

3 径間箱桁橋梁への基礎免震構造の適用性に関する検討

Dynamic Analysis of Three Span Box Girder Bridge with Foundation Seismic Isolation System

清宮 理*, 近藤 岳史**, 安 同祥**, 渡辺 勉**

Osamu KIYOMIYA, Takeshi KONDO, Tongxiang ANN and Tsutomu WATANABE

*工博, 早稲田大学教授, 理工学術院社会環境工学科 (〒169-8555 東京都新宿区大久保 3-4-1)

**大学院学生, 早稲田大学大学院理工学研究科建設工学専攻 (〒169-8555 東京都新宿区大久保 3-4-1)

Rubber bearings as the isolated system inserted between superstructure and pier has been proposed to reduce seismic forces for the bridges. However this system has limit of displacement due to their structural capacity for a large-scale earthquakes at very soft ground condition. Therefore we propose a new isolated system that substructure is isolated from its foundation and a absorbing material such as Teflon sheet, sand or gravel is inserted. It reduces seismic forces of the piers due to sliding and rocking, and the purpose of this new system is to reduce cost of fundamental structure. This paper describes results of dynamic response analysis of the exciting bridge to investigate validity of foundation seismic isolation system in comparison into the rubber bearings.

Key Words: Dynamic response analysis, foundation seismic isolation system, bridge soft ground condition,

キーワード: 動的応答解析, 基礎免震構造, 橋梁, 軟弱地盤,

1. まえがき

従来の下部構造と橋脚基礎が一体となった橋梁に地震動が作用すると地震力は地盤から基礎, 下部構造, 更には上部構造へと直接伝達される。免震構造は上部構造と下部構造の間に免震装置を挿入することによってそれら二つを絶縁し¹⁾, 構造系自体の固有周期を延長し, 大きな地震動のエネルギーを免震層に集中, 逸散させ, 橋梁への被害を低減しようとするものである。これまで橋脚と桁間にゴム免震層²⁾を設置³⁾する方法が提案され, 多数の施工実績を有している。しかし橋梁が軟弱地盤上に設置され, 橋梁基礎に大きな地盤変形を受ける場合にはゴム免震支承は一般に適切でなく, その結果基礎構造が大規模となり建設費が増大する傾向にある。そこで本研

究では基礎に免震層を挿入する。この基本的な力学性状や有効性については模型実験⁵⁾により既に確認している。この免震構造を兵庫県南部地震で大きな被害を受けた橋梁のひとつ, 神戸市の第二摩耶大橋(3 径間連続鋼床版 2 箱桁橋)に適用し⁶⁾, その効果を免震層の力学的性状を変数に, 入力地震動を変えて時刻歴地震応答解析によって調べた。解析には汎用プログラムソフト TDAPⅢを使用し, 被害の大きかった橋脚部分に非線形性を考慮した動的非線形 3 次元解析を行った。

2. 橋梁の免震の考え方

2. 1 既往の免震の方法

現在用いられている免震構造としては上下方向

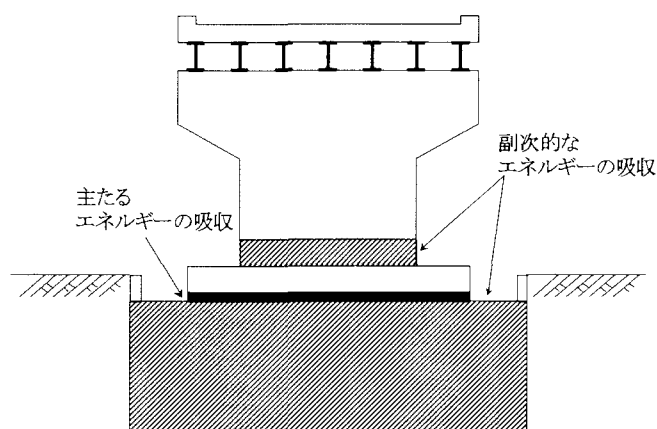


図-1 提案している免震構造のイメージ

に対しては柱部材と同程度の剛性を有し、水平剛性を小さくすることによって、地震力を低減する積層ゴムを用いたもの、積層ゴムとダンパーを併用したものなどある。しかしながら、これらの積層ゴムを用いた免震装置は採用されている積層ゴムの構造上の制約から地震時における変形量に限界があり、地震時に変位量が大きくなる軟弱地盤上に建設される基礎ではこの大変形に対応しきれない場合がある。

2. 2 提案している基礎免震

今回提案している免震構造は橋梁下部構造と基礎を完全に分離し、間に緩衝材（免震層）を挿入することによって免震層の有するすべり摩擦減衰効果及びロッキング振動減衰効果によって地震動のエネルギーを吸収、逸散させることを目的とするものである（図-1 参照）。この方法は参考文献1）、5）にて既にコンセプトが提案されている。この構造を採用する事により、基礎構造が簡素化され低コスト化の実現や2. 1で述べたような大変形に対しても対応可能な免震構造の構築を更なる目標とする。免震層に挿入する材料としては圧縮強度があり、材料的に耐久性と安定性を有するという観点で次の2種類を中心に考えている。①すべり材（PTFE シートなど）の挿入②粒径を調整した砂と礫の混合物の挿入。免震層位置でのすべり摩擦と橋脚のロッキング振動による発生断面力などの低減効果を期待したものである。

2. 3 免震橋梁の耐震性能

免震橋梁の目標耐震性能は、日本道路協会の道路橋示方書・同解説 V耐震設計編（平成14年3月）

表-1 免震基礎を有する橋梁の耐震

各 部 材	レベル1地震動	レベル2地震動	
		ラーメン橋	桁橋
上部構造	許容応力度を超えない	副次的な塑性化に留まる。落橋しない	力学的特性が弾性域を超えない。落橋しない
支承部	許容応力度を超えない	副次的な塑性化に留まる	力学的特性が弾性域を超えない
橋脚	許容応力度を超えない		副次的な塑性化に留まる
受台	許容応力度を超えない	力学的特性が弾性域を超えない	力学的特性が弾性域を超えない
免震層部	滑ったとしてもごくわずか、且つロッキングによる浮き上がり範囲は受け台幅の半分を超えない	免震層によるエネルギーの吸収が確保でき、且つ構造系全体の安定性及び修復が速やかに行える。他部位に重大な影響を与える変位量を出さない。	免震層によるエネルギーの吸収が確保でき、且つ構造系全体の安定性及び修復が速やかに行える。他部位に重大な影響を与える変位量を出さない。
フーチング	許容応力度を超えない	力学的特性が弾性域を超えない	力学的特性が弾性域を超えない
基礎	基礎部材については許容応力度を超えない。基礎を支持する地盤についてはその力学的特性に大きな変化が生じない	副次的な塑性化に留まる	副次的な塑性化に留まる

を参考にレベル1地震動，レベル2地震動についてそれぞれ各部材の限界状態をまとめた．その一覧を表-1に示す．レベル1地震動に対しての各部材の限界状態は力学的特性が弾性域を超えないとし，免震層は塑性化してもごくわずかとした．レベル2地震動に対しての各部材の限界状態は力学的特性が弾性域を超えない状態，又は副次的な塑性化に留まる状態とした．橋梁全体としては，免震層のみ塑性化し，下部構造の滑動を許容することによって主たるエネルギーの吸収ができるものとした．また下部構造に設けたストッパー等により，過度の変位が生じないようにし，構造系全体の安全性，安定性及び修復性を確保できるようにした．予想以上のすべりに対してはフーチング両側に設けたストッパー，フーチング内に設けたせん断キーでの遊間により対応する（図-2 参照）．

