

## (2) 名神高速道路瓦木西高架橋の耐震設計

日本道路公団	大阪建設局	中藪 明広
日本道路公団	大阪建設局	中尾 信裕
大成建設(株)	正会員	渡辺 芳樹
大成建設(株) 土木設計第一部	正会員	○梅津 芳樹

### 1. はじめに

名神高速道路瓦木西高架橋は、兵庫県南部地震により落橋し、早急に復旧すべく新設橋として設計されたものである。

復旧は、3径間連続中空RC床版を、桁自重軽減等の理由で2主版PCホロー桁橋に変更し、下部工は、必要に応じて、新設、拡幅、増し杭を行なった。耐震装置としては、新たにLRB(鉛プラグ入り積層ゴム支承)、すべり支承、ラバーデバイスを設置した。

橋脚は、震度法、保有水平耐力の照査によって設計を行ない、最終的に動的解析によって照査した。フーチングおよび杭基礎は、動的解析で求めた断面力を使用して設計を行なった。動的解析のモデルは、約52度の斜角を持つことを考慮して立体フレームとし、神戸海洋気象台で観測された地震波を用いて、非免震、免震の両構造によって応答スペクトル解析および非線形時刻歴解析を行なった。

すべり支承は、地震力を橋脚から橋桁に伝えないための支承であり、ラバーデバイスは、すべり変位を元に戻すためのダンパー/ストッパーである。この2種の装置から成り立つ免震システムを中間橋脚に採用した。本装置は、斜橋であることを考慮して全水平方向に変形可能であり、斜角による地震時の複雑な挙動にも十分対処できるものである。

本報告では、名神高速道路瓦木西高架橋の動的解析結果および、新たに設置した免震システム(すべり支承、ラバーデバイス)についてご報告するものである。

### 2. 橋梁概要

表-1に設計一般条件を示す。復旧前の本橋は、約52度の斜角を有する橋長51.5mの3径間連続RC中空床版橋であった。端部橋脚(P24、P27)は、壁式橋脚に対して、中間橋脚(P25、P26)は軸力のみしか支持しないロッキングコラムであった。

復旧後は、隣接する橋と近似させ、桁高を隣接橋と同様0.9mとした(図-1参照)。また、桁自重を極力軽量化し地震時上部工慣性力を低減させるために、桁断面積の小さい2主桁断面のPC構造とした。端部橋脚(P24、P27)基礎には、いずれも8本の増し杭を行なった。特に、P24では可動沓から免震沓へと変更したため上部工水平力が増加し、その結果、橋脚脚に関して拡幅250mmのRC巻き立てを行なった。中間橋脚では、いずれも壁式橋脚に変更し、2本の増し杭を行なった。

表-1 設計一般条件

道路規格：第1種3級A規格	
橋種	プレストレストコンクリート道路橋
橋長	51.500m
支間長	15.775m+18.700m+15.775m
幅員	全幅10.540m有効幅員9.400m
斜角	右51° 52' 24"
縦断勾配	±7.00%
活荷重	B活荷重
構造形式	3径間連続2主床版橋

