

海溝型巨大地震を想定した免震橋の振動特性について

竹田 周平¹・坪田 英孝²・宮島 昌克³・阿曾 克司⁴・喜多 敏春¹・竹村 敏則¹

1 正会員 (株)日本海コンサルタント 技術本部 技術第二部 (〒921-8042 石川県金沢市泉本町 2-126)

2 金沢市役所 経済部 工業振興課 (〒920-8577 石川県金沢市広坂 1-1-1)

3 正会員 工博 金沢大学大学院 (〒920-8667 石川県金沢市小立野 2-40-20)

4 正会員 工修 (株)日本海コンサルタント 技術本部 技術第二部 (〒921-8042 石川県金沢市泉本町 2-126)

1. はじめに

1995年の兵庫県南部地震における被災経験を踏まえて道路橋示方書・同解説¹⁾が平成8年に改訂,その後性能規定型の技術基準を目指し,平成8年以降の研究成果を踏まえて,平成14年に再度改訂²⁾された。

国際的には,1999年に発生したトルコ・コジャエリ地震や台湾・集集地震では,極めて大きな断層変位により落橋する被災を経験した。その後,我が国では2000年鳥取県西部地震,2003年宮城県北部地震,2003年十勝沖地震,2004年新潟県中越地震が発生し,地震活動が活発化している。

さて,文部科学省 地震調査推進本部 地震調査委員会の長期評価では,次の東南海地震や南海地震は今後30年以内に40~50%程度,50年以内には80~90%程度の確率で発生すると報告されており,これらの地震への感心が高まりつつある。これらを想定した海溝型巨大地震の強震動シミュレーション波形は,長周期成分が卓越し継続時間が長い特性を有している。このため,長周期特性が卓越する構造物では大きな損傷が発生することが想定される。

そこで本研究は,これらの地震動が同時に発生した場合を想定した海溝型巨大地震動を用いて,現在供用中の橋梁を取り上げ,比較的固有周期が長い免震橋の振動特性や減衰効果を確認することを目的とした検討を試みた。

2. 対象橋梁と免震支承

(1) 対象橋梁の概要

対象橋梁のA橋(図1)は,橋長 $L=166.3\text{m}$ の3径間連続鋼箱桁橋(2主桁)であり,支承構造は鉛プラグ入り積層ゴム支承である。下部構造は逆T式橋台($H=4.5\text{m}$)と円柱張出式橋脚($H=12.5\text{m}$)で,基礎構造は $\phi 800\text{mm}$ の既製鋼管杭(中堀先端ミルク注入工法)である。地盤特性は,微小ひずみ振幅領域における表面地盤の基本固有周期が, $T=0.62$ から 0.52s 程度で,Ⅱ種地盤とⅢ種地盤が混在している。本橋梁は,平成8年の道路橋示方書・同解説の適用で,地震時保有水平耐力法,及び非線形動的解析法により設計され,現在供用されている。

(2) 実橋の免震支承

実橋の免震支承は,鉛プラグ入り積層ゴム支承(Lead Rubber Bearing)である。

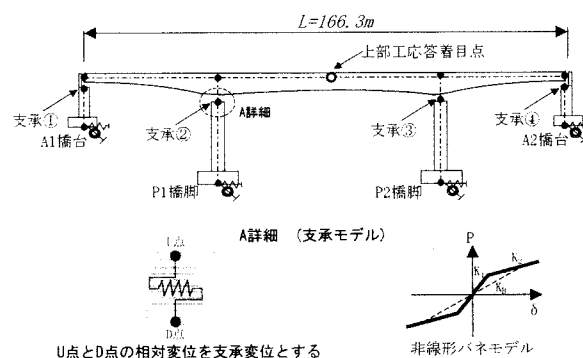


図1 橋梁モデル図

橋脚部は 1400mm×1200mm と比較的大きな平面積で、1 層も厚いことから、ゴムの加硫段階において不良品となりやすいことが指摘されたため、製作時の性能試験(通常の 175%の有効変位に対するせん断試験)に加え、250%のせん断試験を実施した。形状を表 1 にまとめた。