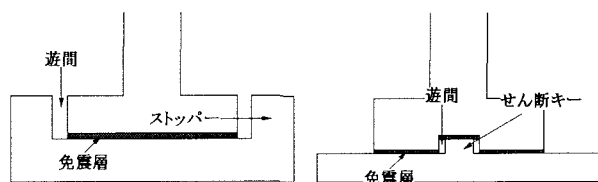


図-2 ストッパー及びせん断キーの概念

3. 基礎免震を持つ橋梁の動的応答計算法

3. 1 対象橋梁

今回の解析対象とした橋梁は神戸市の第二摩耶大橋である．この橋梁は新港摩耶埠頭間 2.2kmを結ぶ高架式幹線道路の一環として新港第八突堤～摩耶埠頭間に建設された．側径間 75m，中央径間 210m の3

径間連続鋼床版 2 箱桁橋である．表層地盤は軟弱埋め立て地盤である．沓は P2 のみ固定沓で他は可動沓，基礎構造は P1 が場所打ち杭基礎，P2, P3 はニューマチックケーソン，P4 は鋼管杭基礎となっている．ケーソン基礎は約 20m の洪積砂礫層上に設置されている．4 車線道路で総幅員は 18m である．図-3 にその一般図を示す．この橋脚の地震被害前の当初の固有振動数は橋軸方向に一次モードが 0.50Hz、橋軸直角方向に二次モードが 0.65Hz である．

3. 2 兵庫県南部地震での被害状況

兵庫県南部地震でのこの橋梁の被害は上部工に被害はなく支承部及び下部工，特に中間支点主橋脚（P2, P3）に被害が集中した．P2 では支承のピボットリングが破壊，脱落し，橋脚上部の北側支承の沓座部が圧壊し，そこからひび割れが下方に伸展した．P3 では橋脚段落とし部が橋軸直角方向にせん断破壊し，破壊面から下方にかけてハの字型にひび割れが発生した．また周辺地盤では場所により規模は異なるが側方流動，沈下が発生した．写真-1 にその被害状況を示す．この橋梁は旧建設省の兵庫県南部地震以降の通達に基づきゴム沓の交換，橋脚の PC 導入による補強工事がなされている．ただし補修が緊急を要し，道路橋示方書耐震設計方法の改訂以前に補強工事を行っている．また今回用いた計算方法は，被害の再現をかなり良く説明できている⁵⁾．なお今回のモデル化は補強前のものである．

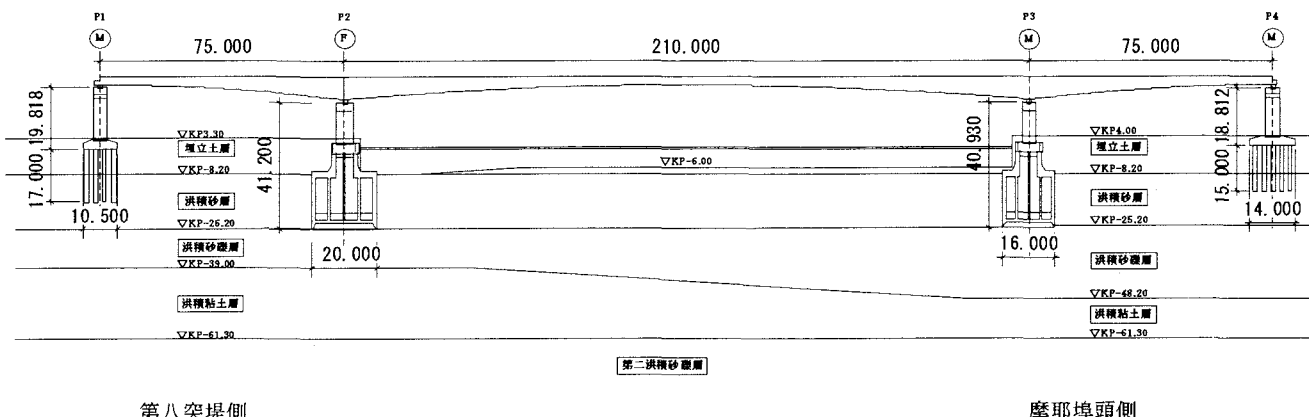


図-3 第二摩耶大橋一般図

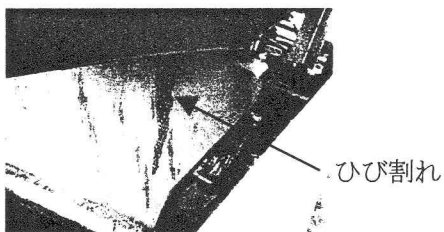


写真-1 橋脚被害状況

3. 3 計算モデル

3. 3. 1 免震層

免震層は水平 2 方向 (X, Y 方向), 鉛直方向 (Z 方向), とそれらの各回転方向 (R_x , R_y , R_z 方向) の計 6 本のばねでモデル化した。ここで, 水平対鉛直のばね定数の比を水平 (k_H): 鉛直 (k_V) = 1 : 3 と設定し, 各回転方向のばね定数 (k_{RX} , k_{RY} , k_{RZ}) はこれらの並進方向のばね定数から式 (1), (2), (3) によって求めた。

$$k_{RX} = 2 \int_0^{H/2} \frac{k_V}{H} Y^2 dY \quad \dots (1)$$

$$k_{RY} = 2 \int_0^{B/2} \frac{k_V}{B} X^2 dX \quad \dots (2)$$

$$k_{RZ} = 2 \int_0^{H/2} \frac{k_H}{H} Y^2 dY + 2 \int_0^{B/2} \frac{k_V}{B} X^2 dX \quad \dots (3)$$

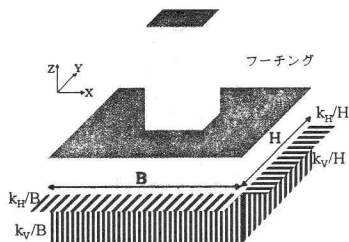


図-4 免震層のイメージ図

なお水平方向のばね定数は X, Y 軸方向とも同じ値とした。ここに H はフーチングの Y 軸方向の幅, B はフーチングの X 軸方向の幅である。また水平方向のばねは免震層の滑動を考慮するためバイリニアでモデル化した。免震層の降伏変位 (滑動開始変位) δ_y は式 (4) によって決定した。

$$\delta_y = \mu W / k_H \quad \dots (4)$$

ここに μ は免震層の摩擦係数, W は免震層より上の重量である。鉛直方向は引張力が生じた場合, ばね

定数を小さくし, 浮き上がりを考慮した。水平方向, 鉛直方向のばね特性を図-5 に示す。ばね定数は免震材料の力学的特性と層厚, 幅によって設定される。層厚は 1 m 未満, 幅は橋脚寸法 (8m × 11m) として計算する。この条件で材料のヤング率を与えれば砂及び PTFE 等の高分子材料のばね定数は $1 \times 10^5 \sim 1 \times 10^6$ (kN/m) 程度とする事が可能である。また摩擦係数は PTFE では 0.01 ~ 0.1, 砂では 0.4 程度である。砂では粒径, 粒度を調整することにより, 0.4 より小さくできる。

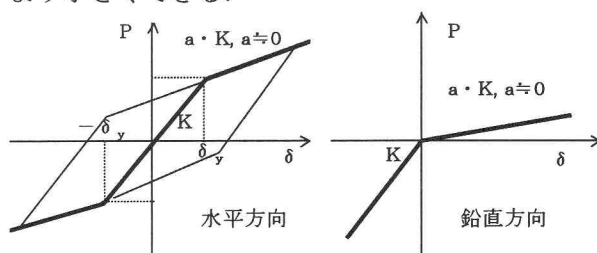


図-5 免震層ばねの非線形特性

3. 3. 2 基礎地盤

基礎地盤は水平, 鉛直, 回転ばねでモデル化し橋脚基礎部と連結した (図-7 参照)。ばね定数は道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編に準拠して求めた。