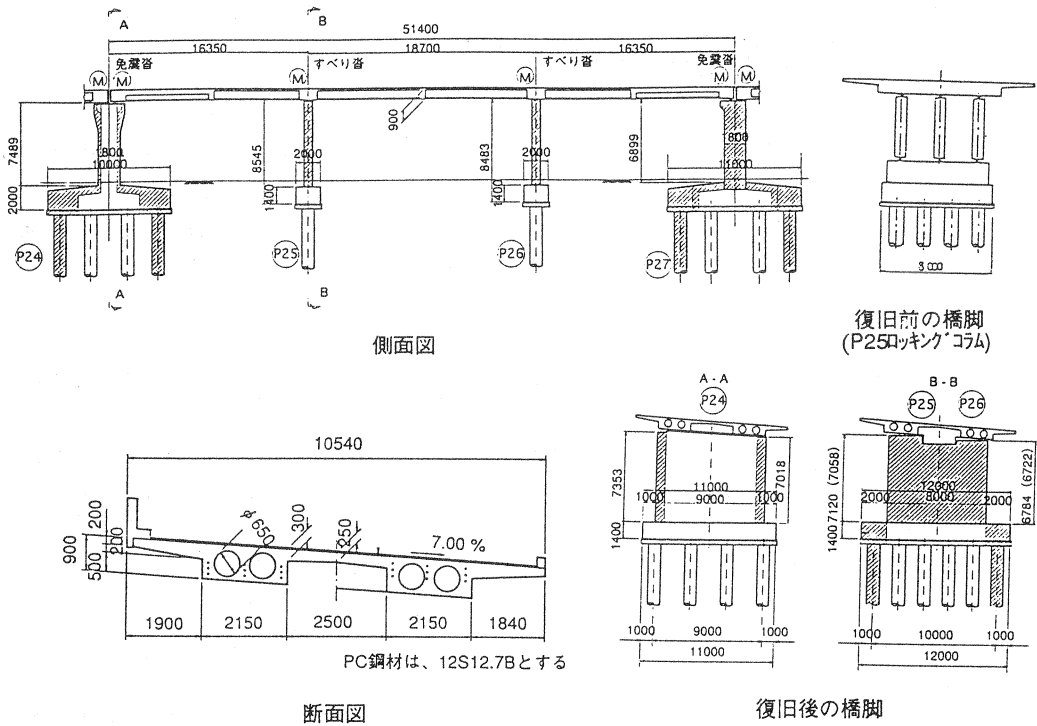


図-1 構造一般図(斜線部は新設部、拡幅部とする)

3. 非線形時刻歴解析

動的解析として、非線形時刻歴解析を行なった。応答スペクトル法解析は参考値とし、設計に採用する終局時設計断面力は非線形時刻歴解析によるものとした。以下に、非線形時刻歴解析について示す。

3.1 解析モデル

図-3に解析モデル、表-2に各部材の減衰定数を示す。

橋脚は、非線形性をできるだけ厳密に評価するため要素数を多くした。特に非線形性が大きくなると予想される橋脚下端付近の要素長さは50cm程度となるように設定した。橋脚の下に設けたフーチング部は、線形なはりりでモデル化した。橋脚下端には、地盤の剛性低下を考慮して、せん断弾性波速度

表-2 部材の減衰定数

減衰定数	
上部工	0.03
下部工	0.05
基礎工	0.20
免震支承	P24 0.1785
	P27 0.2292

表-3 免震構造の特性

	初期剛性 (1/m)	降伏後剛性 (1/m)	降伏変位 (cm)
P24	1710	263	0.900
P27	1833	282	1.395

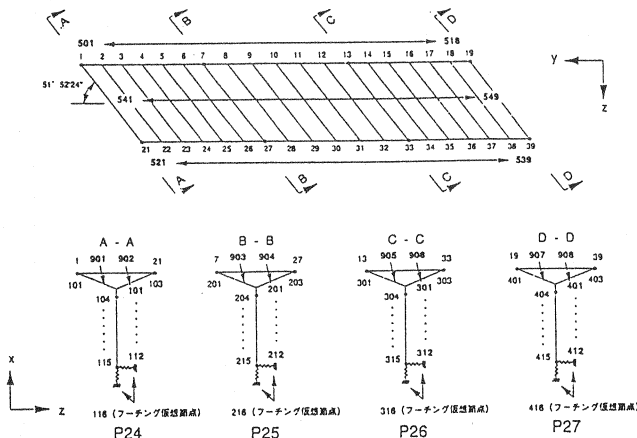


図-3 解析モデル図

V<sub>s</sub>を微小ひずみ時のV<sub>s</sub>(PS検層による)の50%に設定した。そして、道路橋示方書に基づき線形独立な地盤ばねを取り付けた。

免震のケースでは、P24とP27の橋軸直角方向は固定とし、橋軸方向は免震と考え、表-3に示す免震装置のバイリニア特性をもったばねでモデル化した(ケース3、ケース4)。

橋脚は、クラック発生点と鉄筋降伏点を折点とした骨格曲線を持つTri Linearモデルを使用する。図-4に各橋脚の非線形性を表す骨格曲線を示す。応力ひずみ曲線を作成するに当たり、「道路橋の復旧に係わる仕様」で規定されている帯鉄筋の効果を考慮した。Degrading Tri Linearモデルの履歴ルールは、武藤モデルに準拠した。武藤モデルは、クラック発生後から鉄筋降伏までは、原点指向型となり、鉄筋降伏後にDegrading型のBi Linear曲線を描く。

