

長周期構造物に対する長周期地震動の影響

指導教員 岩本 政巳 助教授

山本 浩貴

1. はじめに

平成 15 年 9 月 26 日に発生した M8.0 の 2003 年十勝沖地震は、震源に近い十勝、釧路、日高地方だけでなく、震央から離れた札幌市や室蘭市などでも被害をもたらした。さらに、苫小牧市ではスロッシングが原因とみられる石油タンクの火災が発生した。この地震はプレート境界で発生した地震で、長周期の波動成分を多く含んでおり、典型的な海溝型巨大地震である。この地震動の長周期成分が原因でスロッシングが生じたと言われている。一方、平成 16 年 9 月 5 日に紀伊半島や東海道沖を震源とする 2 つの M7 クラスの地震が発生した。今後 30 年間でかなりの確率で生じると言われている東南海地震の発生に現実性を与えている。東南海地震も典型的な海溝型巨大地震であり、地震動の特性として長周期成分が卓越するものと考えられる。したがって、名古屋などの大都市における固有周期が比較的長い構造物は大きな被害がでると予想される。

そこで、本研究では免震支承を用いた道路橋のように比較的固有周期の長い構造物を解析対象とし、長周期地震動と短周期地震動を入力地震動として地震応答解析を行い、その被害を比較することによって、長周期地震動が長周期構造物に与える影響を検証した。それにより今後発生することが危惧されている東海地震や東南海地震のような長周期成分の卓越した地震動の長周期構造物に対する危険性を明らかにすることを目的とする。

2. 解析対象

本研究で解析対象とした道路橋は、表-1 に示す計 4 つの橋で、いずれも橋脚は矩形柱 RC 橋脚である。

ここで、 α 、 β 橋はともに実在する免震橋であり、特徴としては、橋脚の高さがおよそ 20~30m あって、比較的高い構造となっている点があげられる。また、 α 、 β 橋の各橋脚は断面構成（配筋等）や形状寸法が橋脚ごとに異なるので、解析の際はこの点に注意し橋脚ごとに断面剛性を算出した。

一方、 γ 、 δ 橋は、実在する非免震橋の支承条件を免震支承として長周期化させた仮想の免震橋である。 γ 、 δ 橋は、ともに全体が対称構造となっている点特徴的である。

また、各橋に使用されている免震支承は橋脚によって異なるが、例として各橋の P1 橋脚に使用されている免震支承の特性を表-2 に示す。表-2 の δy は降伏変位、 δ_{max} は有効設計変位、K1 は一次剛性、K2 は二次剛性である。 γ 橋および δ 橋に設定した免震支承は同一条件のものである。

3. 入力地震動

本研究では、長周期地震動として十勝沖地震、兵庫県南部地震、想定東海地震の地震動加速度を用いた。また、短周期地震動としては濃尾地震、三陸南地震の地震動加速度を用いた。

ここで、地震動加速度は、観測記録によるものや、工学基盤面の地震動加速度を推定し地盤条件等を適切に考慮した地盤応答解析によって得られた地表面相当の地震動加速度である。そして、スペクトル解析によって卓越周期成分を調べることにより、比較的長周期成分が卓越しているものと短周期成分が卓越しているものを選定した。

本研究では長周期地震動の影響を検証することが目的であることから、地震動の最大加速度は同程度で卓越周期成分が長い地震動と短い地震動の組み合わせを考え、その解析結果を比較する。その組み合わせ（ケース 1~4）および各地震動の概要を表-3 に示す。なお、便宜的に各入力地震動を表中に示す通り a~h と称することとする。ここで、十勝沖地震 1、2 は振幅調整によって最大加速度を変えたものであり、波形としては同じものである。ま

表-1 解析対象の概要

橋名	構造形式	橋長
α 橋	PC3径間連続中空床版橋	187m
β 橋	10径間連続非合成鋼板桁橋	505m
γ 橋	2径間連続非合成鋼板桁橋	50.6m
δ 橋	3径間連続鋼板桁橋	129.2m

表-2 免震支承の特性

	δy (m)	δ_{max} (m)	K1 (kN/m)	K2 (kN/m)
α 橋	0.0210	0.2060	196944	30299
β 橋	0.0050	0.0590	279500	26630
γ 橋	0.0144	0.0700	15516	2387
δ 橋				

