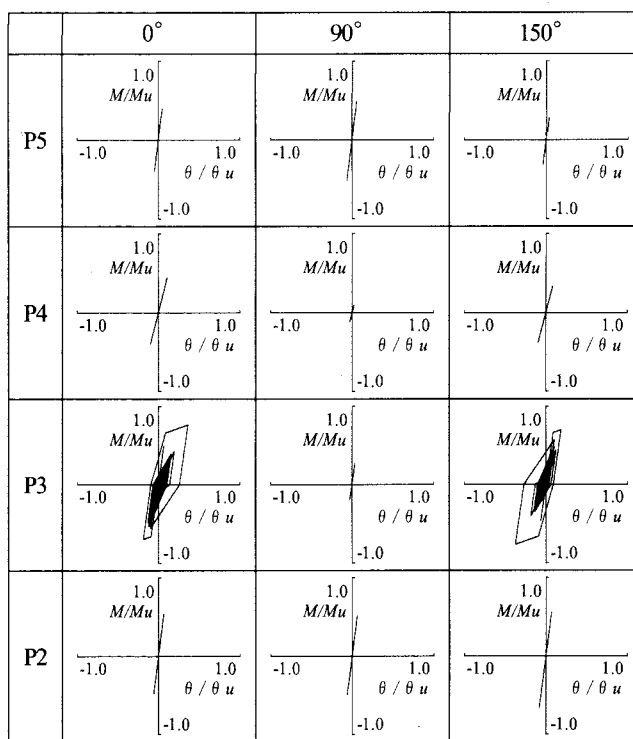
固定・可動支承を2方向の免震ゴム支承に置き換えた場合、図-10 (c) に示す橋軸直角方向 (y 軸) まわりの $M-\theta$ 履歴は、P3 橋脚を除く P5, P4, および P2 橋脚でいかなる地震波入力方向の場合も弾性域内に留まっている。これは免震ゴム支承による地震時慣性力の分散、および減衰効果が現れている結果であると考えられる。しかし、P3 橋脚については橋軸方向に近い地震波入力方向 (0° , 150° 付近) の時に、非線形領域に入る履歴が現れており、塑性化している。この現象は、図-10 (a) に示す固定・可動支承の Case-2 には見られないものである。基本モデルにおいて固定支承が設置されていた P4 橋脚の負担していた地震慣性力が、予想以上に P3 橋脚に影響を与えているものと考えられる。

P4 橋脚の保有耐力は、他の橋脚に比べて数段高く、橋脚柱基部に設定した非線形回転バネの復元力モデルをみても明らかである。P3 橋脚に作用する地震時慣性力を小さくするため、P4 橋脚上の支承バネをより固くするか、P3 橋脚上の支承バネをより柔らかくする方向での対策を試みたが、免震ゴム支承の特性を調整するだけでは、橋脚の持つ保有耐力差を埋めることはできなかった。

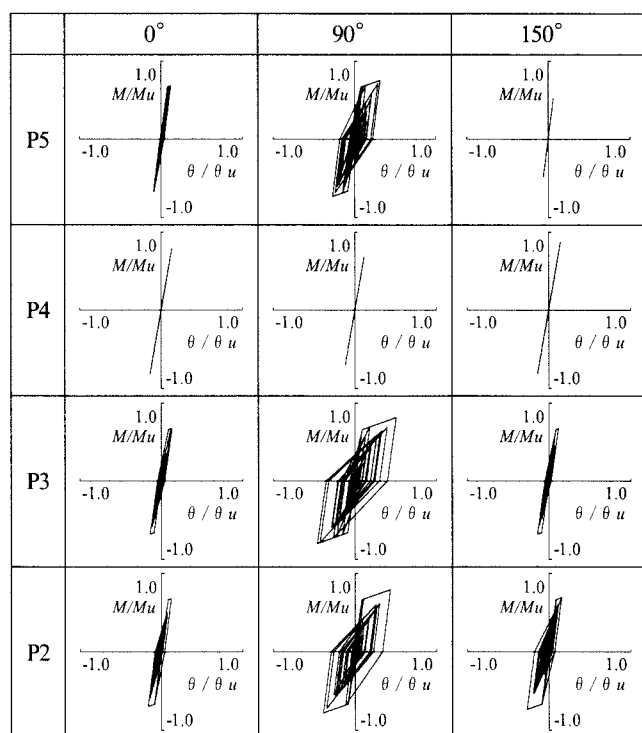
図-10 (d) に示す橋軸方向 (x 軸) まわりの $M-\theta$ 履歴についても同様に、P3 橋脚を除いた P5, P4, および P2 橋脚は、弾性域内に収まっており、地震力の分散、および減衰効果による耐震性の向上が図られているものと考えられる。しかし、P3 橋脚については図-10 (b) に示した固定・可動支承の Case-2 に比べ、非線形領域での履歴が小さくはなっているが、塑性化の現象は生じている。



