

地震時における橋梁構造物の3次元挙動

Three Dimensional Response of Bridge Systems Subjected to Strong Ground Motions

渡邊英一*、杉浦邦征**、北根安雄***

Eiichi WATANABE, Kunitomo SUGIURA and Yasuo KITANE

*Ph.D.、工博 京都大学大学院教授 工学研究科 土木工学専攻 (〒606-01 京都市左京区吉田本町)

**Ph.D. 京都大学大学院助教授 工学研究科 土木工学専攻 (〒606-01 京都市左京区吉田本町)

***京都大学大学院 工学研究科 土木工学専攻 (〒606-01 京都市左京区吉田本町)

Damages of bearing devices of highway bridges by the Great Hanshin-Awaji Earthquake were remarkable. It is assumed that the uplift force of superstructures may cause damages to bearings of T-shaped bridge piers. In order to evaluate the forces acting on bearings during strong earthquakes, the necessity has arisen to know the precise 3 dimensional spatial behavior of the bridge systems. In this study, a viaduct is modeled into a space frame structure and its seismic response is assessed by the elasto-plastic finite displacement analysis. Particular emphasis is given to the local load transfer at bearing devices as well as the effect of the components of strong ground motion on the response of a viaduct. Moreover, a skew bridge and a curved bridge are also analyzed in order to investigate the effect of unsymmetry of bridge systems on their seismic responses.

Key Words: bearing devices, bridge systems, seismic response, 3 dimensional nonlinear dynamic analysis

1. はじめに

1995年1月17日発生した兵庫県南部地震は、建物、道路、地下鉄、港湾など様々な建造物に甚大な被害を引き起こした。中でも特に注目したいのは、都市高速道路および鉄道の高架橋である。地震によって高架橋の部位で最も被害を受けやすいのは橋脚であるが、兵庫県南部地震でもその例に漏れず多くの被害が見られた。構造材料別に見ると、鋼製橋脚の損傷例としては、橋脚基部における局部座屈、脆性破壊、低サイクル疲労損傷などが、RC橋脚においては、橋脚基部または段落とし部におけるせん断破壊が多く見られた^{1),2)}。さらに高架橋の被害として数多く報告されたものに支承のずれがある。兵庫県南部地震道路橋震災対策委員会によって比較的損傷度が高い被災度B以上 (Table 1 参照) と判定された支承は全支承のうち18%程度であり、かなりの支承が被害を受けたことが分かる³⁾。また、支承が破損したことにより、桁端部が損傷した例も目立った。

本研究では、兵庫県南部地震において数多くの被害が報告された支承の破損に注目する。支承の被害が数多く報告されるようになったのは、1978年の宮城県沖地震頃からである。基礎など下部構造の耐震設計が進んできた結果、関東地震、福井地震などに見られた下部構造全体の移動、傾斜、転倒などによる被害は生じなくなったが、

その代わりに橋脚や粘りが少ない弱点部である支承部に被害が集中するようになったのである。支承部の被災には、桁に作用した大きな水平力が原因となったものが多かったが、上部構造と下部構造とが分離し、支承が切断されたとしか考えられない現象も観察された。例えば、T型橋脚を有する高架橋の支承破損の一原因として、次のようなことが考えられる。「梁部の大きいT型橋脚は梁部と柱部に剛接されており、地震力による柱頭部のたわみ角が梁部の上下方向の変位に影響を与える。梁部材端で大きくなった変位に加えて上下地震動との組み合わせが、支承に上揚力を働かせ上部構造が浮き上がり、支承が切断された」というような現象 (Figure 1 参照) である。

Table 1 支承の被災度区分³⁾

被災度	定義
A	セットボルト・アンカーボルトの破断や、ソールプレート・ボス部の被害があるもの 沓座コンクリートが破壊したものの
B	ピンの切断・上沓ストッパーの破断があるもの ローラー・アンカーボルトの抜け出しがあるもの 移動制限装置が破損したものの 沓座モルタルが破壊したものの
C	上沓・下沓が変形したもの セットボルトがゆるんだもの 移動制限装置に変形もしくは亀裂が生じたもの 沓座コンクリート・沓座モルタルに亀裂が生じたもの
D	損傷がないか、あっても耐荷力に影響のない極めて軽微なもの

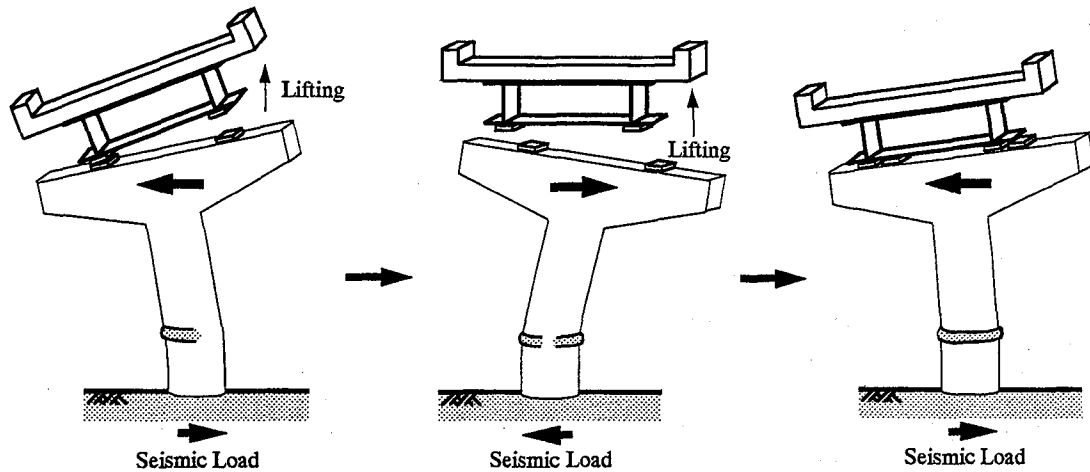


Figure 1 T型橋脚における支承破損メカニズム

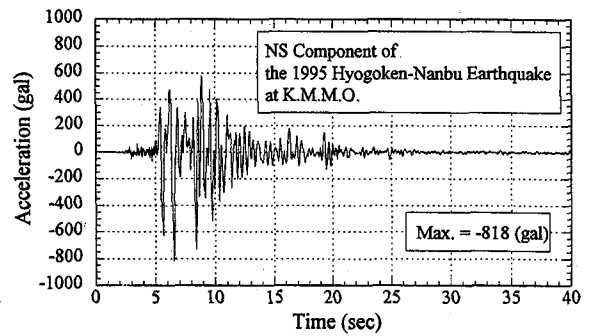
橋梁全体としての耐震性のバランスをどのようにとるかは、今後重大な課題である。しかし、地震力に対する橋脚の設計は、静的解析である震度法に基づいて行われており、この方法では、橋梁全体としての立体的な部材間の連成挙動を正確に捉えることは出来ない。一方、橋脚の動的解析においては、橋軸直角方向もしくは橋軸方向の振動に対して1質点系により一次的に解析されている。しかし、上記のような支承に働く力を評価するためには、立体的な高架橋の地震時応答を評価することが不可欠である。また、「土木構造物の耐震基準等に関する提言」⁴⁾にも盛り込まれているように、動的解析法は三次元的な広がりを持つ構造物の動的応答を正しく評価する方法として有力である。したがって、本研究では高架橋を三次元骨組構造としてモデル化し、立体骨組有限要素解析により、高架橋の地震時動的非線形挙動を明らかにすることを目的とする。特に支承部での荷重伝達について検討する。さらに、斜橋・曲線橋等の橋梁構造系の違いが、地震時応答に与える影響についても検討する。