3. 入力地震動

今回の検討で使用したシミュレーション地震波形は、鶴来ら^{③④}が試算したデジタル波形を用いた。これらは、南海地震と東南海地震が同時に発生することを想定した、大阪府域における地震動シミュレーション結果である。これらの地震動シミュレーション波形は、短周期領域の大地震動を統計的手法と経験的グリーン関数法により、また長周期領域の大地震動を理論的手法により求め、これらを時間軸上で足し合わせるハイブリッド法で試算されている。これらの作成手順を図 2 に示す。本研究では、これらの検討された波形の中でⅡ～Ⅲ種地盤である、YAE(弥栄)、ABN(阿倍野)、FKS(福島)、SKI(堺)の NS・EW 波形(全 8 波形)を用いることとした。これらの波形の $h=5.0\%$ の加速度応答スペクトル図 3、レベル 2 標準波形と加速度応答スペクトルの比較図 4、代表的な弥栄の加速度波形を図 5 に示す。

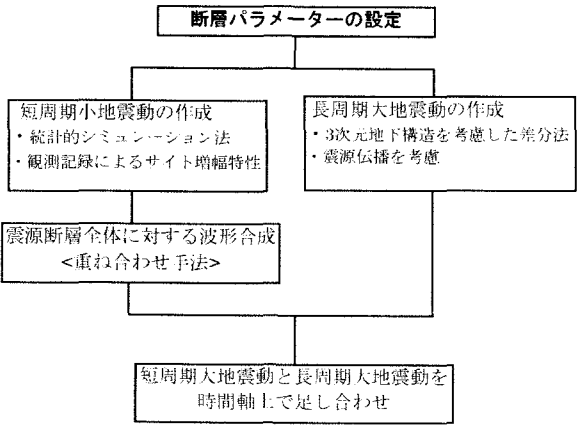


図 2 シミュレーション波形の作成手順

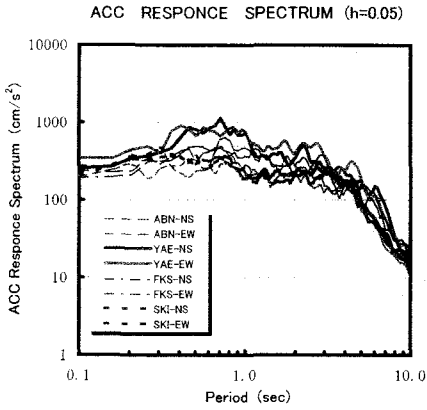


図 3 シミュレーション波形の加速度応答スペクトル

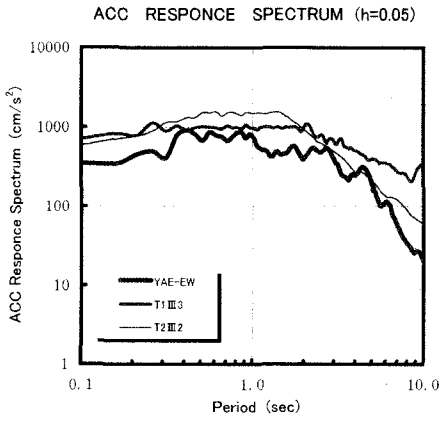


図 4 加速度応答スペクトルの比較

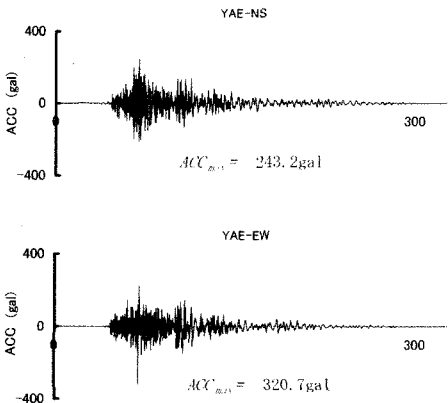


図 5 入力加速度 (弥栄 NS・EW)