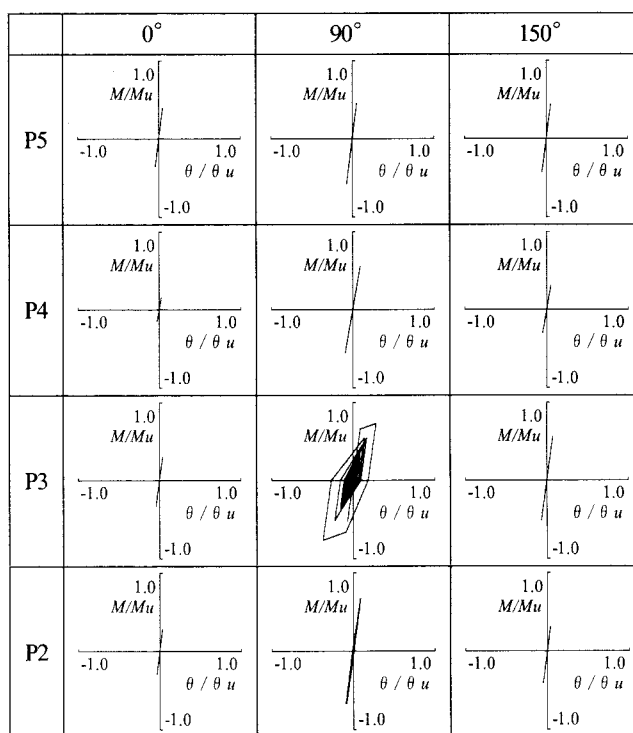
(a) Case-2 (y軸まわり)



(c) Case-3 (y軸まわり)



(b) Case-2 (x軸まわり)



(d) Case-3 (x軸まわり)

図-10 橋脚柱基部の $M-\theta$ 履歴

5. 2 端支点部の橋軸直角方向を固定 (Case-4)

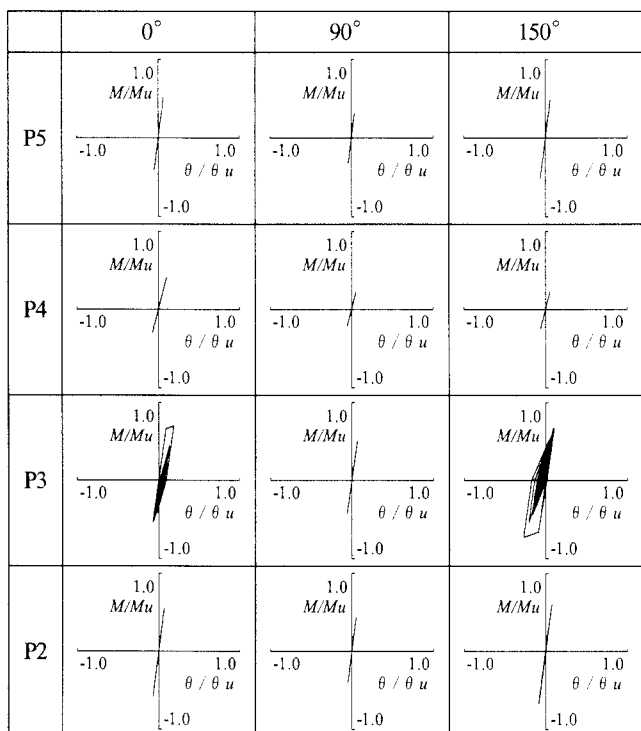
2 方向免震支承を設置した Case-3 では、支承部に生じる相対変位が橋軸方向、橋軸直角方向ともに 600mm 程度の値となった。Case-4 では、端支点部の橋軸直角方向変位を拘束した条件で、時刻歴応答解析を実施している。図-11 に橋脚柱基部の $M-\theta$ 履歴を示す。