2. 解析方法

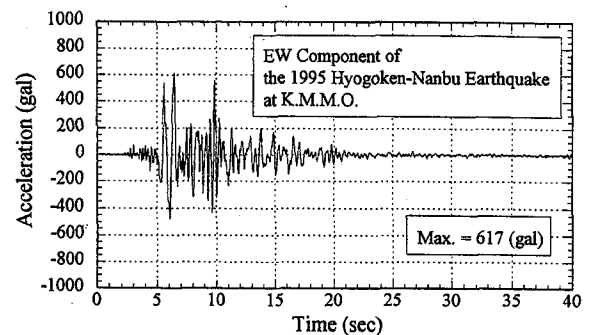
本研究では、三次元梁要素を用いた弾塑性有限変位解析⁵⁾を行った。材料の応力-ひずみ関係には von Mises の降伏条件、関連流れ則および等方硬化則に基づく塑性増分理論を用いた。また、幾何学的非線形解析においては、Total Lagrangian による定式化を採用した。質量マトリクスには集中質量マトリクスを、減衰マトリクスには比例減衰マトリクスを用い、減衰定数 h には、現在、鋼橋の弾塑性解析において一般的に妥当であると考えられている 0.05 を採用した。数値積分法には Newmark β 法を用いて動的解析を行った (時間増分 $\Delta t = 0.01$ sec)。

入力地震波として、道路橋の動的解析のための時刻歴標準波形の中の III 種地盤弾性応答解析用 (レベル 1: 最大加速度 140 gal) および III 種地盤保有水平耐力照査用 (レベル 2: 最大加速度 443 gal) の他に、兵庫県南部地震において神戸海洋気象台で観測された NS 成分

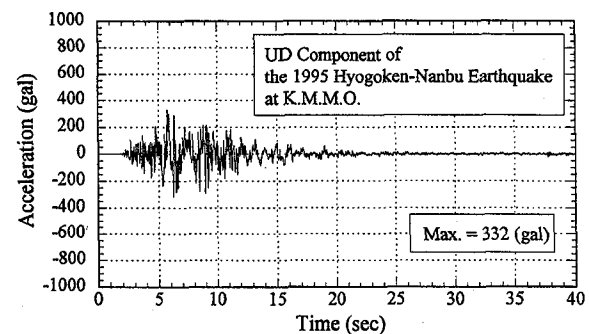
(KOBE_NS: 最大加速度 818 gal)、EW 成分 (KOBE_EW: 最大加速度 617 gal)、UD 成分 (KOBE_UD: 最大加速度 332 gal) を用いた。レベル 1、レベル 2 を除いたそれぞれの加速度時刻歴波形を Figure 2 に示す。



(a) NS 成分



(b) EW 成分



(c) UD 成分

Figure 2 入力加速度時刻歴波形

3. 高架橋のモデル化

本研究で解析対象とした高架橋は、阪神高速道路 3 号線（神戸線）の高架橋（神戸 P351：鋼製橋脚から神戸 P352：鋼製橋脚の 1 スパン）である。この高架橋は鋼製橋脚および単純合成桁を持つ高架橋であり、兵庫県南部地震においては、T 型橋脚の基部に局部座屈が発生し、支承のずれも生じていた。対象とする高架橋の概形を Figure 3 に示す。

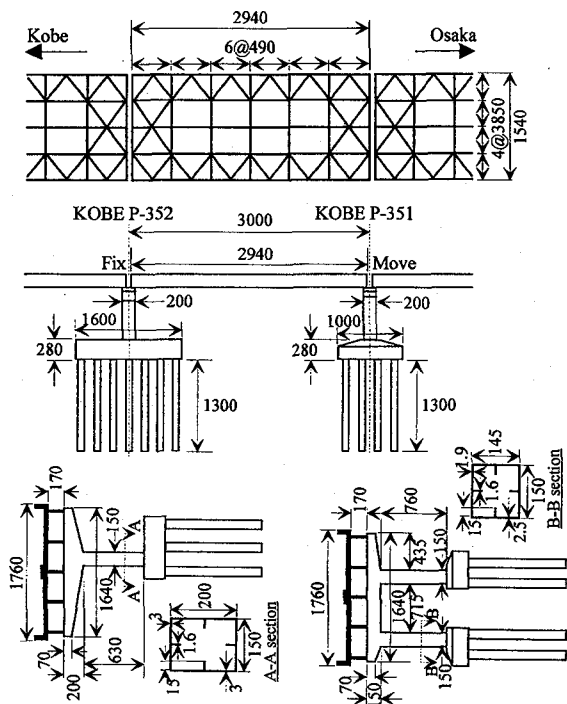


Figure 3 解析対象の高架橋（単位：cm）

本研究では T 型橋脚を有する高架橋の地震時応答を調べるため、門型橋脚（神戸 P351）を T 型橋脚（神戸 P352）と同じ橋脚に置き換え、2 本の T 型橋脚を有する高架橋モデルを設定した。この高架橋モデルの材料定数を Table 2 に示し、橋脚及び支承のモデル化を Figure 4 に示す。

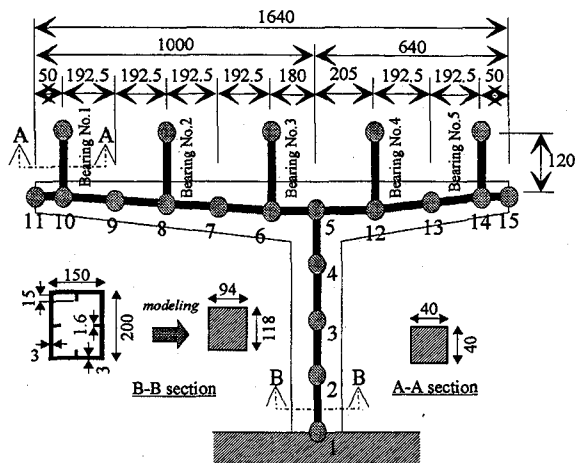


Figure 4 橋脚・支承のモデル化（単位：cm）

Table 2 高架橋モデルの材料定数

Young's Modulus E (kgf/cm ²)	2.1×10^6
Strain-Hardening Modulus E_p (kgf/cm ²)	2.1×10^4
Yield Stress σ_y (kgf/cm ²)	3,200
Poisson Ratio ν	0.3