表 1 免震支承の形状

	支承数	形状(mm)	鉛径・本数	層厚(mm)	G (Mpa)
支承①	2	900×900	φ 125×4	32×6	G10 (1.0)
支承②	2	1400×1200	φ 190×4	40×5	G12 (1.2)
支承③	2	1400×1200	φ 190×4	40×5	G12 (1.2)
支承④	2	900×900	φ 125×4	32×6	G10 (1.0)

4. 非線形動的解析による検討

(1) 解析モデル

全体系モデルは、集中質量の2次元の骨組みモデル(図1)とし、上部・下部構造を梁要素、支承と杭基礎をバネ要素とした。解析法は時刻歴応答解析、積分法はNewmark β 法($\beta=0.25$)で、積分時間は $\Delta t=0.002$ (s)とした。非線形モデルとしては、免震支承を移動硬化型のバイリニア型、橋脚基部を劣化型トリリニア $M-\theta$ 型の武田モデル($\alpha=0.5$)とした。その他の部材は線形とした。

(2) 減衰モデル

減衰モデルは、Rayleigh 型減衰マトリックス〔C〕式2、式3とした。固有値解析で卓越する振動モードを計算し、それらに仮定した減衰定数表2を与え、モード解析法により各振動数 ω_i に対するモード減衰 h_i を求めた。また剛塑性のように一次剛性が高い場合は、減衰のモデルによって履歴減衰に加えて構造減衰が付与されることが指摘されている⁵⁾ことから、式1及び式2の剛性マトリックス〔K〕を、解析の剛性変化に応じてマトリックスを更新する瞬間剛性比例型を用いる方法とした。

$$[M] \cdot \ddot{u} + [C] \cdot \dot{u} + [K] \cdot u = -[M] \cdot \ddot{u}_g \quad (1)$$

$$[C] = \alpha \cdot [K] + \beta \cdot [M] \quad (2)$$

$$\begin{pmatrix} \alpha \\ \beta \end{pmatrix} = 2 \frac{\omega_i \omega_j}{\omega_j^2 - \omega_i^2} \begin{pmatrix} \omega_j & -\omega_i \\ -1/\omega_j & 1/\omega_i \end{pmatrix} \begin{Bmatrix} h_i \\ h_j \end{Bmatrix} \quad (3)$$

(3) 固有値解析

固有値解析における免震支承の等価剛性 K_B は、非線形動的解析で求められた有効変位量(最大値の70%)時における剛性とし、これらの誤差が10%程度となるように繰り返し計算を行い、全モード次数まで求めた。代表的な弥栄EWでの固有値解析結果を表3に示す。Rayleigh 型減衰の設定においては、これらの固有値で求められた卓越振動である1次から22次の全モードにより α 及び β を計算した。その他の波形につい

ても同様に設定した。

表2 減衰定数

部材	鋼	コンクリート	基礎	LRB
減衰定数	2.0%	2.0%	20.0%	0.0%

表3 固有値解析結果(弥栄EW)

モード次数	f(Hz)	T(s)	有効質量比		h
			X	Y	
1	1.025	0.975	0.528	0.000	0.0169
2	1.145	0.874	0.000	0.000	0.0207
3	1.683	0.594	0.000	0.000	0.0228
4	2.071	0.483	0.000	0.396	0.0257
5	4.309	0.232	0.001	0.000	0.0263
6	5.743	0.174	0.000	0.003	0.0410
7	6.061	0.165	0.000	0.001	0.0572
8	6.941	0.144	0.049	0.000	0.1475
9	7.000	0.143	0.096	0.000	0.1484
10	8.403	0.119	0.000	0.232	0.1119
22	17.117	0.058	0.098	0.000	0.1813