図-11 (a) に示す橋軸直角方向 (y 軸) まわりの $M-\theta$ 履歴に

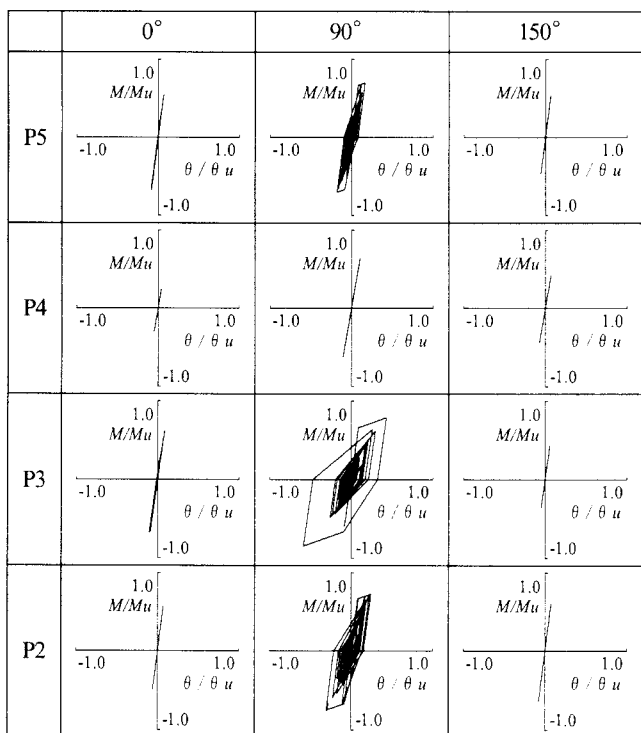
着目すると、橋軸方向の地震波入力 ($\theta=0^\circ$, 150° 付近) の場合、P3 橋脚の塑性化は Case-3 の場合と同様に生じている。図-11 (b) に示す橋軸方向 (x 軸) まわりの $M-\theta$ 履歴に着目すると、橋軸直角方向からの地震波入力 ($\theta=90^\circ$ 付近) の場合、P5 および P2 橋脚の履歴において塑性化が現れていることが確認できる。この原因としては、端支点部の橋軸直角方向の支承変位を固定したことにより、橋軸直角方向の地震時慣性力が卓

越して作用したためと推測される。想定外の結果は、図-11 (b) において橋軸直角方向からの地震波入力 ($\theta=90^\circ$ 付近) に対して、P3 橋脚の塑性化の程度が大きくなっていることである。

結果として、支承の支持条件の変更が Case-3 と比較して、他の橋脚に悪影響を及ぼすことになった。曲線桁橋の支承取替えにおいては、各橋脚の保有耐力のバランスも考慮した支承条件の検討が必要と考えられる。



(a) Case-4 (y軸まわり)