3. 3. 3 橋脚及び桁

橋脚及び桁は 3 次元はり要素でモデル化し, 各節点に集中質量を設けた多質点系モデルとした。3. 2 で述べたように中間支点主橋脚 (P2, P3) の段落とし部 (鉄筋の配筋量が変わる部分) は被害が大きかったため, 非線形性を考慮し, 武藤モデルでモデル化した。武藤モデルを図-6 に示す。図-7 に橋梁の全体系の解析モデルを示す。

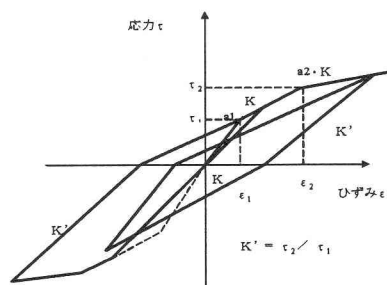


図-6 武藤モデル

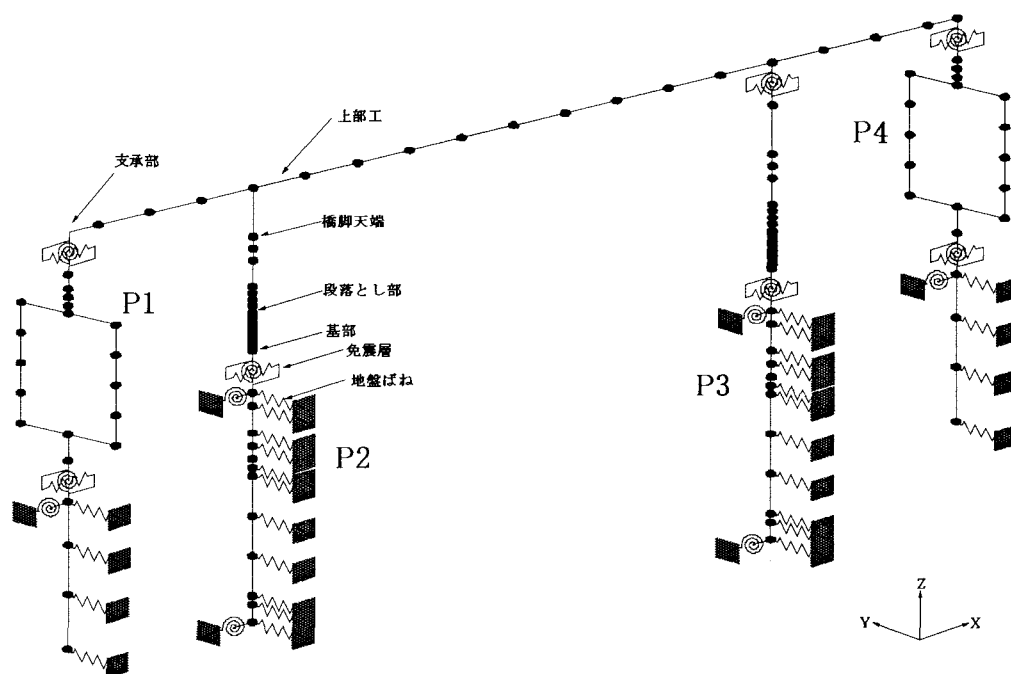


図-7 全体系モデル図

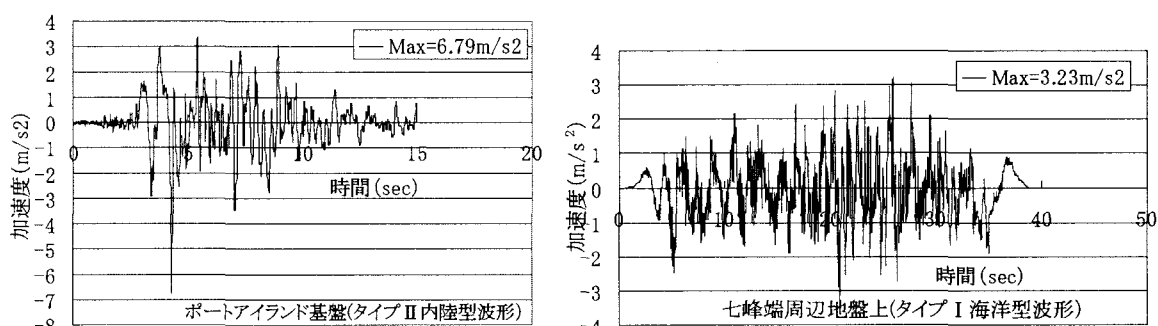


図-8 入力地震動

3. 4 入力地震動

レベル 2 の入力地震動は道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編に記されているⅢ種地盤の基盤波を用いた。内陸型タイプⅡの波形は 1995 年兵庫県南部地震での神戸ポートアイランド（基盤・72m）での加速度波形（以下神戸）を用いた。海洋型タイプⅠについては、Ⅲ種地盤のタイプⅠ基盤波形に相当する 1993 年北海道南西沖地震でのⅠ種地盤の七峰橋周辺地盤上の加速度波形（以下七峰）を用いた。各波形を図-8 に示す。この 2 種類の波形を橋軸方向、橋軸直角方向の 2 方向に地盤ばねを介してそれぞれ入力し、各応答値を比較した。レベル 1 地震動に関しては免震層の滑りがなく一体化構造と同じ挙動を示

しかつ要求性能を満足していたので本論文では言及しない。

4. 動的応答計算による計算結果

4. 1 免震層のモデル化の提案

4. 1. 1 摩擦係数の影響

ここでは免震層を構成する材料の摩擦係数に着目する。(4) 式における免震層の水平ばね定数を $k_H=1 \times 10^5$ (kN/m) と固定した上で摩擦係数を $\mu=0.1$, 0.2 , 0.3 と変化させその影響を見る。比較項目は被害の大きかった P2, P3 橋脚の橋脚天端の応答変位及び加速度、橋脚段落とし部及び基部のせん断力と曲げモーメントである。表-2, 表-3 にその結果を示

表-2 解析結果（橋脚天端応答変位，加速度）

解析ケース		非免震	$\mu=0.1$	$\mu=0.2$	$\mu=0.3$
橋軸方向	最大変位 (cm)	P2(七峰)	8.49	55.85	109.20
		P2(神戸)	9.95	37.82	72.94
		P3(七峰)	1.87	50.30	85.67
	最大加速度 (m/s ²)	P3(神戸)	4.15	42.53	68.87
		P2(七峰)	6.61	2.71	4.64
		P2(神戸)	7.48	2.17	3.90
橋軸直角方向	最大変位 (cm)	P3(七峰)	8.16	2.65	5.51
		P3(神戸)	11.53	2.24	4.18
		P2(七峰)	3.10	50.19	90.47
	最大加速度 (m/s ²)	P2(神戸)	5.44	33.44	73.87
		P3(七峰)	2.96	45.30	80.61
		P3(神戸)	4.50	30.03	65.36
		P2(七峰)	7.45	2.16	3.70
		P2(神戸)	14.35	2.45	4.00
		P3(七峰)	7.90	2.22	3.63
		P3(神戸)	12.81	2.69	4.11