表4 動的解析結果一覧

波形名	入力最大				上部工の応答値				支承部の変位量 (mm)			
	ACC(gal)	ACC(gal)	VEL(kine)	DIS(mm)	ACC(gal)	VEL(kine)	DIS(mm)	DIS(mm)	支保①	支保②	支保③	支保④
YAE-NS	243.2	355.1	55.3	93.4	90.1	77.4	77.7	88.8				
YAE-EW	320.7	387.3	59.3	107.5	104.4	91.0	91.3	103.2				
ABN-NS	118.4	233.9	29.2	33.1	31.3	24.9	25.1	30.7				
ABN-EW	117.9	220.2	28.6	26.7	24.3	18.3	18.5	23.7				
FKS-NS	206.5	252.4	29.7	43.3	41.5	33.3	33.4	40.8				
FKS-EW	149.1	258.8	32.4	47.0	44.5	36.0	36.3	43.7				
SKI-NS	149.4	228.7	29.8	31.5	29.4	22.8	23.0	28.5				
SKI-EW	141.2	232.0	25.0	32.9	30.3	24.4	24.5	29.4				
T1-III-3(標準波)	438.5	502.3	86.8	219.4	214.9	200.5	200.9	213.5				
T2-III-2(標準波)	557.4	685.3	168.1	406.7	399.4	375.7	375.7	397.3				

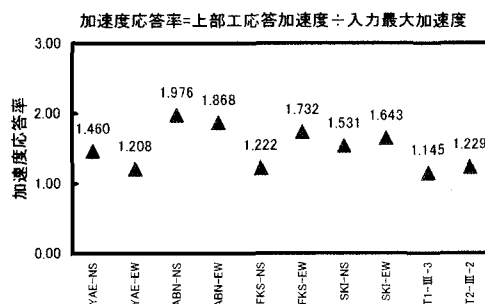


図6 応答倍率一覧

5. 解析結果

(1) 海溝型巨大地震波形による応答結果

シミュレーション波形による解析結果を表4に示す。これらの中で、上部工の最大応答加速度は弥栄EWの387.3gal、最小応答加速度は阿倍野EWの220.2galで

あり,入力最大値と応答最大値から求められる増幅率は 1.208 から 1.976 であった(図 6). これらは,T1Ⅲ3(釧路)と T2Ⅲ2(ポートアイランド)の増幅率よりも大きい,応答変位に着目するとシミュレーション波形の解析結果より得られた最大応答変位は,弥栄 EW で $\delta=107.5\text{mm}$ であり,T1Ⅲ3 の $\delta=219.4\text{mm}$ 及び T2Ⅲ2 の $\delta=406.7\text{mm}$ に比較すると,増幅していない。

各免震支承の応答変位は,弥栄 EW の支承①で $\delta=104.4\text{mm}$ 発生しているが,T1Ⅲ3 の支承①の約 48%,T2Ⅲ2 の約 26%程度であった。その他は,降伏変位をわずかに超過した程度の応答変位であった。

また,下部工の塑性ヒンジは,全てのケースにおいて降伏回転角 θ_y 以内であり弾性応答であった。

(2) 結果の考察

弥栄 NS 及び EW のパワースペクトルを図 7 に示す。これらより入力波形の卓越振動数は $f=0.4\text{Hz}$ の前後であるが,橋梁の卓越振動数は $f=1.0\text{Hz}$ 付近であり,これらの振動数成分のパワースペクトルが最大値に比較すると大きくないことが判る。また,加速度応答スペクトル図 8,速度応答スペクトル図 9,変位応答スペクトル図 10 より,固有周期が $T=1.0\text{s}$ 付近から 1.2s 付近にかけてスペクトルが谷間のように低下している。すなわち,非線形動的解析の結果が大きな応答とならなかったのは,橋梁の卓越振動数が入力波形のスペクトルの谷間に一致したことに加え,LRB の鉛による減衰力(降伏力)が変位制御として機能したことが要因と考えられる。

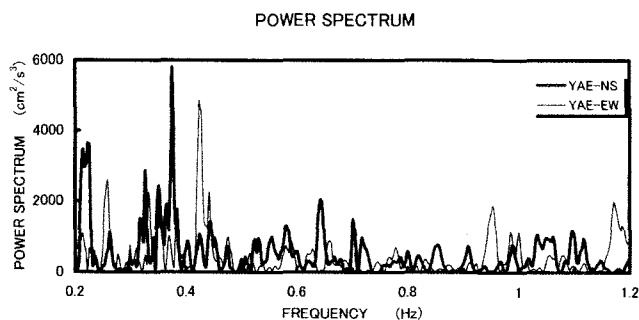


図7 パワースペクトル

表5 免震支承のパラメーター

	単位	Case-1		Case-2	
		支承①④	支承②③	支承①④	支承②③
一次剛性 $K1$	kN/m	9,922	19,954	3,088	6,739
二次剛性 $K2$	kN/m	1,526	3,070	475	1,037
第一勾配率 $K2/K1$		0.1538	0.1538	0.1538	0.1538
降伏力 P_y	kN	198.1	445.7	198.1	445.7