なお、橋脚の軸力変動の影響は小さいと考えられるので本解析においては軸力変動の影響は考慮しないものとした。

### 3.2 入力地震波

図-5に示す神戸海洋気象台波(NS、EW成分)とする。解析対象区間は、最大地震波となる地震発生から9秒から19秒の10秒間とした。橋脚の非線形性をできるだけ忠実に評価するため、水平2方向同時加振とした。ただし、地震波に方向性があるため、それぞれの地震波に対して橋軸方向にNS成分を入力した場合(橋軸直角方向はEW成分)とEW成分を入力した場合(橋軸直角方向はNS成分)の2ケースを実施した。

### 3.3 解析ケース

解析ケースは表-4の示すとおり、非免震、免震とした場合で行なう。地震波の入力方法は、橋軸方向、橋軸直角方向に入力するため検討ケースは2×2=4ケースとする。なお、実際の挙動にさらに近似させるため、上記4ケースのうち最も厳しいケースについてより現実な応答を求めるために中間すべり支承部の摩擦の効果を考慮した解析を行なった。

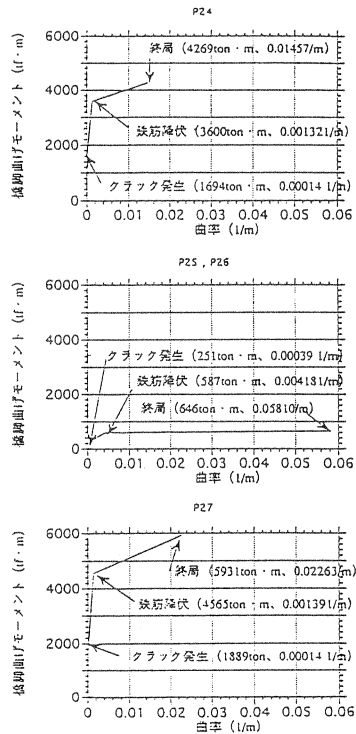


図-4 各橋脚の非線形骨格曲線

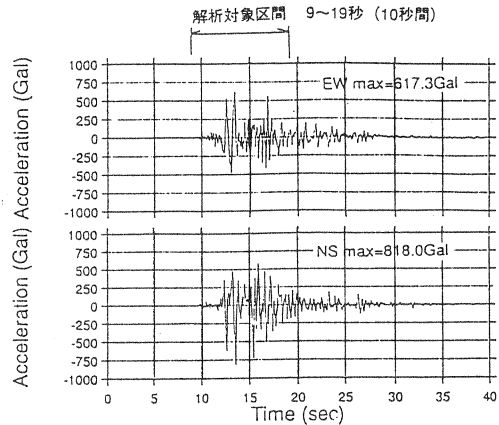


図-5 入力地震波 (神戸海洋気象台観測波)

表-4 解析ケース

ケース	変承条件						入力地震波		備考	
	橋軸方向			橋軸直角方向			橋軸方向	橋軸直角方向		
	P24	P25	P26	P24	P25	P26				P27
ケース1	○	×	×	×	×	×	×	NS成分	EW成分	非免震
ケース2	○	×	×	×	×	×	×	EW成分	NS成分	
ケース3	△	○	○	△	○	○	○	NS成分	EW成分	免震
ケース4	△	○	○	△	○	○	○	EW成分	NS成分	
ケース5	△	注1	注1	△	×	○	×	NS成分	EW成分	

注)○:フリー、×:拘束、△:免震装置  
注1)すべり変位の効果(摩擦係数10%)を考慮

3.4 解析結果

(1) 固有値解析

非免震モデルと免震装置の1次剛性を使用したモデルおよび2次剛性を使用したモデルにおいて1次～5次までの固有周期と橋軸方向および橋軸直角方向の有効質量比を表-5に示す。非免震の場合、1次固有周期が0.41秒で橋軸方向の有効質量比が約40%、橋軸直角方向の有効質量比が約20%で両方の変形が連成している。これに対して免震した場合の1次固有周期は免震装置に1次剛性を用いた場合0.59秒、2次剛性を用いた場合1.26秒と非免震の場合より長くなる。なお、この場合の有効質量比は橋軸方向だけが大きく、橋軸直角方向とは連成しないことがわかった。

表-5 固有周期および有効質量比

モード	非免震				免震				
	固有周期		有効質量比(%)		1次剛性		2次剛性		
	(sec)	橋軸方向	直角方向		(sec)	橋軸方向	直角方向	(sec)	橋軸方向
1	0.414	42	21	0.588	45	3	1.260	38	0
2	0.248	2	25	0.363	1	48	0.380	1	54
3	0.205	2	3	0.231	3	1	0.237	0	1
4	0.204	17	19	0.228	3	2	0.231	3	2
5	0.169	10	1	0.227	0	1	0.228	2	2