表-3 解析結果（橋脚段落とし部，基部の断面力）

解析ケース		非免震	$\mu=0.1$	$\mu=0.2$	$\mu=0.3$
橋軸方向	せん断力 (段落とし部) (kN)	Su=14500	37290	7450	14300
		P2(神戸)	42740	5678	10950
		P3(七峰)	14340	6230	11980
	せん断力 (基部) (kN)	Su=10400	16820	5998	10070
		P2(七峰)	39180	7199	15570
		P2(神戸)	44790	5766	11620
橋軸直角方向	せん断力 (段落とし部) (kN)	Su=17300	17120	6955	12540
		P3(七峰)	20620	6145	10870
		P3(神戸)	18320	5955	10850
	せん断力 (基部) (kN)	Su=34400	23030	3948	9500
		P2(神戸)	15960	5334	9643
		P3(七峰)	18000	3548	8378
橋軸方向	せん断力 (段落とし部) (kN)	Su=23100	20410	6399	11450
		P2(七峰)	28920	4674	11050
		P2(神戸)	18060	5715	10180
	せん断力 (基部) (kN)	Su=16000	22930	3900	9406
		P3(神戸)	216500	60860	105800
		P2(神戸)	215800	44170	82460
橋軸直角方向	せん断力 (段落とし部) (kN)	Mu=217000	89100	46270	86350
		P3(七峰)	89100	46270	86350
		P3(神戸)	89100	46270	86350
	せん断力 (基部) (kN)	Mu=121000	98350	44180	75530
		P2(七峰)	336300	93370	171200
		P2(神戸)	338600	69340	132100
橋軸方向	せん断力 (段落とし部) (kN)	Mu=134000	138300	76210	130100
		P3(七峰)	142600	73430	123700
		P3(神戸)	142600	73430	123700
	せん断力 (基部) (kN)	Mu=152000	192800	60930	123000
		P2(七峰)	149700	53100	105300
		P2(神戸)	149700	53100	105300
橋軸直角方向	せん断力 (段落とし部) (kN)	Mu=283000	162200	59620	109300
		P3(七峰)	128800	47370	93540
		P3(神戸)	128800	47370	93540
	せん断力 (基部) (kN)	Mu=554000	278400	93840	172800
		P2(七峰)	263500	68830	144300
		P2(神戸)	244500	86280	157500
橋軸方向	せん断力 (基部) (kN)	Mu=332000	221000	62700	131100
		P3(神戸)	221000	62700	131100

Su, My, Muより大きいケース

す。表中の Su, My, Mu はそれぞれせん断耐力，降伏モーメント，及び終局モーメントを示す。また表中で非免震とは従来モデルである。これらの結果から次の事が言える。①免震構造を採用する事によって，橋脚天端の応答変位は増大するが，兵庫県南部地震で被害の大きかった橋脚段落とし部及び基部の断面力は低減することが出来た。②一般に摩擦係数が小さいほど縁が早く切れることから橋脚天端の回転による応答変位が小さく，橋脚の断面力も小さい。③非免震構造では橋軸方向の P2 橋脚に変位，断面力共に被害が偏っているが免震構造では変位及び断面力は両橋脚にほぼ同程度となった。④曲げモーメントについては非免震構造でも副次的な塑性化（降伏）の範囲内に留まっており，問題ないと思われるが，免震構造を採用することによって曲げモーメントは低減されており，摩擦係数 $\mu=0.1$ のケースでは降伏域に達していない。③の原因としては，

非免震構造は可動沓が大きく変位するモードが卓越するので固定沓である P2 に被害が集中しているのに対し，免震構造では全橋脚に配した免震層が大きく変形するため，橋脚や上部工及び基礎への断面力が低減され，被害の集中は見られないと考えられる。摩擦係数 $\mu=0.3$ のケースでは非免震と比較し橋脚の断面力は低減されているが橋軸方向では曲げモーメントが非免震よりも大きくなった場合があり変位が著しく増大する傾向（特に七峰入力のケースに置いて）にある。以上から免震層を構成する材料の摩擦係数は小さい方が望ましい。

4. 1. 2 ばね定数の影響

ここでは免震層を構成する材料の摩擦係数を $\mu=0.1$ と固定し，ばね定数を変化させその応答値を比較する。変化させるばね定数の範囲はレベル 1 地震動の目標耐震性能を満足する範囲で $k_H=1 \times 10^5 \sim 8 \times 10^5$ (kN/m) とした。比較項目は 4. 1. 1 と同じである。図-9～図-12 にその解析結果を示す。これらの結果から次の事が言える。①ばね定数が小さいほど変位は増大し，加速度は減少する傾向を示している（図-9，図-10 参照）。②ばね定数が小さいほどせん断力及び曲げモーメントは小さくなる（図-11，図-12 参照）。しかし，ばね定数が大きくなると橋軸方向では P2 と P3 の応答値に開きが見られる。これはばね定数が大きくなるにつれて免震構造の構造系が非免震構造に近づいているためと考えられる。一般に断面力が低減されると変位が増加するという相反する関係にある。従ってばね定数を小さくすることには注意が必要である。応答値の大きかった七峰入力でのばね定数と橋軸方向 P2 段落とし部の最大せん断力比及び橋脚天端の最大応答変位比の関係を図示すれば図-13 の様になる。せん断力を許容値内に留め，かつ橋脚天端の最大応答変位を抑えるためのばね定数は $k_H=2 \times 10^5 \sim 4 \times 10^5$ (kN/m) 程度となる。なおばね定数 $k_H=1 \times 10^5 \sim 8 \times 10^5$ (kN/m) での橋脚の残留回転角は全て道路橋示方書の許容値 0.01 (rad) 以下であった。

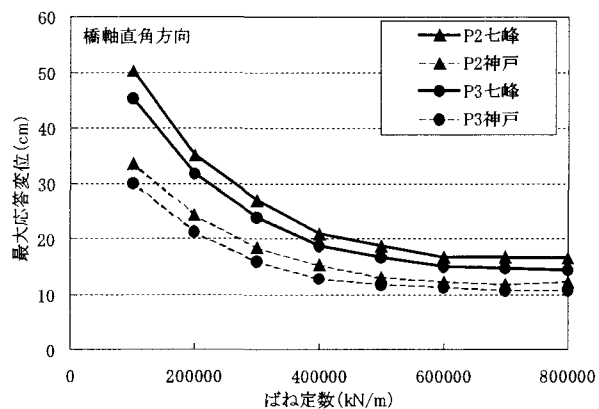
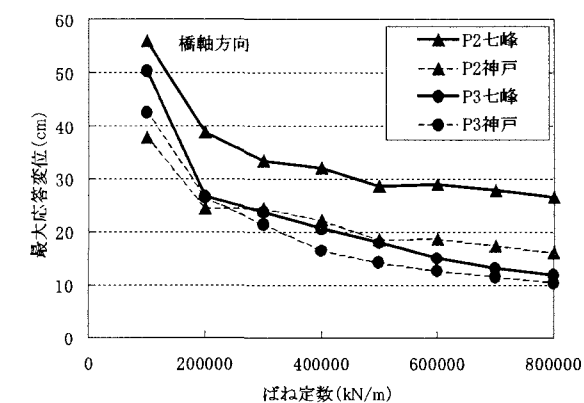


図-9 ばね定数と最大応答変位の関係

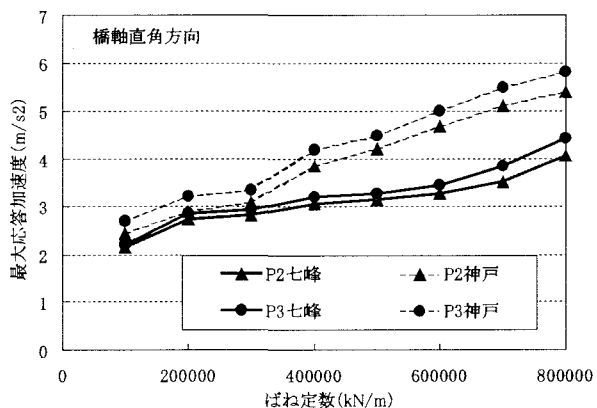
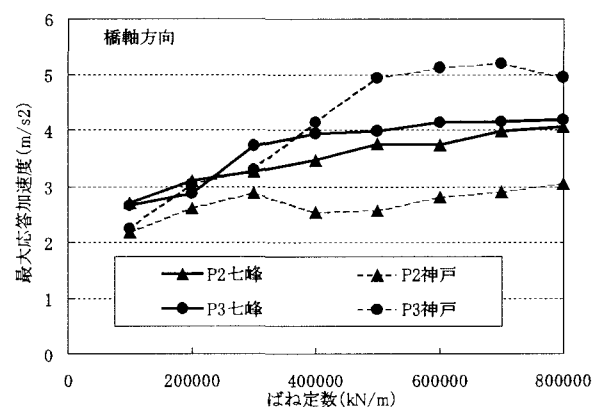