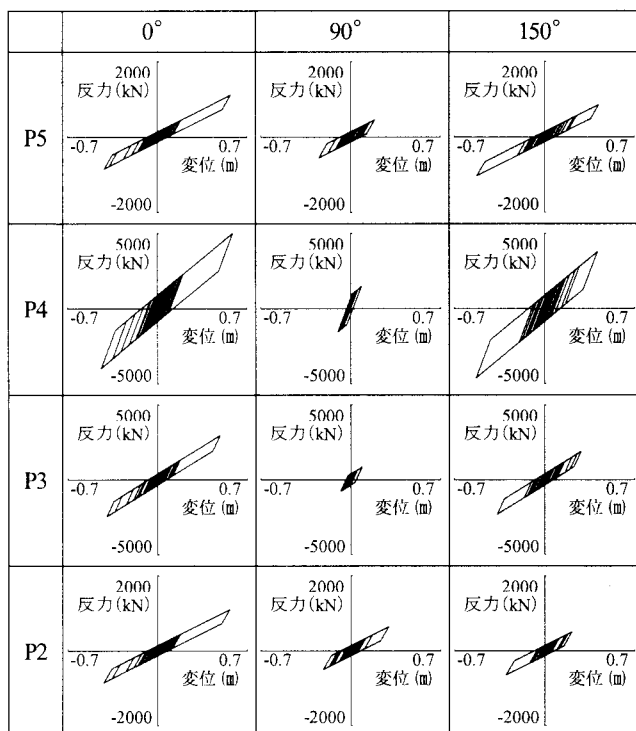


(b) Case-4 (x軸まわり)

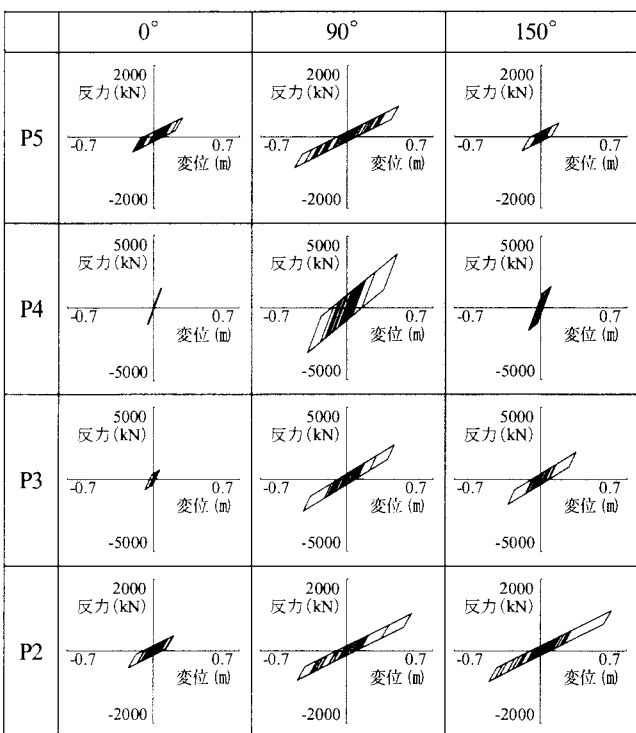
図-11 橋脚柱基部の $M-\theta$ 関係

5. 3 免震ゴム支承の応答変位

Case-3 および Case-4 の免震ゴム支承 (非線形バネ要素) の水平反力と水平変位との履歴曲線を図-12 に示す。履歴曲線は、曲線中心に対して外側主桁の支承について作成している。2 方向免震ゴム支承を用いた Case-3 では、橋軸方向には 595mm (P2 橋脚)、橋軸直角方向には 650mm (P2 橋脚) の最大応答変位が生じている。端支点部の橋軸直角方向を拘束した Case-4

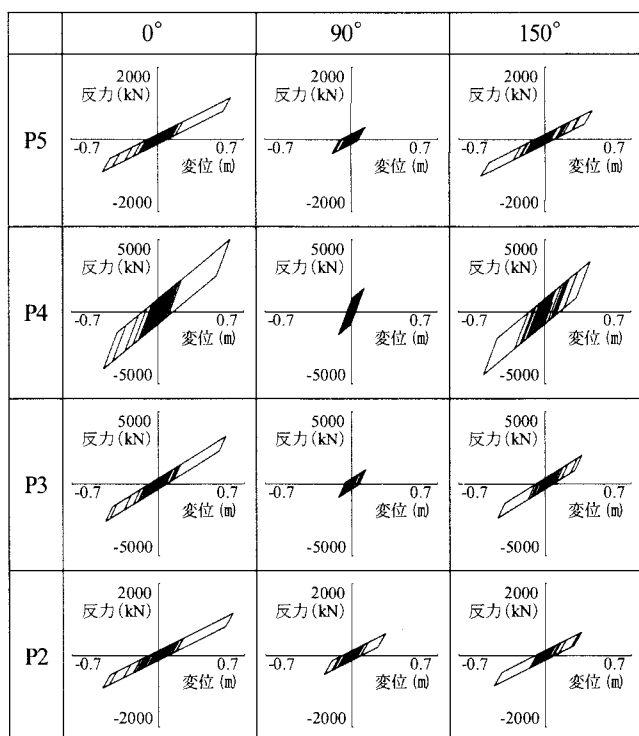


(a) Case-3 (橋軸方向)