(2) 橋脚各部の応答

表-6に各橋脚の応答最大値、表-7に免震装置を導入した場合の応答最大値と橋桁～橋脚間の相対変位の最大値、図-6に非免震と免震の場合のP27橋脚下端の応答図、図-7にすべり支承の効果を考慮しない場合と考慮した場合のP25橋脚下端の応答図を示す。

表-6 各橋脚の応答値  
(曲げモーメント、曲率)

ケース1：橋脚NS、橋軸直角EW

橋脚	最大曲率 (1/m)	降伏曲率 (1/m)	許容曲率 (1/m)	終局曲率 (1/m)	作用曲げ モーメント (t・m)	降伏曲げ モーメント (t・m)	許容曲げ モーメント (t・m)	終局曲げ モーメント (t・m)
P 2 4	0.00036	0.00132	0.0102	0.0146	2051	3600	4046	4269
P 2 5	0.00380	0.00417	0.0401	0.0581	553	586	625	645
P 2 6	0.00399	0.00417	0.0401	0.0581	570	586	625	645
P 2 7	0.00235	0.00138	0.0155	0.0226	4627	4565	5415	5930

ケース2：橋脚EW、橋軸直角NS

橋脚	最大曲率 (1/m)	降伏曲率 (1/m)	許容曲率 (1/m)	終局曲率 (1/m)	作用曲げ モーメント (t・m)	降伏曲げ モーメント (t・m)	許容曲げ モーメント (t・m)	終局曲げ モーメント (t・m)
P 2 4	0.00024	0.00132	0.0102	0.0146	1853	3600	4046	4269
P 2 5	0.00280	0.00417	0.0401	0.0581	465	586	625	645
P 2 6	0.00293	0.00417	0.0401	0.0581	476	586	625	645
P 2 7	0.00135	0.00138	0.0155	0.0226	4485	4565	5415	5930

ケース3：免震 橋脚NS、橋軸直角EW

橋脚	最大曲率 (1/m)	降伏曲率 (1/m)	許容曲率 (1/m)	終局曲率 (1/m)	作用曲げ モーメント (t・m)	降伏曲げ モーメント (t・m)	許容曲げ モーメント (t・m)	終局曲げ モーメント (t・m)
P 2 4	0.00103	0.00132	0.0102	0.0146	3090	3600	4046	4269
P 2 5	0.00047	0.00417	0.0401	0.0581	258	586	625	645
P 2 6	0.00045	0.00417	0.0401	0.0581	256	586	625	645
P 2 7	0.00088	0.00138	0.0155	0.0226	3486	4565	5415	5930

ケース4：免震 橋脚EW、橋軸直角NS

橋脚	最大曲率 (1/m)	降伏曲率 (1/m)	許容曲率 (1/m)	終局曲率 (1/m)	作用曲げ モーメント (t・m)	降伏曲げ モーメント (t・m)	許容曲げ モーメント (t・m)	終局曲げ モーメント (t・m)
P 2 4	0.00103	0.00132	0.0102	0.0146	3100	3600	4046	4269
P 2 5	0.00039	0.00417	0.0401	0.0581	251	586	625	645
P 2 6	0.00038	0.00417	0.0401	0.0581	243	586	625	645
P 2 7	0.00086	0.00138	0.0155	0.0226	3444	4565	5415	5930

ケース5：免震 橋脚EW、橋軸直角NS

橋脚	最大曲率 (1/m)	降伏曲率 (1/m)	許容曲率 (1/m)	終局曲率 (1/m)	作用曲げ モーメント (t・m)	降伏曲げ モーメント (t・m)	許容曲げ モーメント (t・m)	終局曲げ モーメント (t・m)
P 2 4	0.00084	0.00132	0.0102	0.0146	2782	3600	4046	4269
P 2 5	0.00260	0.00417	0.0401	0.0581	446	586	625	645
P 2 6	0.00246	0.00417	0.0401	0.0581	433	586	625	645
P 2 7	0.00070	0.00138	0.0155	0.0226	3092	4565	5415	5930

P 2 5、P 2 6の摩擦係数を考慮したケース

表-7 免震装置を設置した場合の応答値  
(反力、変位)