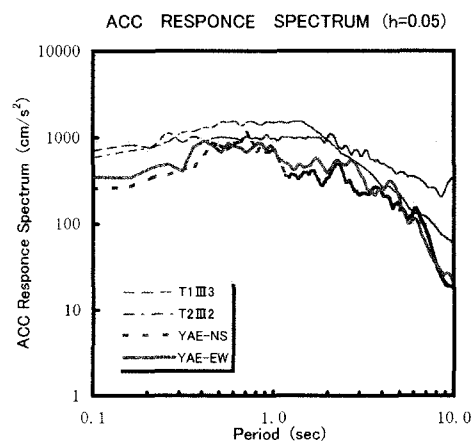


図8 加速度応答スペクトル

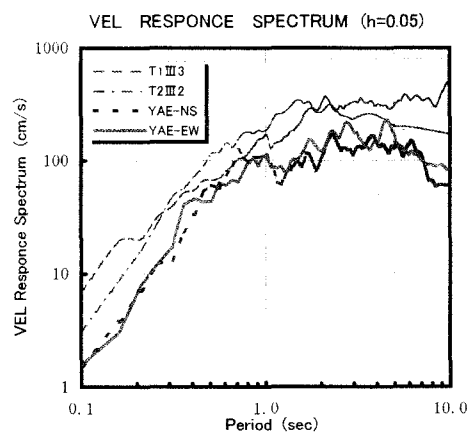


図9 速度応答スペクトル

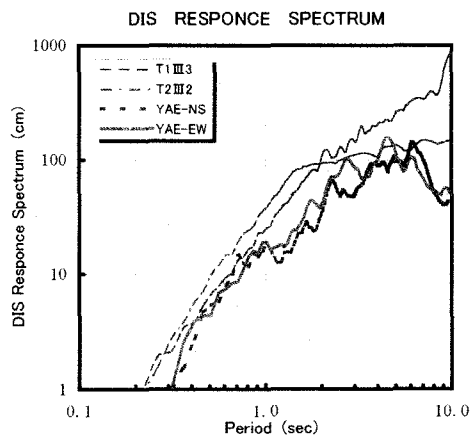


図10 変位応答スペクトル

6. 固有周期の違いによるケーススタディー

(1) 検討ケースと解析モデルの変更

想定したシミュレーション波形を利用し、橋梁の長周期化に伴う応答効果を確認するために、Case1($T=2.0\text{sec}$ 程度)と Case2($T=3.0\text{sec}$ 程度)のモデルを作成し、非線形動的解析を実施した。地震波形は、弥栄のNSとEW加速度波形を用い、解析モデルは実橋の支承の一次剛性 K_1 と二次剛性 K_2 を変更することで目標とする固有値を目指した。これらの免震支承のパラメータを表5に示す。減衰力(鉛形状と本数)はCase1とCase2とも同値とした。

(2) 減衰モデルの変更と固有値解析

Case1とCase2の固有値解析結果を表6、表7に示す。これらの結果に仮定した減衰定数を与え、Rayleigh型減衰マトリックスを作成した。しかしながら、これらのケースの1次モードは免震支承の変形のみが卓越し、この仮定した減衰定数は $h=0.0\%$ (履歴減衰のみ考慮) であることから、モード減衰値は非常に小さくなることが確認された。このため、これらのモード減衰より減衰マトリックス C を設定し解析を実施すると、ある振動領域で負減衰となったため、減衰マトリックスが解析で負減衰とならないこと、かつ免震支承に構造減衰を与え過ぎないことを想定し、1次モードのモード減衰値をCase1で $h=0.0055$ (解析値 0.0040)、Case2で $h=0.004$ (解析値 0.0018) と修正し、 α 及び β を設定した。