実橋では、P352 上の支承が固定支承、P351 上の支承が可動支承であるが、解析モデルにおいては全て固定支承とした。そのため、上部工の橋軸方向の慣性力は 2 本の橋脚に均等に分担され、橋軸方向の応答が実橋とは異なった応答になると考えられるが、本研究では、橋脚の橋軸直角方向と支承周りの上下方向において、それぞれの応答の相関関係を主に検討するため、全て固定支承と仮定したことが、解析結果に与える影響は小さいと考えた。

また本研究では、基礎における地盤のバネを考慮していない。将来的には考慮するべきであると考えられるが、本研究においては、橋脚・支承・上部構造という橋梁システムの挙動を把握することが目的であるため、地盤が橋梁システムに与える影響を省略した。

本研究のプログラムで用いる梁要素は、充実断面のみを解析可能であるため、薄肉箱型断面梁を解析することはできない。したがって部材のモデル化においては、実際の断面と断面 2 次モーメントを等しくし、曲げに対する剛性を合わせた充実断面梁を用いた。このような充実断面の梁要素を採用することで、もとの箱型断面に比べてかなり断面積が増えることになるが、その割合だけ単位体積重量を小さくし、自重を等しくすることで固有周期などを現実的な値とした。

梁要素でのモデル化では、上部構造の慣性力を正しく評価するために、要素節点はすべて断面の重心に配置する必要がある。従って、桁と橋脚とを接合する支承は、橋脚梁部断面の重心から主桁の断面重心までの長さを持つ梁部材としてモデル化した (Figure 4 参照)。実際の支承と異なり細長い柱部材とならないよう、また、オイラー座屈を起こさないよう細長比パラメータを小さくした Figure 4 に示す断面を用いた。ただし、支承に用いた要素は橋脚、桁と同様の三次元梁要素であるが、完全弾性であり降伏しないものとした。

また、高架橋は 5 主桁橋であり、床組の概形は Figure 3 に示されている。本研究では簡略化のため、中間対傾構をすべて省略し、主桁、横桁、端対傾構のみを考慮して Figure 5 に示すような格子状に桁部分をモデル化した。

上部構造の重量は橋脚の降伏軸荷重 P_y の約 5% と仮定し、主桁の節点に分布的に作用させた。この高架橋モデルに対する固有振動解析の結果、高架橋モデルの固有周期は $T=0.911$ (sec) であった。また、弾性応答解析用のレベル 1 を入力した結果、橋脚の最大変位は、その降伏変位に対して約 19% となり、どの部材も降伏せず弾性範囲内の応答を示した。

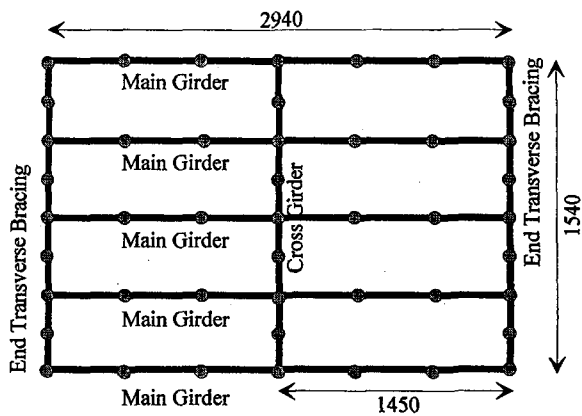


Figure 5 桁部分のモデル化 (単位: cm)

4. 解析結果及び考察

本研究では、上記の高架橋モデルに対し、以下に示す5種類の入力加速度を想定した。

- Case 1: レベル 2 (橋軸直角)
- Case 2: KOBE_NS (橋軸直角)
- Case 3: KOBE_UD (上下)
- Case 4: KOBE_NS (橋軸直角) + KOBE_UD (上下)
- Case 5: KOBE_EW (橋軸) + KOBE_NS (橋軸直角) + KOBE_UD (上下)

Case 3 ではどの部材も降伏しなかったが、Case 1、Case 2、Case 4、Case 5 では橋脚基部及び端対傾構が塑性化した。

4. 1 支承位置での応答結果

橋脚上の支承位置での応答が、その位置によってどのように違うかを知るため、Figure 4 に示した支承位置の鉛直応答に注目した。節点 6 は柱の中心から 180 cm、節点 8 は 565 cm、節点 10 は 950 cm、節点 12 は 205 cm、節点 14 は 590 cm の位置にある。前述した 5 ケースの解析における絶対最大応答値を Table 3 に、Case 5 における鉛直応答値の比較を Figure 6 に示す。

Case 1~Case 5 の全てについて、柱の中心から離れた位置にある程節点の応答が大きくなっている。この傾向は橋軸方向、橋軸直角方向、鉛直方向のどの方向に対しても言えることであるが、特に鉛直方向の応答は柱から離れるとその振幅が大きい。さらに Figure 6 から、柱からの距離にほぼ比例して鉛直応答が大きくなることがわかる。

また、Case 2 と Case 4 を比較すると、上下方向の加速度が入力されることで、鉛直方向の応答が大きくなっているが、Case 3 を見てもわかるように橋脚梁部での鉛直応答は、橋軸直角方向の入力加速度による影響が大きいといえる。Case 5 では、橋軸方向に地震加速度が入力されているため、Case 4 に比べて橋軸方向の応答は約 10 倍程度大きくなっているが、橋軸直角方向、鉛直方向の最大応答値はほとんど変化していない。したがって、橋軸方向の入力加速度は、橋軸直角方向、鉛直方向の応答にはほとんど影響を与えないことがわかる。