(b) Case-3 (橋軸直角方向)

図-12 免震ゴム支承の水平反力と水平変位との関係 (つづく)

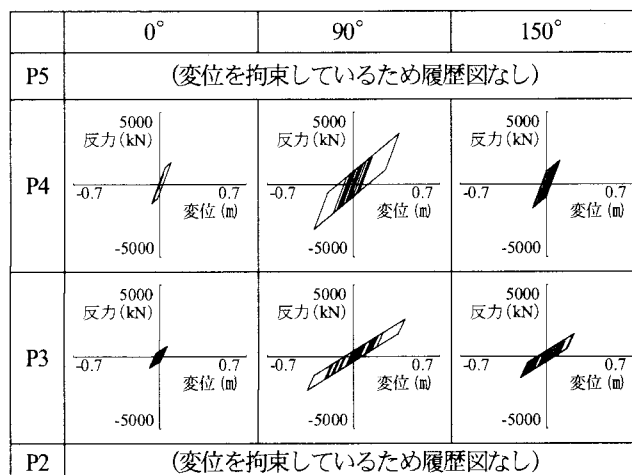


(c) Case-4 (橋軸方向)

図-12 免震ゴム支承の水平反力と水平変位との関係 (つづき)

においても、橋軸方向に 609mm (P2 橋脚)、橋軸直角方向に 422mm (P3 橋脚) の最大応答変位が生じた。桁端部には 600mm 程度の変位が生じるため、伸縮装置や変位制限構造など、支承まわりの構造に注意する必要がある。

図-12 (a, b) に示した Case-3 の履歴図と図-12 (c, d) に示した Case-4 の履歴図とを比較すると、端支部の橋軸直角方向の



(d) Case-4 (橋軸直角方向)