図-10 ばね定数と最大応答加速度の関係

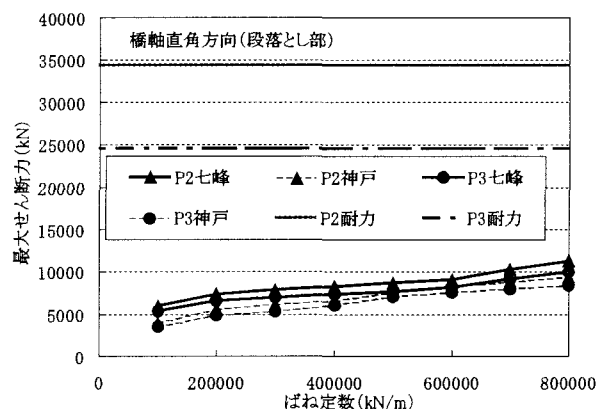
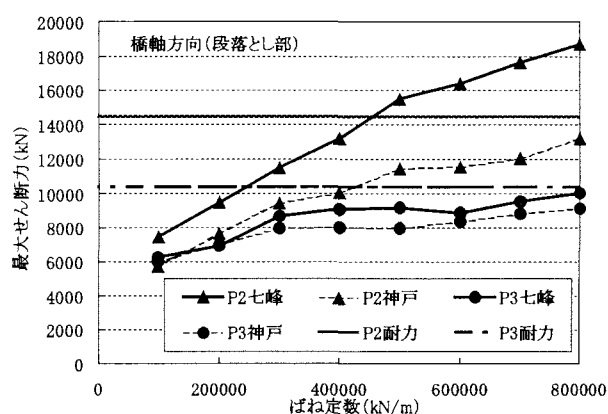


図-11 (a) ばね定数と最大せん断力の関係
(段落とし部)

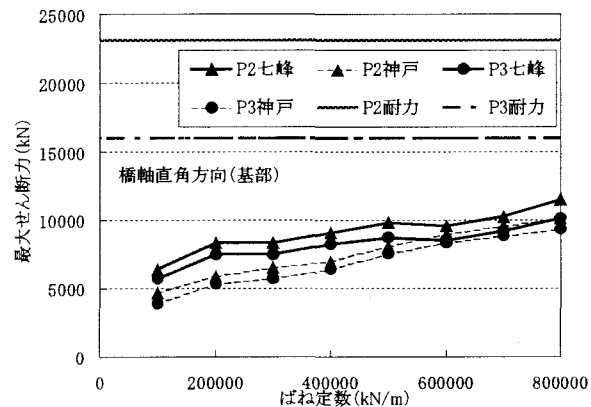
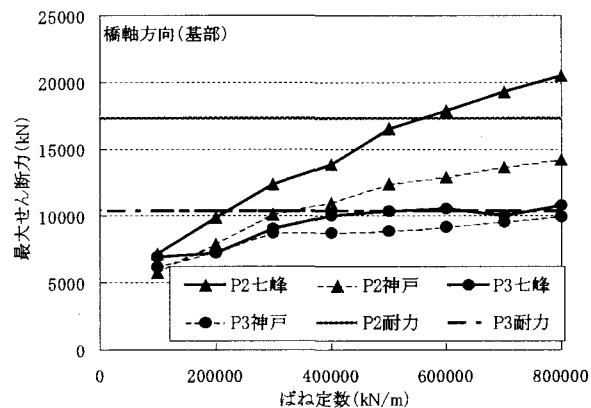


図-11 (b) ばね定数と最大せん断力の関係 (基部)

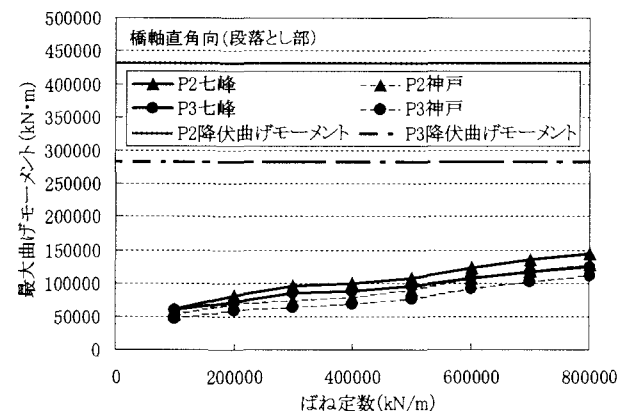
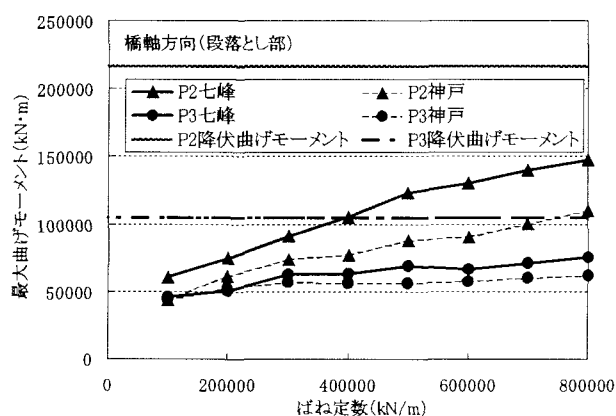


図-12 (a) ばね定数と最大曲げモーメントの関係
(段落とし部)

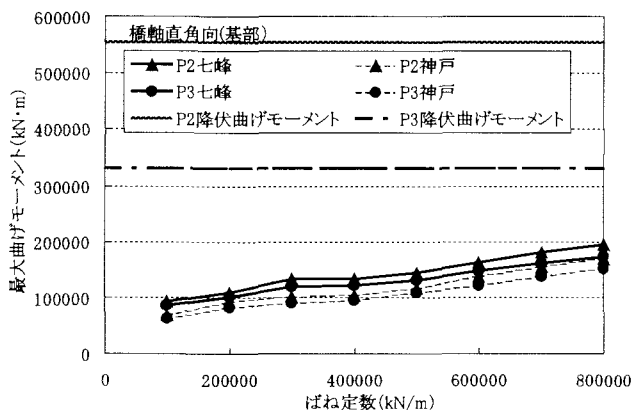
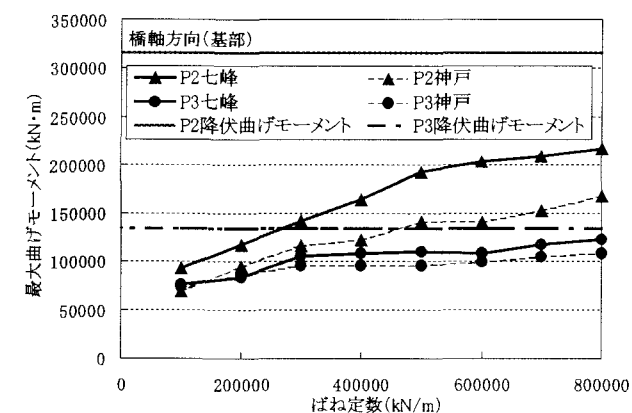