Table 3 支承位置 (節点 6・8・10) における絶対最大応答値

Case	節点	max. Acc. (gal)			max. Vel. (gal)			max. Disp. (gal)		
		橋軸	橋軸直角	鉛直	橋軸	橋軸直角	鉛直	橋軸	橋軸直角	鉛直
1	6	14.15	260.4	111.5	1.112	25.15	11.17	0.4515	3.634	1.527
	8	35.33	277.1	381.7	2.116	27.28	36.46	0.6102	4.005	5.144
	10	55.73	294.1	684.8	2.856	29.31	63.42	0.7764	4.401	9.035
2	6	43.35	444.8	184.9	3.074	48.58	21.85	0.4592	6.910	3.034
	8	65.38	470.2	588.7	4.665	52.55	71.19	0.6950	7.530	9.751
	10	91.57	495.5	1021	6.448	56.80	124.0	0.9840	8.190	16.97
3	6	46.68	97.11	48.43	2.705	8.189	3.859	0.1969	0.7154	0.3640
	8	47.65	101.0	154.5	2.661	8.880	12.41	0.2071	0.7840	1.203
	10	44.18	107.3	292.4	2.457	9.605	21.48	0.1963	0.8583	2.117
4	6	60.49	496.9	225.4	4.557	44.81	22.39	0.5578	6.886	3.144
	8	69.02	525.7	714.9	5.754	51.28	73.03	0.7492	7.352	10.09
	10	87.37	556.2	1226	7.047	55.43	127.5	0.9948	7.838	17.49
5	6	510.4	474.7	218.8	30.19	47.76	22.42	2.223	6.726	3.088
	8	766.1	503.7	690.0	51.91	51.74	73.03	4.483	7.173	9.912
	10	1148	534.3	1184	86.18	55.98	127.5	7.150	7.678	17.19

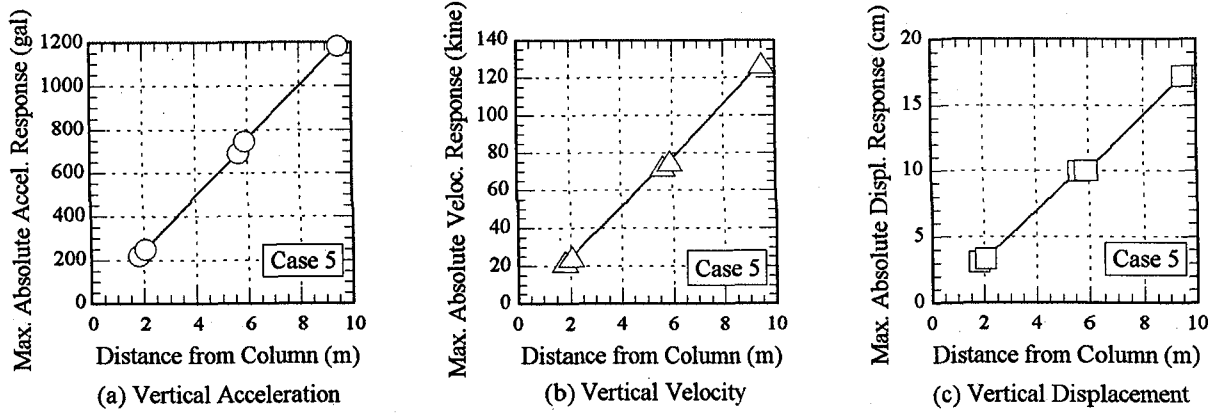


Figure 6 支承位置（節点 6・8・10・12・14）における鉛直応答値の比較（Case 5）

4.2 支承に働く力

それぞれの解析ケースにおいて、Figure 4 に示した支承モデルに働く断面力を算定した。支承 1~5 に働く軸力の最大値を Table 4 に、Case 5 において支承 1~3 に働く軸力の時刻歴を Figure 7 に示す。軸力は圧縮力を正としており、Table 4 および Figure 7 に示された値は、死荷重反力（約 75 tonf）+地震時の変動軸力である。

上下方向の地震加速度のみを入力した Case 3 以外では、柱から離れた支承ほど作用する軸力の変動幅が大きくなっている。また、橋軸直角方向の地震加速度が大きくなると、軸力が引張力になる場合も存在している。道路橋示方書・同解説（V 耐震設計編）⁹⁾によれば、「支承部の設計において考慮する上揚力としては、原則として主荷重による鉛直反力に 0.1 を乗じた値とする。この上揚力は主荷重による鉛直力が作用しない状態で支承部に働くものとする。また、水平方向の慣性力とは同時に考慮しなくても良い。」とある。本研究の高架橋モデルでは、支承部の上部構造死荷重による鉛直反力が約 75 tonf である。これに 0.1 を乗じた 7.5 tonf を設計荷重と仮定し、地震時の許容応力度の安全率 1.5 および許容応力度の割り増し係数 1.7 を考慮すると、実際には $7.5 \times 1.7 / 1.5 = 8.5$ (tonf) で部材は降伏することになる。解析結果における引張力

は、それを最大 250% 上回っており、支承が切断され上部構造が浮き上がる可能性が十分にあることを示している。

Table 4 支承に働く軸力の最大値・最小値（単位：tonf）

Analytical Case		Bearing No.1	Bearing No.2	Bearing No.3	Bearing No.4	Bearing No.5
1	Min.	14.13	42.03	64.49	72.08	37.19
	Max.	118.2	116.1	101.8	87.77	99.60
	Range	104.1	74.07	37.31	15.69	62.41
2	Min.	11.12	22.50	52.54	57.04	11.26
	Max.	146.8	139.2	114.0	98.55	116.8
	Range	157.9	116.7	61.46	41.51	105.5
3	Min.	44.32	55.65	61.75	49.78	29.97
	Max.	93.65	112.1	121.9	123.4	114.3
	Range	49.33	56.45	60.15	73.62	84.33
4	Min.	10.28	14.41	34.87	27.30	29.96
	Max.	146.2	134.1	121.6	133.2	141.5
	Range	156.5	119.7	86.73	105.9	171.5
5	Min.	16.59	12.69	33.54	29.71	27.6
	Max.	145.9	132.1	120.4	135.1	139.9
	Range	162.5	119.4	86.86	105.4	167.5