ケース3：免震 橋脚NS、橋軸直角EW

橋脚	免震装置の 反力 (ton)	免震装置に 生ずる 変位	橋桁～橋脚 間の 軸方向 相対変位 (c m)	橋桁～橋脚 間の 軸直角方向 相対変位 (c m)
P 2 4	161	25.7	-----	-----
P 2 5	-----	-----	28.1	6.0
P 2 6	-----	-----	28	5.6
P 2 7	189	25.9	-----	-----

ケース4：免震 橋脚EW、橋軸直角NS

橋脚	免震装置の 反力 (ton)	免震装置に 生ずる 変位	橋桁～橋脚 間の 軸方向 相対変位 (c m)	橋桁～橋脚 間の 軸直角方向 相対変位 (c m)
P 2 4	140	21.6	-----	-----
P 2 5	-----	-----	22.4	5.5
P 2 6	-----	-----	22.2	5.0
P 2 7	162	21.1	-----	-----

ケース5：免震 橋脚NS、橋軸直角EW

橋脚	免震装置の 反力 (ton)	免震装置に 生ずる 変位	橋桁～橋脚 間の 軸方向 相対変位 (c m)	橋桁～橋脚 間の 軸直角方向 相対変位 (c m)
P 2 4	137	21.2	-----	-----
P 2 5	-----	-----	23.5	4.2
P 2 6	-----	-----	23.4	4.0
P 2 7	165	21.5	-----	-----