拘束条件にかかわらず、支承部の履歴性状にそれほど違いが見られない。

6. 基本モデルの橋脚耐力を生かした支承条件の設定

Case-1 から Case-4 の動的解析結果より、本構造形式の特徴として以下の点が判明した。

i) 橋脚躯体の地震時保有耐力は、P4 橋脚が他の橋脚に比べ数段高い。これは、既設の支承条件が固定であったことに依存している。

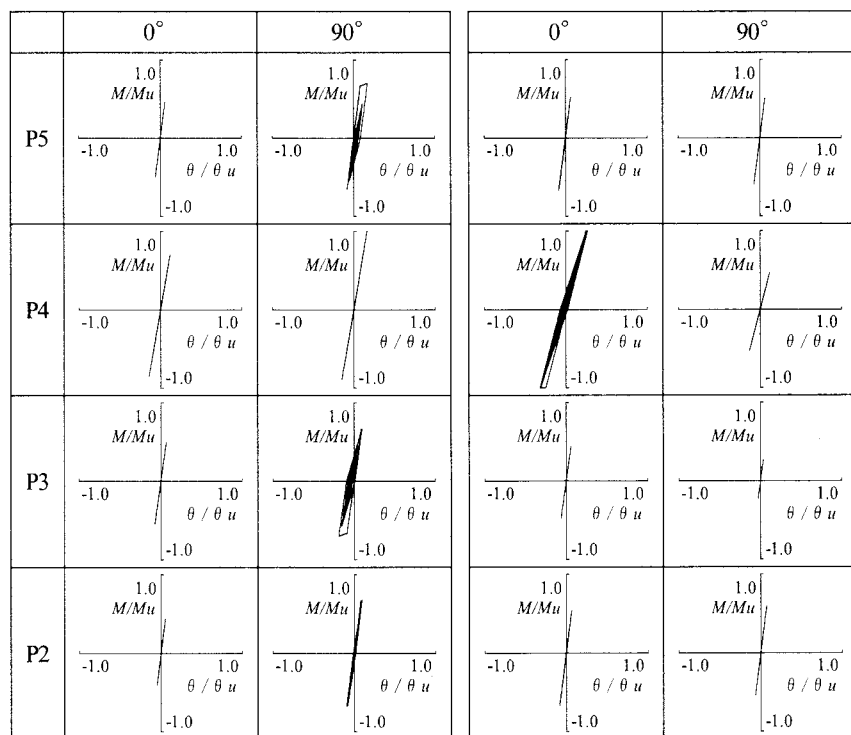
ii) 中間橋脚である P3 橋脚の地震時保有耐力は十分でない。

したがって、免震ゴム支承の機能特性を調整することで、耐震性能を向上させるには限界があるものと考えられる。そこで、基本モデルの支承条件に合わせ、P4 橋脚上の支承支持条件を

固定とし、他の橋脚上の支承に免震ゴム支承を用いたタイプを追加 (Case-3' とする) し、時刻歴応答解析を行った。地震波入力方向は、0° および 90° に限定した。

Case-3' の解析結果を図-13 に示す。図-13 (a) に示す橋軸直角方向 (y 軸) まわりの $M-\theta$ 履歴に着目すると、橋軸直角方向からの地震入力 ($\theta=90^\circ$) に対して P4 橋脚を除く P5, P3, および P2 橋脚で若干の非線形履歴が生じている。橋軸方向からの地震入力 ($\theta=0^\circ$) については、図-10 (c) に示した Case-3 の P3 橋脚のような非線形の履歴は生じていない。

また、図-13 (b) に示す橋軸方向 (x 軸) まわりの $M-\theta$ 履歴に着目すると、橋軸方向の地震波入力 ($\theta=0^\circ$) の場合には、固定・可動支承タイプ (Case-1,2) に比べて、P4 橋脚の非線形履歴性状がより顕著に表れているものの、その他の橋脚は、弾性域内に留まっている。橋軸直角方向の地震入力 ($\theta=90^\circ$) の場合には、固定・可動支承タイプ



(a) Case-3' (y軸まわり)

(b) Case-3' (x軸まわり)

図-13 橋脚柱基部の $M-\theta$ 関係

(Case-1,2) に比べて、全体的に非線形の履歴性状が小さく収まっている。2 方向免震ゴム支承タイプ (Case-3) と比較しても P3 橋脚の非線形の履歴性状が小さく収まっており、本検討タイプによる耐震性能の改善は、全体的には図られているものと判断される。

本ケースの結果をふまえると、例えば曲率半径が小さいためゴム支承を用いた地震時水平力分散構造や免震構造が適用できない場合など、曲線桁橋の支承条件として多点固定方式や下部構造との剛結とするのも 1 つの方策ではないかと考えられる。

7. まとめ

本研究では実在する高架橋形式の曲線桁橋 ($R=90\text{m}$) を対象に耐震解析を実施して、支承条件が曲線桁橋の耐震性能に与える影響について検討を行った。得られた主な成果を以下に示す。

- i) 固定・可動支承を用いた基本モデル (Case-1 および Case-2) の固有値解析では、橋の応答に影響を与える振動モードは橋軸方向、橋軸直角方向の各 1 次モードのみではなく、低次振動モードで複数存在することがわかった。1 ケーススタディーではあるが、地震時においても直線橋とは異なり複雑な挙動を呈する曲線桁橋の動的特性が改めて確認された。
- ii) 固定・可動支承を用いた基本モデル (Case-1 および Case-2) の時刻歴応答解析では、橋軸の接線方向に可動支承を設置した場合、各支承の設置角度の差が大きくなるため、地震力が各橋脚に分散されるが、逆に、可動支承を桁の伸縮方向に設置した場合、各支承の設置角度の差が小さく、地震力の各橋脚への分散も少なくなるため直線橋に近い挙動を示した。しかし、対象とした曲線桁橋において、可動支承の設置方向 (桁の伸縮方向、あるいは橋軸の接線方向) が橋脚の動的特性に及ぼす差は小さく、橋梁の軸線方向と温度変化による移動方向との不一致による付属施設への悪影響を避けることから、可動支承の設置方向としては橋軸の接線方向とするのが良いことがわかった。
- iii) 水平 2 方向に移動可能な免震ゴム支承を採用した Case-3 の時刻歴応答解析では、免震ゴム支承による地震時慣性力の分散および減衰効果により、橋脚に作用する地震時慣性力は大きく低減されたが、地震動により桁端部での橋軸方向および橋軸直角方向の水平変位が大きくなり、600mm 程度の値となった。伸縮装置や変位制限構造などの支承まわりの構造設計が難しくなることが予想されるため、注意が必要であることがわかった。
- iv) 桁端部の橋軸直角方向の変位を拘束した Case-4 の時刻歴応答解析では、橋軸直角方向からの地震波入力に対し、桁端部の橋脚に地震力が作用することはある程度予想されたが、中間橋脚である P3 橋脚にも大きな地震力が作用した。支承条件の変更が他の橋脚に悪影響を及ぼすこともあり得るので、曲線桁橋の耐震設計においては、このような特殊性を考慮して進めていく必要があることがわかった。