※圧縮力を正とする

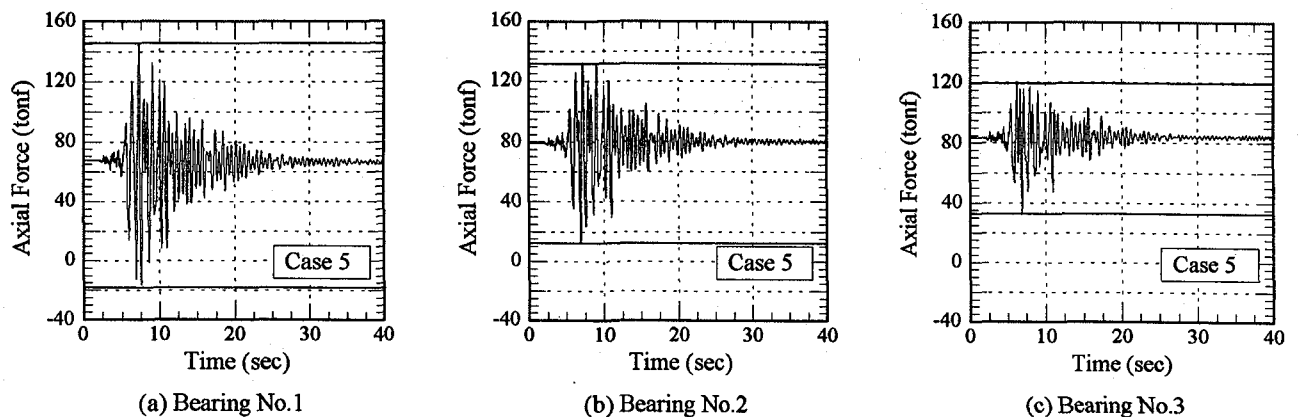


Figure 7 支承に働く軸力の時刻歴（Case 5）

5. 構造系の違いが地震時応答に及ぼす影響

兵庫県南部地震では、都市高速道路における入出路などの曲線橋の被害が報告されている。そこで、構造系の違いが地震時応答に及ぼす影響を検討する目的で、直橋、斜橋、曲線橋の仮想的なモデルを設定し、これまでと同様の動的非線形解析を行う。

5.1 直橋・斜橋・曲線橋モデルの設定

本研究では直橋・斜橋・曲線橋のモデルを3章で設定した高架橋モデルと同様に、T型鋼製橋脚を有する高架橋の1スパンとし、それぞれ1つ設定した。しかし、神P352のT型橋脚は梁部の長さが左右で異なっているため、柱部の構造寸法は変えずに梁部の長さを左右等しくしたFigure 8に示すようなT型橋脚を考えた。また、直橋は3章でモデル化した高架橋と同様の桁を有しており、斜橋・曲線橋は主桁の線形を変えることで設定した。斜橋は直橋を30°傾けた線形、曲線橋は1/4円とし、それらの概形をFigure 9に示す。斜橋では直橋と主桁の長さを等しくしており、曲線橋においても中央の主桁が直橋の主桁と等しい長さになっている。また、支承は3章のモデルと同様に全て固定支承とした。

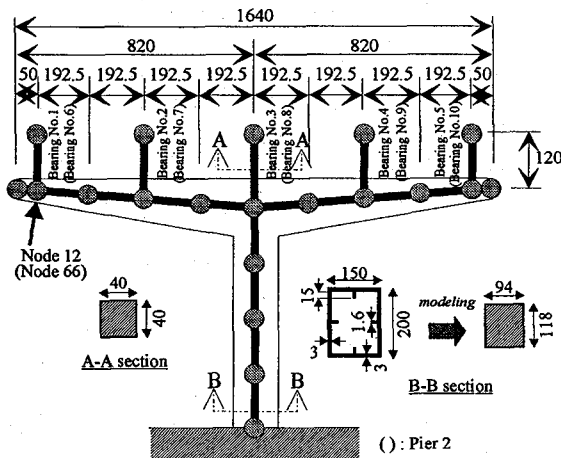


Figure 8 梁部の長さを左右等しくしたT型橋脚(単位: cm)

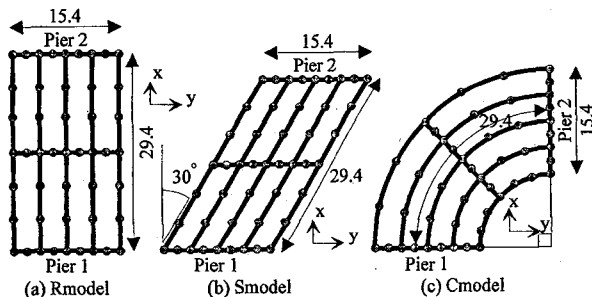


Figure 9 直橋・斜橋・曲線橋の桁モデル(単位: m)

直橋はRmodel、斜橋はSmodel、曲線橋はCmodelと呼ぶことにする。本来、橋梁線形が異なれば橋脚の断面もそれに応じて設計されるが、本研究では、それぞれの構造系が持つ応答特性の違いを検討するため、上部構造の線形だけを変化させ、同一の橋脚を有するモデルとした。

それぞれのモデルに対し、y方向 (Figure 9 参照) にレベル1を入力した結果、橋脚の最大変位はその降伏変位に対して、Rmodelでは28%、Smodelでは21%、Cmodelでは13%となり、十分に弾性範囲内の応答を示していることを確認した。また、それぞれのモデルの固有周期をTable 5に示す。

Table 5 直橋・斜橋・曲線橋モデルの固有周期

	Rmodel	Smodel	Cmodel
T (sec)	0.9027	0.8823	1.001

5.2 直橋・斜橋・曲線橋の応答結果及び考察

ここでは、入力加速度としてKOBE_NSのみを用い、入力方向を変えることにより1つのモデルにつき2種類の解析を行った。入力方向をFigure 10に示し、それぞれの解析ケースを図に示した名前と呼ぶことにする。

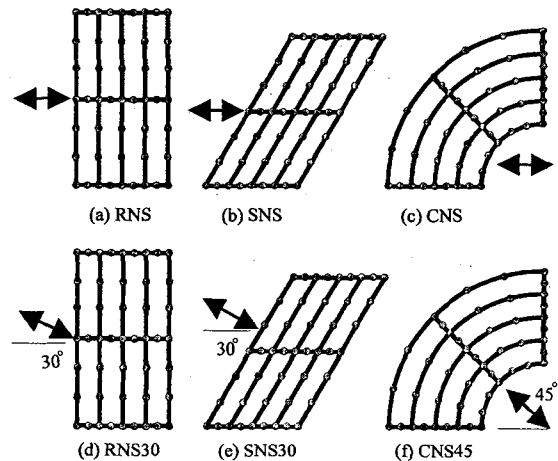


Figure 10 地震加速度入力方向

(1) 橋脚の塑性化

それぞれの解析ケースにおいて、橋脚が経験した最大応力と橋脚全体積に占める塑性域の割合をTable 6に示す。Rmodel、Smodelに比べて、Cmodelにおいて塑性領域が広がっており、最も塑性化が進行していることが分かる。よって、橋脚の立場からは、Cmodelが最も不利であるといえる。

Table 6 橋脚の塑性化比較

解析ケース	最大経験応力 (kgf/cm ²) (最大経験ひずみ)	塑性化の割合 (%)	
		Pier 1	Pier 2
RNS	3202 (0.1626%)	1.68	1.68
RNS30	3215 (0.2240%)	1.08	0.84
SNS	3217 (0.2332%)	1.44	1.68
SNS30	3234 (0.3166%)	2.16	2.52
CNS	3212 (0.2117%)	0.60	4.68
CNS45	3236 (0.3246%)	5.16	5.16