図-12 (b) ばね定数と最大曲げモーメントの関係 (基部)

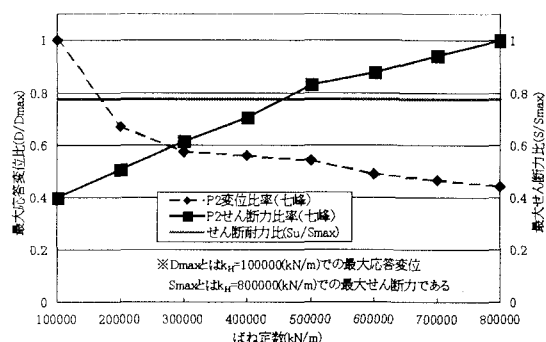


図-13 ばね定数と変位 (橋軸方向 P2 橋脚天端)
及びせん断力 (橋軸方向 P2 段落とし部) の関係

4. 2 入力地震動の影響

前述の様に 2 種類の地震動を入力し、各解析ケースで応答値を比較してきた。これまでの結果より主に次の事が言える。①非免震構造では、応答変位も断面力も七峰よりも神戸の方が大きい。②免震構造では逆に七峰の応答値の方が神戸のそれを上回っている。しかしばね定数が大きくなると図-10 に示す様に神戸の橋軸方向最大応答加速度が七峰を上回るケースも見られた。図-14 に 2 つの地震動のパワースペクトルを示したが、七峰は長周期成分 (低周波数成分) が、神戸は短周期成分 (高周波数成分) がそれぞれ卓越している。すなわち、ばね定数が小さい範囲では固有周期が長い七峰の地震動の影響が大きく、ばね定数が大きい範囲では固有周期が短いため神戸の影響が大きかったと言える。なお図-15 ~ 図-17 に $\mu = 0.1$, $k_H = 2 \times 10^5$ のケースの橋脚天端の変位及び加速度、免震層間の相対すべり量の時刻歴を示す。

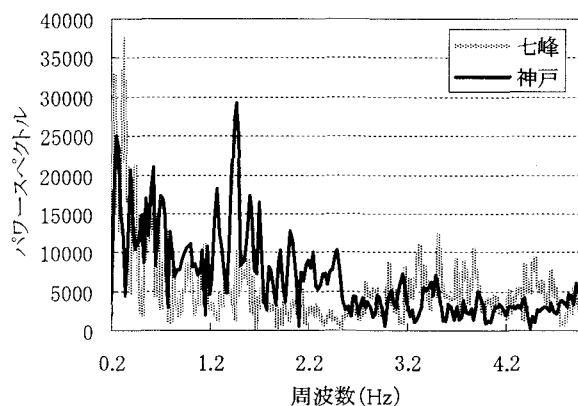


図-14 入力地震動の周波数特性

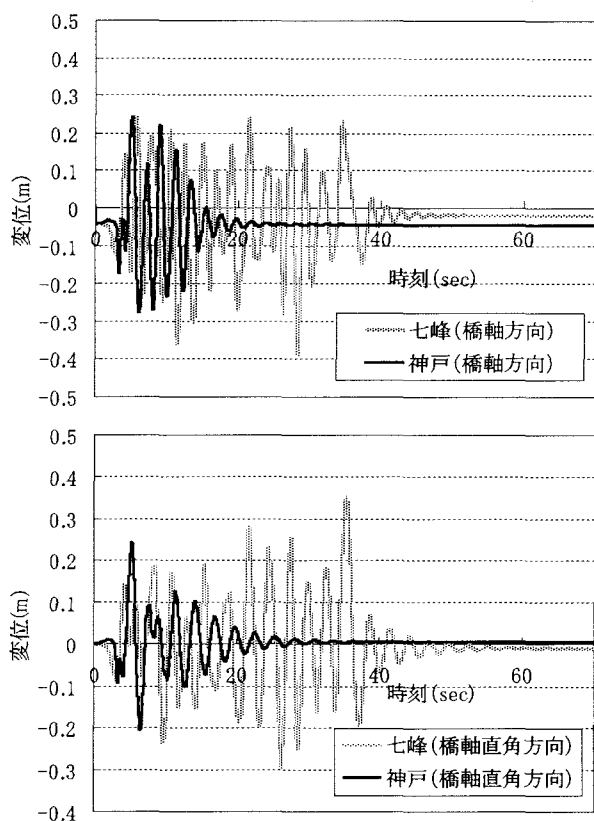


図-15 P2 橋脚天端変位

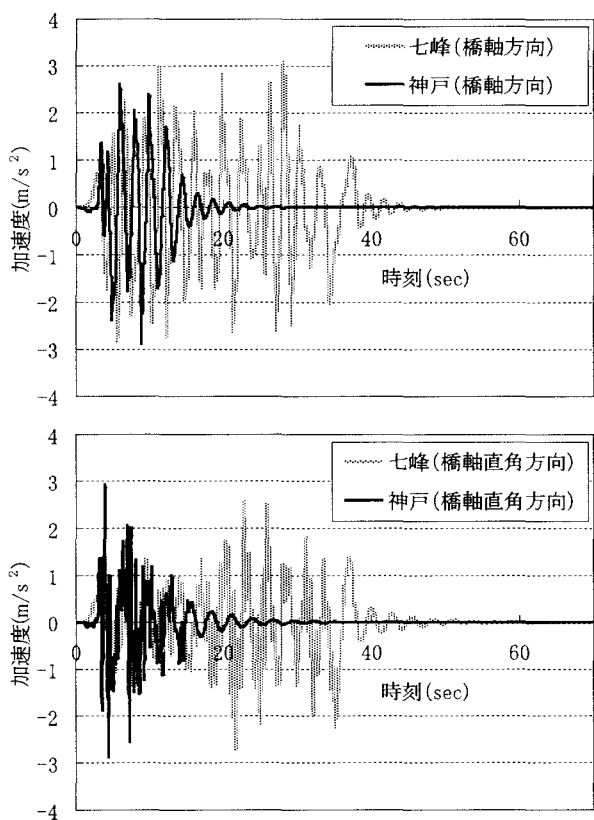


図-16 P2 橋脚天端加速度

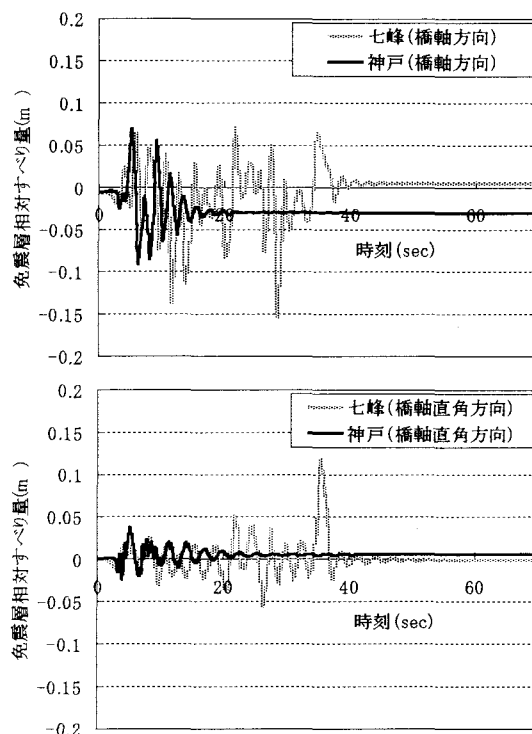


図-17 P2 橋脚免震層間相対すべり量

橋梁天端の最大水平変位量は 30 (cm) 程度であり
また免震層での残留相対変位量は橋軸方向で約 3
(cm) と計算された。ロッキングによる残留回転角
は非常に小さく、道路橋示方書で示される許容値
0.01 (rad) 以下であった。