- v) 基本モデルにおける既設の橋脚耐力を考慮し、Case-3' では、P4 橋脚を当初どおり固定条件とし、時刻歴応答解析を行った。P4 橋脚のもつ耐力を有効に利用することで、他の解析ケースと比較し、全体的な耐震性能の改善を図ることができた。このケースの結果をふまえると、曲線桁橋の支承条件としては、多点固定方式や下部構造との剛結とするのも 1 つの方策であることがわかった。
- vi) 曲線桁橋の耐震補強において、既設の固定・可動支承を免震ゴム支承に取り替える場合は、橋脚の保有する耐力を考慮しながら、試行錯誤の上、免震ゴム支承の性能を絞り込む必要がある。本研究では、免震ゴム支承の特性値を調整することでの耐震性向上には限界があるものと判断し、既設橋脚の耐力を生かした支承条件を設定した。実際の耐震補強に際しては、支承取り替えだけでなく、橋脚の耐震補強も考慮するなど、橋梁全体としての耐震性向上を図る必要があることがわかった。

謝辞

本論文は、(財) 阪神高速道路管理技術センター・曲線桁の限界状態設計法に関する研究会 (平成 13 年度～平成 15 年度、委員長: 福井工業大学 中井 博) の活動の一環として得られた研究成果⁹⁾ をもとに再編したものである。ここに記して、種々のコメントをいただきました同研究会の委員長をはじめ、委員のみな様に感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 阪神高速道路公団: 曲線桁設計の手引き (案), pp.57-59, 1988 年 10 月
- 2) 林川俊郎・大嶽敦郎・中島章典・佐野雅章: 3 成分大地震動を受ける連続曲線高架橋の非線形応答解析, 構造工学論文集, Vol.45A, pp.849-858, 1999 年 3 月
- 3) 林川俊郎・萩島知之・橋本至: 地震波の入力方向と支承条件を考慮した曲線高架橋の非線形動的応答に関する基礎的研究, 構造工学論文集, Vol.48A, pp.789-798, 2002 年 3 月
- 4) 日本道路橋会: 道路橋示方書・同解説, V 耐震設計編, pp.43-46, 2002 年 3 月
- 5) 日本道路橋会: 道路橋示方書・同解説, V 耐震設計編, pp.304-310, 2002 年 3 月
- 6) 土木研究センター: 建設省 道路橋の免震設計法マニュアル (案), pp.162-165, 1992 年 12 月
- 7) 土木学会・日本鋼構造協会: 曲線橋 (1) 大規模地震時における最悪地震入力方向の簡易推定法, 橋梁システムの動的解析と耐震性, pp.209-224, 2000 年 4 月
- 8) 土木学会・日本鋼構造協会: 曲線橋 (3) コヒーレンスを用いた最悪地震入力方向の推定法, 橋梁システムの動的解析と耐震性, pp.233-244, 2000 年 4 月
- 9) (財) 阪神高速道路管理技術センター・曲線桁の限界状態設計法に関する研究会: 限界状態設計法による曲線桁橋設計の手引き書 (案), 2004 年 3 月