(2) 支承位置での応答

Figure 11~Figure 16 にそれぞれの解析ケースにおける 2 橋脚柱頭の水平面内変位を示す。図中の実線は橋軸方向を、点線の矢印は地震の入力方向を表している。また、面内変位の方向性を調べるため、柱頭が変位した領域を長方形に近似し、その短辺と長辺の比を Table 7 に示した。短辺/長辺の値が小さいほど、応答変位に方向性があることを示している。さらに、橋脚梁端部における支承位置での絶対最大応答値を Table 8 に示す。

まず RNS と RNS30 を比較すると、RNS では完全に y 方向 (Figure 9 参照) に応答が集中しているのに対し、RNS30 では x 方向の応答も出てきている。また、RNS30 は地震加速度が橋軸に対して斜めに入射するため、RNS に比べて橋軸直角方向の応答が減少しており、その影響で鉛直応答も減少している。T 型橋脚では、柱部の橋軸直角方向の応答が、梁部の鉛直応答に変換されるためである。

次に Smodel では、橋脚に垂直に地震加速度が入力される SNS よりも、主桁に垂直に入力される SNS30 の方が、変位に方向性が見られ、鉛直方向の応答も大きくなっている。これは、T 型橋脚などの 1 本柱の橋脚の場合、橋脚の応答が、主桁の応答に大きく影響されているものと考えられる。

Cmodel のうち CNS においては、地震加速度が y 方向に入力されているにもかかわらず、Pier 1 では x 方向の応答が

大きくなっている。Pier 2 では y 方向の応答が大きくなっているのであるが、これは、橋脚と桁の振動が互いに作用し合っている結果であると考えられる。鉛直応答については、曲率半径の小さい桁を支えている支承の位置より、曲率半径の大きい桁を支えている支承位置の方が大きな応答を示していた。また、Pier 2 の最外縁にある支承位置では、y 方向つまり橋軸方向に最大約 8 cm 変位しており、他のモデルのどのケースよりも橋軸方向の移動量が大きい。本研究のモデルでは、支承は両端で全て剛結されているが、単純桁の実橋では一方が固定支承、他方が可動支承というケースが多く、支持条件の違いによる応答性状を検討する必要がある。しかし、一般に落橋防止のため Cmodel では Rmodel * Smodel より大きな桁掛かり長を必要とすることがわかる。また、CNS45 では地震加速度の入力方向に対して、2 橋脚が対称に位置しているため、橋脚は対称に応答しており、鉛直応答については、CNS と異なり、内縁の支承位置も外縁の支承位置とほぼ同じ応答を示している。

さらに、橋脚柱頭変位では RNS と SNS30、RNS30 と SNS がそれぞれよく似た応答を示していることがわかる。RNS と SNS30 は主桁に垂直に、RNS30 と SNS は主桁に 30° の角度で地震加速度が入力されていることを考えると、T 型橋脚を有する高架橋では、地震加速度が主桁に対して入力する角度が、応答の特徴を決める一因であることがわかる。

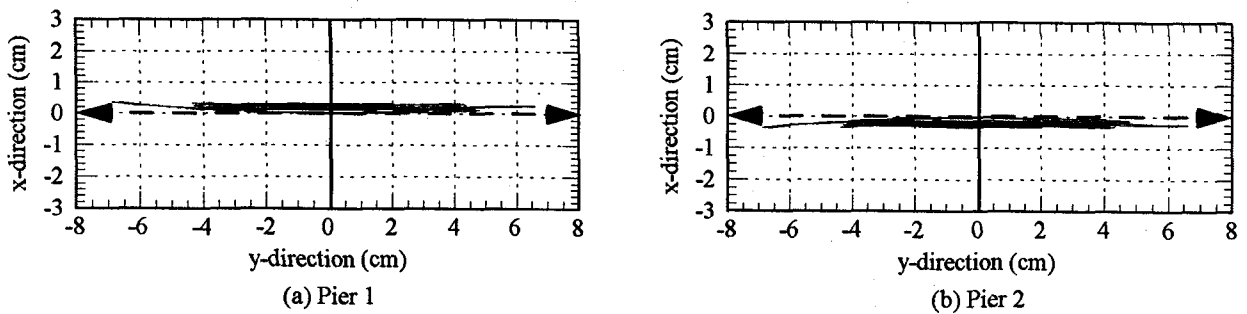


Figure 11 RNS における 2 橋脚柱頭の水平面内変位

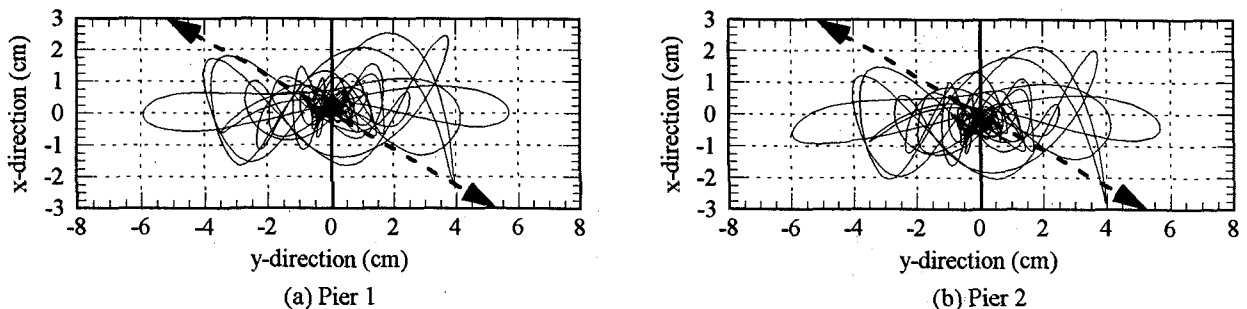


Figure 12 RNS30 における 2 橋脚柱頭の水平面内変位

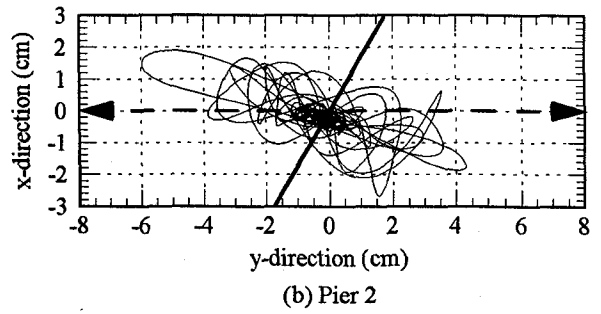
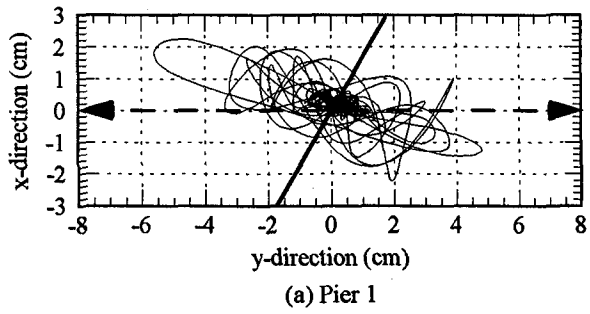