(3) 応答解析結果

Case1及びCase2の解析結果を表8に示す。Case1の入力加速度と上部工応答加速度による増幅率は、弥栄NSで0.66(66%)、弥栄EWで0.63(63%)であった。また、Case2は弥栄NSが0.52(52%)、弥栄EWが0.46(46%)とCase1よりも、長周期効果により上部工の応答加速度が低減している。

上部工の応答変位は、Case2では316.5mmと425.1mmであり、Case1の167.3mmと240.8mmと比較すると増大していることが判る。また、入力加速度が243.2gal(NS)と320.7gal(EW)程度であるが、上部工や支承の応答相対

変位が、Case1で最大240.8mm (図11)、Case2で最大 $\delta=425.1\text{mm}$ (図12) と大きな応答となった。下部工の塑性ヒンジでは、基本ケースと同様に弾性変形であり損傷は発生していない。

表6 固有値解析結果 (Case1)

モード次数	f(Hz)	T(s)	有効質量比		h
			X	Y	
1	0.499	2.004	0.505	0.000	0.0040
2	1.132	0.883	0.000	0.000	0.0206
3	1.672	0.598	0.000	0.000	0.0228
4	2.066	0.484	0.000	0.396	0.0257
5	4.300	0.233	0.000	0.000	0.0261
6	5.735	0.174	0.000	0.003	0.0406
7	6.057	0.165	0.000	0.001	0.0570
8	6.579	0.152	0.081	0.000	0.1631
9	6.640	0.151	0.084	0.000	0.1639
10	8.399	0.119	0.000	0.230	0.1120
22	17.094	0.059	0.096	0.000	0.1868

表7 固有値解析結果 (Case2)

モード次数	f(Hz)	T(s)	有効質量比		h
			X	Y	
1	0.331	3.020	0.501	0.000	0.0018
2	1.130	0.885	0.000	0.000	0.0207
3	1.670	0.599	0.000	0.000	0.0228
4	2.065	0.484	0.000	0.396	0.0257
5	4.299	0.233	0.000	0.000	0.0261
6	5.734	0.174	0.000	0.003	0.0405
7	6.056	0.165	0.000	0.001	0.0570
8	6.521	0.153	0.083	0.000	0.1657
9	6.583	0.152	0.084	0.000	0.1665
10	8.398	0.119	0.000	0.230	0.1120
22	17.091	0.059	0.096	0.000	0.1871

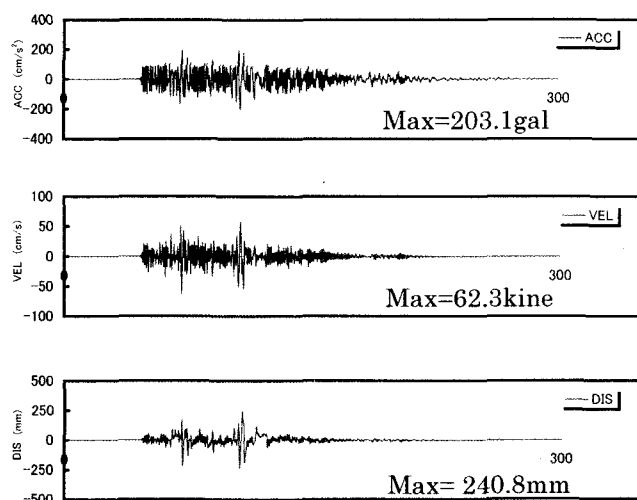


図11 Case1の時刻歴応答(弥栄EW：上部工)