5. 免震ゴム支承との比較

5. 1 免震ゴム支承のモデル化

道路橋示方書ではⅢ種地盤に対する免震ゴム支承
の採用は推奨されていないがここでは比較のために
今回提案した基礎免震構造（以下区別のため基礎免
震とする）との比較を行う。免震ゴム支承は従来構
造の支承部分を高減衰ゴム支承に置き換える。各支
承の形状、特性値を道路橋支承便覧に準拠し等価線
形化法によって収束計算し、ばねでモデル化した。
水平方向は基礎免震と同様に非線形性を考慮した。

(図-5 参照)。また鉛直と各回転方向のばねは剛と
した。免震ゴム支承の諸元を表-4 に示す。これと上
述の基礎免震のばね定数 $k_H=2 \times 10^5$ (kN/m)、摩擦
係数 $\mu=0.1$ のケースで応答値の比較を行った。なお

1 次固有振動数は基礎免震で橋軸直角方向に 0.36Hz, 免震ゴム支承では橋軸方向に 0.50Hz である。

表-4 免震ゴム支承の諸元

	設計変位	ゴム総厚	最大反力	正方形の一边
P1,P4	0.2	0.08	5.60E+03	0.8
P2,P3	0.2	0.08	1.28E+04	1.2
	1次剛性※	剛性低下率	降伏変位	減衰定数
P1,P4	1.53E+05	0.111	0.0047	0.146
P2,P3	4.58E+05	0.111	0.0016	0.146

単位:kN,m

※P1,P4は支承3基分,P2,P3は支承4基分

5. 2 解析結果

各々の免震構造の解析結果比較を表-5, 表-6 に示す。ここでは各構造の変位に対する許容値を満足した上でそれぞれの断面力を比較するために免震ゴム支承についてはゴム支承のせん断変形率（許容値 250%）を, 基礎免震については橋脚天端の残留回転角（許容値 0.01 (rad)）を用いた。これらから次の事が言える。①免震ゴム支承はゴムのせん断変形率を許容値内に収めると橋脚がせん断破壊及び曲げ降伏する可能性があるが基礎免震は変位, 断面力共に許容値内に留める事ができる可能性がある。②基礎免震では七峰の応答値が神戸よりも大きい。しかし免震ゴム支承はせん断変形率に関しては七峰が卓越しているが断面力に関しては一概にどちらの応答値が大きいとは言えない。③今回の免震ゴム支承モデルは最大反力が大きいため支承の形状が大きくなってしまい, その結果支承部のばねの 1 次剛性が大きくなり, 十分な免震効果が得られない。以上から今回提案する基礎免震構造は従来の免震ゴム支承と比較して優れた免震効果が認められた。なお免震ゴムに関しては更に変形性能に優れた支承を設置する必要があると今回の検討より分かった。

6. すべり, ロッキングの低減効果について

今回提案した基礎免震構造は橋脚基礎部の免震層が主たる地震動エネルギーの吸収を行う。エネルギーの逸散にはすべり摩擦及びロッキング振動の二つの効果がある。ここですべり摩擦及び橋脚のロッキ

表-5 変位許容値比較

解析ケース	免震支承 せん断変形率(%)	基礎免震 橋脚残留回転角(rad)
橋軸方向		
P2(七峰)	207.3	0.0017777
P2(神戸)	150.9	0.0010549
P3(七峰)	204.0	0.0007991
P3(神戸)	145.4	0.0013502
直角方向		
P2(七峰)	200.7	0.0006068
P2(神戸)	168.9	0.0000197
P3(七峰)	198.7	0.0006768
P3(神戸)	151.8	0.0000050

表-6 橋脚部断面力比較

解析ケース	免震ゴム支承	基礎免震
橋軸方向		
せん断力 (段落とし部) (kN)	P2(七峰) 23180 P2(神戸) 20310 P3(七峰) 15570 P3(神戸) 17470	9467 7677 6929 7021
せん断力 (基部) (kN)	P2(七峰) 24820 P2(神戸) 23790 P3(七峰) 16640 P3(神戸) 20030	9849 7913 7240 7286
橋軸直角方向		
せん断力 (段落とし部) (kN)	P2(七峰) 13180 P2(神戸) 18580 P3(七峰) 12490 P3(神戸) 14450	7369 5532 6624 4909
せん断力 (基部) (kN)	P2(七峰) 15050 P2(神戸) 22380 P3(七峰) 13930 P3(神戸) 17680	8342 5907 7487 5295
橋軸方向		
曲げモーメント (段落とし部) (kN・m)	P2(七峰) 226500 P2(神戸) 146300 P3(七峰) 115300 P3(神戸) 115000	74500 61600 50680 52240
曲げモーメント (基部) (kN・m)	P2(七峰) 263400 P2(神戸) 227800 P3(七峰) 148100 P3(神戸) 145100	116900 95310 83510 85780
橋軸直角方向		
曲げモーメント (段落とし部) (kN・m)	P2(七峰) 148100 P2(神戸) 153900 P3(七峰) 136700 P3(神戸) 129900	81500 68780 72140 60190
曲げモーメント (基部) (kN・m)	P2(七峰) 208300 P2(神戸) 243000 P3(七峰) 199800 P3(神戸) 203700	109000 92890 101300 83170

Su,Myより大きいケース

ングによるエネルギーの減衰を比較するために (5), (6) 式によってそれぞれ地震動エネルギーの吸収量を評価する。

$$W_s = \int_t M \cdot a(t) \cdot dS(t) \cdots (5)$$

$$W_R = \int_t M \cdot a(t) \cdot L \cdot d\theta(t) \cdots (6)$$

ここに W_s ; すべり摩擦によるエネルギー吸収量, W_R ; ロッキングによるエネルギー吸収量, M ; 質点の集中質量, $a(t)$; 時刻 t における質点の加速度 (m/s^2), $dS(t)$; 時刻 t における質点の変位量 (m), L ; 橋脚基礎から質点までの距離 (m), $d\theta(t)$; 時刻 t における質点の回転角 (rad) である。図-18,

図-19に両者の状況を示す。(5),(6)式によって算定したP2橋脚部免震層の各エネルギー吸収量を $\mu=0.1$, $k_H=2 \times 10^5$ (kN/m)のケースについて図-20及び図-21に示す。これらから以下のことが判明した。①入力地震動, 入力方向に関わらず W_S が W_R を上回った。なお橋軸方向の方がその比(W_S/W_R)が大きかった。②入力方向によらず七峰のエネルギー吸収量(W_S, W_R 共に)が神戸のそれを上回った。また今回の計算では下部のケーソン基礎のロッキングはほとんどなく橋脚のロッキングが支配的であった。また免震層での上下方向の加速度は 0.1 (m/s^2)以下であり橋脚と基礎間とに衝撃的な力は発生していなかったと言える。図-22に橋脚天端の質点の慣性力と免震層での相対的なすべり量の関係を示す。慣性力が頭打ちとなっており上部にある一定以上の