Figure 13 SNSにおける2橋脚柱頭の水平面内変位

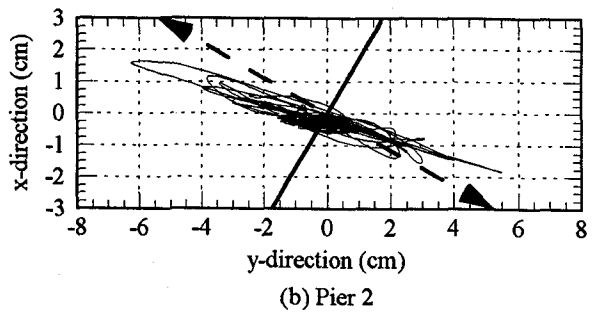
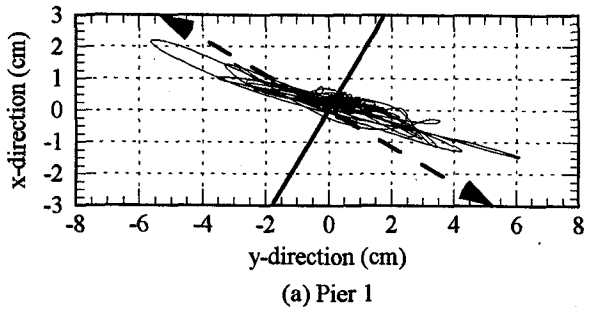


Figure 14 SNS30における2橋脚柱頭の水平面内変位

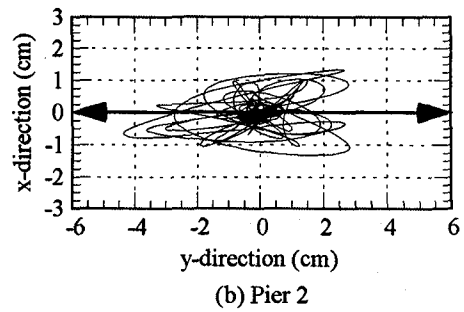
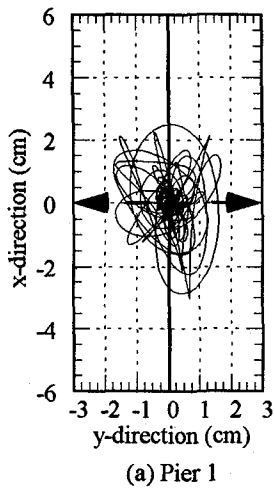


Figure 15 CNSにおける2橋脚柱頭の水平面内変位

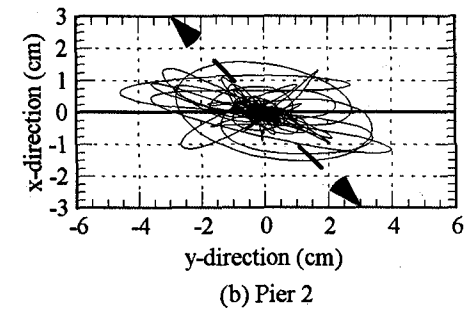
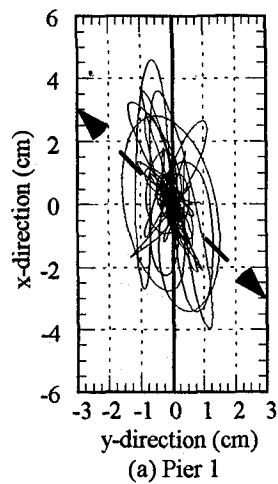


Figure 16 CNS45における2橋脚柱頭の水平面内変位

Table 7 橋脚柱頭における水平面内変位の方向性指標

		RNS	RNS30	SNS	SNS30	CNS	CNS45
Pier 1	長辺 (cm)	13.47	11.64	10.83	12.29	5.597	8.731
	短辺 (cm)	0.3614	4.905	3.709	0.9961	3.774	3.232
	短辺/長辺	0.02683	0.4216	0.3424	0.08104	0.6743	0.3702
Pier 2	長辺 (cm)	13.47	11.65	10.78	12.25	7.322	8.731
	短辺 (cm)	0.3614	4.968	3.744	1.023	2.961	3.232
	短辺/長辺	0.02683	0.4264	0.3474	0.08353	0.4044	0.3702

Table 8 橋脚梁端部支承位置 (節点 12・66) における絶対最大応答値

Analytical Case	Node	max. Acc. (gal)			max. Vel. (gal)			max. Disp. (gal)		
		X-direct.	Y-direct.	Z-direct.	X-direct.	Y-direct.	Z-direct.	X-direct.	Y-direct.	Z-direct.
RNS	12	71.61	518.4	816.6	4.911	57.45	98.01	0.7420	7.774	13.25
	66	71.61	518.4	816.6	4.911	57.45	98.01	0.7420	7.774	13.25
RNS30	12	976.6	461.6	748.9	56.13	49.98	85.00	3.664	6.720	11.45
	66	1011	440.9	672.9	58.41	49.83	84.74	4.045	6.754	11.49
SNS	12	735.7	427.5	724.8	44.12	45.67	77.15	2.772	6.341	10.69
	66	840.5	415.5	707.8	50.52	48.05	82.82	3.968	6.769	11.38
SNS30	12	265.1	502.5	763.7	18.72	49.88	83.69	2.530	7.138	11.49
	66	241.4	449.1	765.9	21.02	54.40	90.62	2.799	7.075	11.74
CNS	12	862.3	492.0	821.6	68.61	28.50	49.43	5.725	1.967	3.265
	66	267.1	1579	422.8	17.48	105.3	34.31	1.550	7.850	3.190
CNS45	12	1177	414.0	806.1	75.49	27.94	51.82	6.672	1.809	3.523
	66	414.0	1177	806.1	27.94	75.49	51.82	1.809	6.672	3.523

Table 9 支承に働く軸力の最大値・最小値 (単位: tonf)