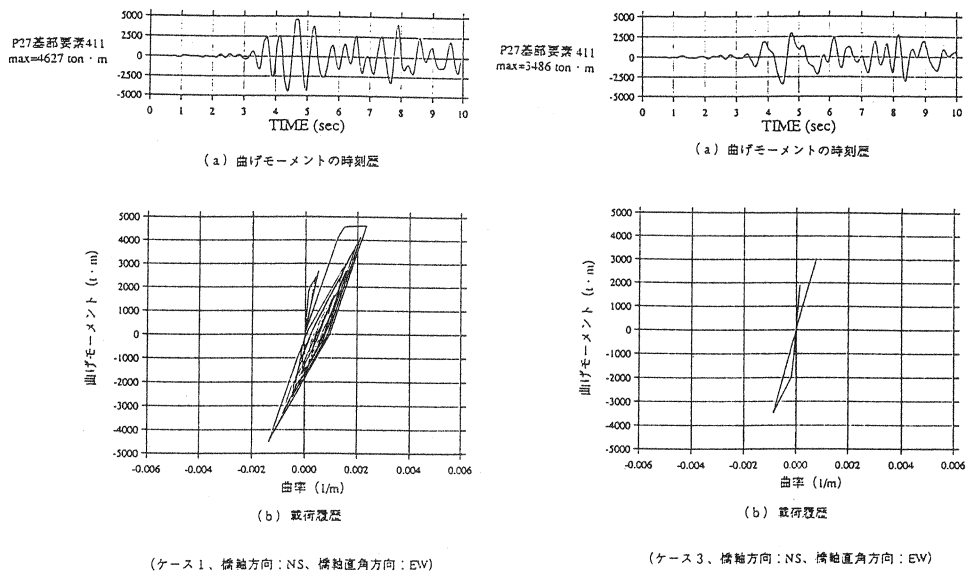


図-6 P27橋脚下端の応答 (曲げモーメント、曲率)  
左: 非免震、右: 免震

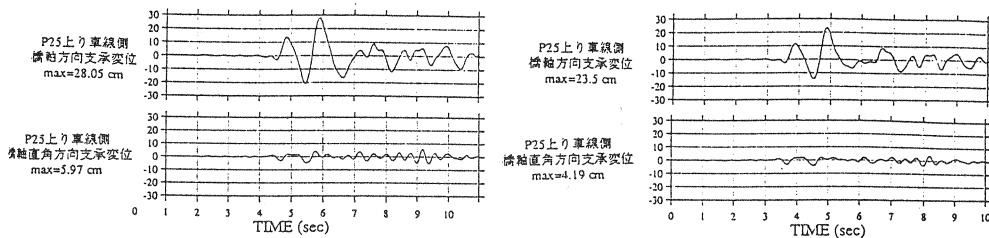


図-7 P25橋脚下端の応答 (橋軸方向、橋軸直角方向の支承変位)  
左: すべり沓の摩擦係数を考慮しない場合、右: 考慮する場合

(3) 橋脚の安全性について

橋梁の安全性に関して以下の点が指摘できる。

- ① 非免震の場合、支承条件により断面力がP27に集中する傾向があり、橋軸方向にNS波を用いたケース1では、P27の鉄筋が降伏する。(表-6参照)
- ② P24とP27に免震支承を導入すると、橋桁の橋軸方向の応答加速度が非免震支承の場合に比べて低下する。これに伴い、免震した場合は、P27に作用する曲げモーメントが低下する(図-6参照)。ただし、P24橋脚は、非免震の場合、支承条件がフリーであったことから、免震の場合は、曲げモーメントは増加する。しかし、橋脚の鉄筋は降伏には至らず十分な安全性を有していると考えられる。なお、橋桁の軸方向変位は、免震装置の導入より増加する傾向にある。
- ③ P25とP26のすべり支承による摩擦係数を考慮すると、P24、P27の免震装置に生ずる変位やP25、P26の橋桁～橋脚間の軸方向相対変位が28cmから24cm程度へ減少する(図-7参照)。

以上より、免震装置を導入するとして復旧後の構造物は、兵庫県南部地震相当が再来した場合でも、橋脚にクラックが生ずるものの、橋脚が降伏に至らず十分な安全性を有しているものと考えられる。

4. 本橋に用いた免震システム

P24、P27の支承をLRB(鉛プラグ入り積層ゴム支承)とし、復旧前に固定端であったP27は、上部工地震時水平力を震度法レベルで60.9%、保有水平耐力レベルで54.5%を分担するように設計した。

中間橋脚であるP25、P26は、近接に埋設物が既設されているため杭が1列しか配置できないので、多くの水平反力を負担することができない。また、斜橋であるため地震時の挙動は複雑となる。

そこで、摩擦係数が0.1と小さく全水平方向に変位可能なすべり支承とすべり変位を元に戻すためのダンパー/ストッパー(呼称してラバーデバイス)の2種の装置から成り立つ免震システムを採用し、上部工水平反力を極力負担しないようにした。すべり支承は、テフロン板とステンレス板よりなる摩擦摺動部をもつダンパー(エネルギー吸収装置)である。ラバーデバイスは、高減衰ゴムからなるダンパーであり、図-9に示すようにゴムが放射上に配置されているため、全水平方向移動可能となっている。この免震システムの復元力特性を実験および数値解析により検討した結果、復元特性が良好なことが実証されている。

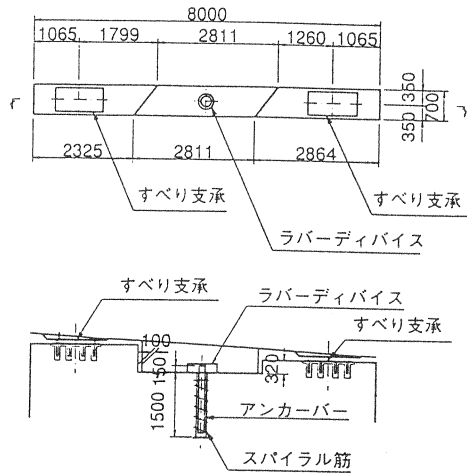


図-8 P25(26)橋脚天端図

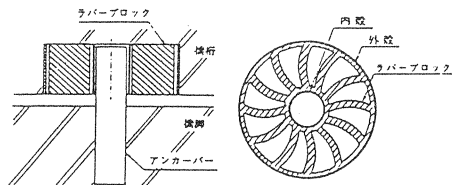


図-9 ラバーデバイス概要図

5. さいごに

本報告では、神戸海洋気象台の入力地震波を用いた非線形時刻歴解析を行なった実施設計を示した。この耐震設計によって、兵庫県南部地震相当においても安全性を確保することができた。

最後に、本橋復旧にあたり、多大なご指導、ご協力を頂きました関係各位に深く感謝する次第であります。

【参考文献】

- 1) 建設省土木研究所：兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係わる仕様、1995.3
- 2) 道路橋示方書・同解説V耐震設計編、1990.2
- 3) 建設省：道路橋の免震設計法マニュアル(案)、(財)土木研究センター、1992.12
- 4) 岡本、藤井、尾崎：すべり方式免震システムを有する橋梁の動特性に関する実験的研究、土木学会論文集、N O.507/I-30、PP.167~PP.177、1995.1
- 5) 岡本、深沢、久野：橋脚の非線形性を考慮したすべり方式免震橋梁の動的挙動、構造工学論文集、Vol.41A、PP.735~PP.743、1995.3