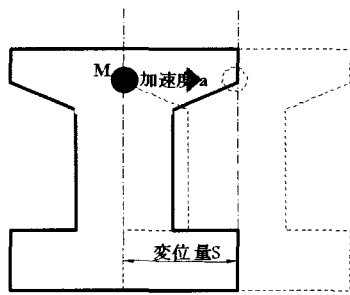


図-18 免震層のすべり摩擦の状況

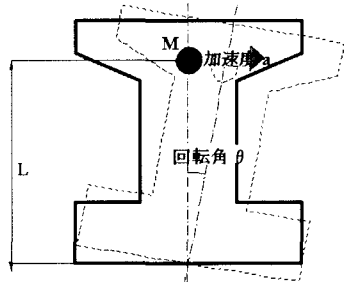


図-19 橋脚のロッキングの状況

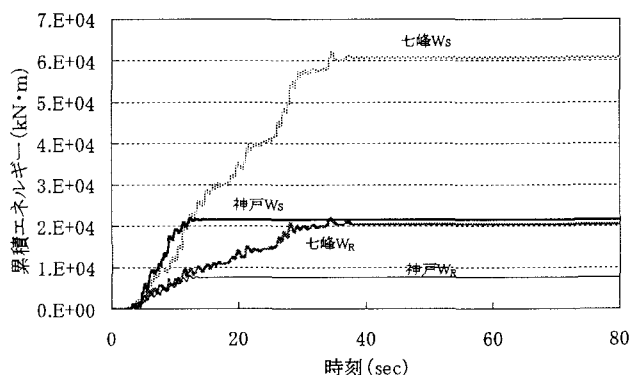


図-20 橋軸方向の累積エネルギー

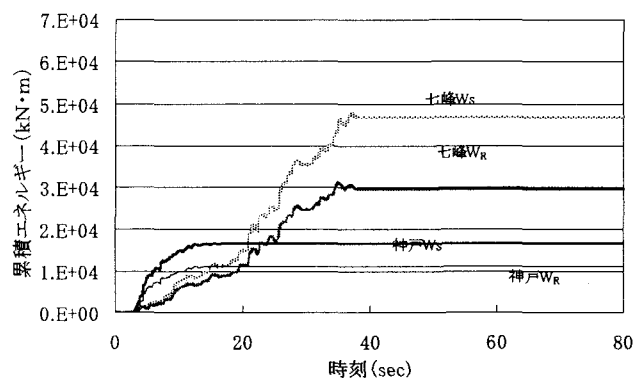


図-21 橋軸直角方向の累積エネルギー

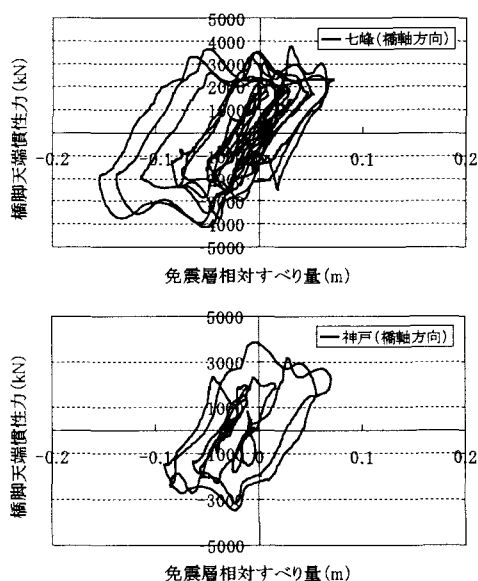


図-22 P2橋脚天端慣性力～すべり履歴ループ(橋軸方向)

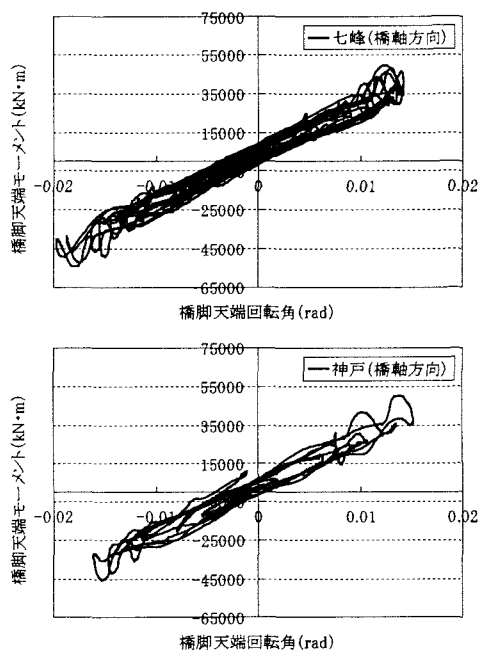


図-23 P2橋脚天端モーメント～回転角履歴ループ(橋軸方向)

力が伝達されないことと相対的なすべりが次第に増加していく状況を示している。一方図-23に示すように橋脚のロッキングによる回転角は橋脚天端の質点の曲げモーメントとほぼ比例関係にあった。

7. 結論

基礎免震構造を有する箱桁橋梁の地震応答計算を行い、次に示す事が分かった。

①一般的にゴム支承による免震効果は軟弱地盤では有効でないと考えられるが、今回提案している橋脚基礎部に免震構造を採用する事によって、従来の非免震構造に比べて橋脚部の断面力を低減することができ、兵庫県南部地震クラスに対しても橋脚部を無被害に留める可能性を示した。

②免震層を構成する材料の摩擦係数が小さいほど橋脚部の断面力及び変位が低減された。また免震層が滑り橋脚のロッキングが生じたとしても道路橋示方書に示される許容値以内であった。

③一般に免震層のばね定数が小さいほど断面力は小さくなるが同時に橋脚部の変位が増大する。しかし断面力及び変位を所定の値に留めるには、ばね定数はある範囲の値が必要である。今回対象とした橋梁において免震効果が発揮できるばね定数の値は $k_H=2 \times 10^5 \sim 4 \times 10^5$ (kN/m) であった。

④現在一般に普及している免震ゴム支承と今回提案した基礎免震構造とで応答値の比較を行ったが、免震ゴム支承よりも基礎免震構造の方が良い結果を示した。また免震ゴム支承は特に長周期地震動（七峰）に対して支承部のせん断変形率が大きくなり、支承部のせん断変形率を許容値内に留めると橋脚部にせん断破壊及び曲げ降伏が生じる可能性があった。

⑤非免震構造では短周期地震動（神戸）の応答値の方が卓越していたが、免震構造を採用する事によって構造系の固有周期が長周期化され、長周期地震動（七峰）の応答値の方が卓越した。

⑥免震構造のエネルギー逸散は主に免震層でのすべりと橋脚のロッキングによって行われるが入力地震動、入力方向によらずすべりの効果（ W_s ）が卓越し

た。また今回の入力地震動に対しては七峰のエネルギー逸散量が神戸のそれを2～3倍上回った。

あとがき

本研究は五洋建設（株）及び（株）オリエンタルコンサルタンツと共同で実施している。今回は限られた条件下で一種類の橋梁を対象として計算したが、基礎免震構造がどのような条件下で有効か一般的な情報とするため今後各種条件下で計算を行い、かつ計算法の妥当性を模型実験等と比較検討したい。また所定の性能（ばね定数、摩擦係数）を持つ免震材料の選定も今後の重要な検討課題である。また今回の免震構造は横ずれ断層、護岸での液状化による水平移動にも有効な対策工と考えており併せて今後検討を行っていききたい。

参考文献

- 1) 川島一彦：リオン・アンティリオン橋の耐震設計橋梁と基礎，pp.33-36，2001.3
- 2) 日本免震構造協会：免震構造入門，pp.146-153，1995.7
- 3) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，pp.305，2002.3
- 4) 日本道路協会：道路橋支承便覧，pp.95-102，pp.119-121，2004.4
- 5) 安同祥，渡辺勉，近藤岳史，清宮理：橋梁の免震基礎に関する模型振動実験，第27回地震工学研究発表会、Vol.27，2003.11
- 6) 横田弘，清宮理，田中祐人，岡下勝彦：兵庫県南部地震での第二摩耶大橋の被害状況と地震応答計算，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.19 No.2，pp.165-171，1997.7
- 7) 渡辺勉，清宮理：免震基礎を有する橋梁の動的応答計算，第27回地震工学研究発表会，2003.12
- 8) 川島一彦，細入圭介：直接基礎のロッキング振動が橋脚の非線形地震応答に及ぼす影響，土木学会論文集，No.703/I-59，pp.97-111，2002.4