Analytical Case		Bearing No.1	Bearing No.2	Bearing No.3	Bearing No.4	Bearing No.5	Bearing No.6	Bearing No.7	Bearing No.8	Bearing No.9	Bearing No.10
RNS	Min.	1.935	40.47	69.32	38.52	-0.5539	1.935	40.47	69.32	38.52	-0.5539
	Max.	131.7	119.3	91.25	123.4	136.5	131.7	119.3	91.25	123.4	136.5
	Range	129.8	78.83	21.93	84.88	137.1	129.8	78.83	21.93	84.88	137.1
RNS30	Min.	13.56	48.80	71.06	47.70	12.57	9.893	44.87	71.89	41.99	6.641
	Max.	122.3	112.4	91.09	116.1	126.3	120.1	112.3	91.48	116.6	126.4
	Range	108.7	63.60	20.03	68.40	113.7	110.2	67.43	19.59	74.61	119.8
SNS	Min.	14.02	49.74	72.05	52.69	22.70	22.92	54.80	70.42	36.96	2.133
	Max.	105.9	122.9	96.59	102.9	129.0	129.8	104.4	96.31	116.7	96.38
	Range	91.88	73.16	24.54	50.21	106.3	106.9	49.60	25.89	79.74	94.25
SNS30	Min.	4.239	37.35	65.03	54.49	29.59	31.50	54.98	65.67	36.70	3.126
	Max.	102.5	123.2	101.0	107.8	127.6	127.2	105.5	99.86	125.6	107.6
	Range	98.26	85.85	35.97	53.31	98.01	95.70	50.52	34.19	88.90	104.5
CNS	Min.	51.72	68.93	55.64	35.41	-2.471	45.41	59.59	52.42	36.51	-5.871
	Max.	163.2	134.8	107.9	97.58	54.89	179.1	142.5	114.0	98.40	60.08
	Range	111.5	65.87	52.26	62.17	57.36	133.7	82.91	61.58	61.89	65.95
CNS45	Min.	35.59	52.58	40.86	20.63	-2.659	35.59	52.58	40.86	20.63	-2.659
	Max.	198.5	155.8	120.4	104.1	58.13	198.5	155.8	120.4	104.1	58.13
	Range	162.9	103.2	79.54	83.47	60.79	162.9	103.22	79.54	83.47	60.79

※圧縮力を正とする

(3) 支承に働く力

それぞれの解析ケースにおける支承に働く軸力の最大値を Table 9 に示す。ここでも支承軸力に引張力が見られる。この解析値は、KOBENS の水平地震動だけによるものであるため、さらに KOBENS の上下地震動の影響を考慮すれば、4 章での検討と同様に、支承が切断され、上部構造が浮き上がる可能性があると考えられる。

さらに注目したいのは Cmodel の解析結果である。他のモデルでは支承に働く軸力の変動幅が橋脚柱から離れるほど大きくなっており、柱上の支承ではその変動幅が非常に小さくなっている。ところが Cmodel では、柱上の支承であっても変動幅が小さくなっていない。これは軸力の変動が、橋脚梁部の鉛直振動だけでなく、主桁の振動に大きく影響されていることを表している。

支承に働くせん断力・曲げモーメントは解析ケースごとに多少変化するが、その最大値や変動幅は今回の解析例ではそれぞれ大差はなかった。

6. 結論

本研究では、T 型橋脚を有する高架橋の地震時応答及びその支承に働く力を詳細に検討するため、兵庫県南部地震で被害を受けた高架橋の 1 スパンを骨組構造としてモデル化し、三次元動的非線形解析を行った。さらに、同じ T 型橋脚を持つが線形の異なった高架橋モデルを設定し、構造系の違いが高架橋の地震時応答に与える影響を検討した。ここで得られた結論と今後の課題を以下に示す。

- 1) 直橋・斜橋の T 型橋脚上に設置された支承は、橋脚柱部から離れた支承ほど、その支承に働く軸力の変動幅が大きくなる。そのため、長い梁部を有した T 型橋脚では、柱付近にある支承と柱から離れた支承に、同じ応答を仮定してはならないと考えられる。また、変動幅が大きくなれば、軸力が圧縮力から引張力になる場合も存在し、支承が切断され上部構造が浮き上がる可能性が十分にある。
- 2) T 型橋脚のような 1 本柱の橋脚を有する高架橋では、入力地震動が主桁に対して、つまり、橋軸に対してどのような方向であるかが、高架橋の地震時応答を決定する 1 つの要因である。橋軸の方向がスパン全長で一定である直橋・斜橋では、地震動が橋軸に対し垂直に入力すれば、橋脚は入力方向に振動するが、橋軸の方向が常に変化する曲線橋の場合は、橋脚の応答に方向

性が見られず、地震動の入力方向によって複雑に変化することが明らかになった。

- 3) 本研究では、上部構造の慣性力を橋脚に伝達する部材である支承に働く断面力を検討するため、高架橋を 3 次的に解析した。上部構造は橋軸方向に広がりを持つ構造であり、橋脚は橋軸直角方向に広がりを有している。よって、2 次的に解析するためには、そのどちらかの動的な影響をモデル化する必要があるが、正しくその影響を評価することは困難である。したがって、本研究で用いた 3 次元動的解析が不可欠であると考えられる。しかし、現在までのところ、その精度・妥当性の検証ができておらず、今後、3 次元動的解析において検証用のベンチマーク的モデルを作成することが望まれる。
- 4) 高架橋の動的応答は桁の剛性の違いでも大きく変化するものと考えられる。本研究の解析モデルでは桁のモデルを簡略化しており、実橋に比べて柔なモデルとなっているため、桁の剛性が地震時応答に与える影響を今後検討する必要がある。また、さらに斜橋・曲線橋の解析例を増やし、その動的特性を把握することが望まれる。

謝辞

本研究は、(社) 鋼材倶楽部・平成 8 年度土木鋼構造研究助成金を使用して行った。また、阪神高速道路公団から貴重な資料をいただいた。記して、謝意を表す。

参考文献

- 1) 兵庫県南部地震道路橋震災対策委員会：兵庫県南部地震における道路橋の被災に関する調査報告書、1995.12.
- 2) 渡邊英一他：鋼橋の被害と耐震性、土木学会誌、Vol.80(7)、1995、pp. 54 - 62.
- 3) 兵庫県南部地震道路橋震災対策委員会：兵庫県南部地震による道路橋の震害に関する調査、中間報告書(案)、1995.3.
- 4) 土木学会：土木建造物の耐震基準等に関する提言、土木学会誌、Vol. 80、1995.
- 5) Bathe, K. J. : Finite element procedures in engineering analysis, Prentice-Hall, Inc., 1982.
- 6) 日本道路協会：道路橋示方書、同解説 V、耐震設計編、1990.

(1996 年 9 月 6 日受付)