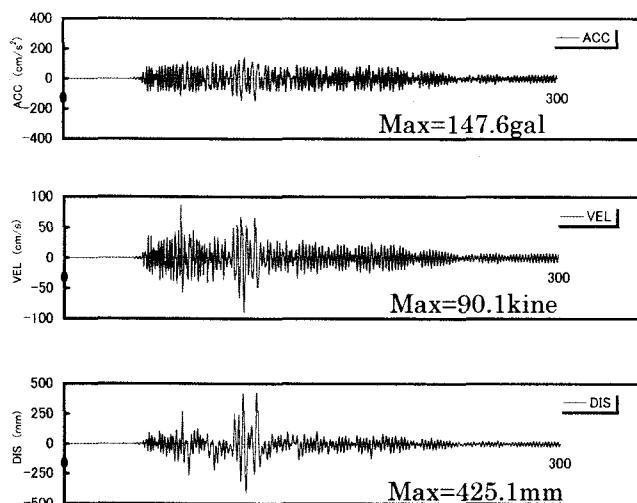


図12 Case2の時刻歴応答(弥栄EW：上部工)

表8 動的解析結果一覧

ケース名 地震波：弥栄	方向	入力最大				上部工の応答値				支承部の変位量 (mm)			
		ACC (gal)	ACC (gal)	VEL (kine)	DIS (mm)	ACC (gal)	ACC (gal)	VEL (kine)	DIS (mm)	支承①	支承②	支承③	支承④
Case-1 (T=2.0s)	NS	243.2	161.6	60.9	167.3	165.3	161.3	161.3	164.7				
	EW	320.7	203.1	62.3	240.8	238.3	233.1	233.3	237.6				
Case-2 (T=3.0s)	NS	243.2	127.3	56.5	316.5	315.4	312.3	312.3	315.1				
	EW	320.7	147.6	90.1	425.1	423.6	419.8	419.8	423.2				

(4) 結果の考察

シミュレーション波形の弥栄 NS と弥栄 EW は、卓越する振動領域が、図7より $f \approx 0.3\text{Hz}$ から 0.45Hz である。ケーススタディーとして検討したモデルの、有効変位に対する卓越した固有振動数 f は、Case1 で $f \approx 0.499\text{Hz}$ 、Case2 で $f \approx 0.331\text{Hz}$ であり、これらと概ね一致する。このようなことから、上部工や支承の応答変位が増大したと考えられる。しかしながら、これらの時刻歴変位図で両ケースともに、 $t=75\text{s}$ 付近と $t=110\text{s}$ 付近で大きく増幅し始めるが、その後瞬時に収束しており、免震デバイスの履歴による減衰が機能していると考えられる。

7. 結論

H8 年の道路橋示方書・同解説により設計された実橋を取り上げ、南海・東南海地震を想定したシミュレーション波形を用いて非線形動的解析を行った。また長周期成分が卓越する2つモデルを作成し、これらの

シミュレーション波形により非線形動的解析を行い、固有周期の違いによる応答効果を検討した。本検討により得られた結論は以下の通りである。

- 1) 南海・東南海地震が同時に発生した場合では、固有周期が長い構造は非常に大きな応答となり、耐震上の問題が指摘される。
- 2) このようなシミュレーション波形においても、免震デバイスが地震力を効果的に吸収し、下部工に損傷を与えないことから、免震構造は有効な対策の1つである。

なお、本検討は、大阪府域を想定したシミュレーション波形であり、全ての南海・東南海地震による地震動波形を想定していない。

謝辞：(財) 地域地盤環境研究所の鶴来雅人氏には、南海・東南海地震のシミュレーション波形を提供して頂き、また波形作成手法についてご指導頂いた。ここに記して感謝の意を表します。

参考文献

- 1) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説(V耐震設計編)，平成8年12月。
- 2) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説(V耐震設計編)，平成14年3月。
- 3) 趙伯明・鶴来雅人・香川敬生：大阪盆地を対象とした東海・東南海地震の地震動シミュレーション(1)，土木学会地震工学論文集 Vol.27, No.83, 2003。
- 4) 鶴来雅人・趙伯明・香川敬生：大阪盆地を対象とした東海・東南海地震の地震動シミュレーション(2)，土木学会地震工学論文集 Vol.27, No.155, 2003。
- 5) 例えば、横川、竹ノ内、宇野：履歴減衰を導入した構造減衰に関する一考察，第7回地震時保有耐力法に基づく橋梁等構造の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，pp.149-154, 2004。