表-3 入力地震動の概要

ケース	地震動	最大加速度 (gal)	卓越振動数 (Hz)	周期特性
ケース1	a:十勝沖地震1	264.05	0.5・1.3	長周期
	b:濃尾地震A	246.13	1.5~2.5	短周期
ケース2	c:十勝沖地震2	765.90	0.5・1.3	長周期
	d:濃尾地震B	762.27	2.5	短周期
ケース3	e:兵庫県南部地震	541.58	1~1.5・2.8	長周期
	f:濃尾地震C	536.82	2	短周期
ケース4	g:想定東海地震	213.56	0.8	長周期
	h:三陸南地震	195.96	2	短周期

た、濃尾地震 A, B, C は異なる地点での推定地震動であり、波形も異なるので最大加速度や卓越振動数も異なる。

4. 解析方法

本研究では、解析対象を節点とはり要素からなる橋軸方向の平面モデルとし、離散型運動方程式を解くことにより、ケース1~4の地震動加速度を入力地震動とする地震応答解析を行った。数値解析には Newmark β 法を用いた。構造物の減衰に関してはレイリー減衰を用い、減衰定数は2%とした。なお、地震動加速度は橋軸方向にのみ入力した。

解析対象のモデル化では、径間が連続する部分全体を対象とする。それを桁、橋脚、支承からなるものとして簡略化し、桁には剛体要素、橋脚には横ばり部に剛体要素、柱部に非線形要素、免震支承には水平ばねを用いた。さらに、橋脚とフーチングの境界で起こる軸方向鉄筋の抜け出しによる変位の増加現象を非線形の回転ばねにより表現した。ここで、桁と橋脚横ばり部を剛体要素としてモデル化するのは、それらにおいては剛性が比較的高いことなどから損傷を受けることはないかと仮定したためである。フーチング、地中梁等の基礎構造物と地盤のモデル化は行っていない。そのため、解析では基礎構造物と地盤の相互作用の影響は考慮していない。このように簡略化したモデルとしたのは、計算時間を短縮するためである。橋脚柱部の非線形要素の復元力モデルには、**図-1**に示すような、ひび割れ限界、降伏限界、終局限界からなる曲げモーメント-曲率関係のトリリニアモデルを採用した。また、橋脚とフーチングの境界で起こる鉄筋の抜け出し現象を表現するための非線形回転ばねには、曲げモーメント-回転角関係のトリリニアモデルを採用した。免震支承の水平ばねには、一次剛性と二次剛性を考慮した水平力-水平変位関係のバイリニアモデルを採用した。

地震応答解析では、各節点における変位と各はり要素に作用する曲げモーメント及び曲率が時刻歴で得られる。塑性率はその作用曲率と別途算定した部材の降伏曲率から算出し、作用せん断力は解析によって得られた作用曲げモーメントの勾配から別途算定した。

5. 解析結果と考察

5.1 被害の面からみた長周期構造物に対する長周期地震動の影響

本節では、 $\alpha \sim \delta$ 橋に対してケース1~4の地震動加速度を入力した場合の被害を検証する。

各橋の固有値解析結果を**表-4**、地震応答解析結果を**表-5**、 α 橋の塑性率の結果に着目したものを**図-2**に示す。なお、**表-5**には各橋の最大変位とP1橋脚における作用力の結果のみ

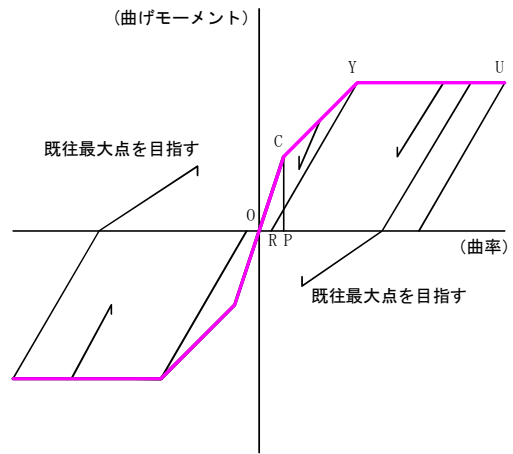


図-1 橋脚柱部の復元力モデル

表-4 $\alpha \sim \delta$ 橋の固有値

橋名	固有振動数 (Hz)	固有周期 (sec)
α 橋	1.202	0.832
β 橋	1.175	0.851
γ 橋	1.251	0.799
δ 橋	0.734	1.363

表-5 各橋の地震応答解析結果

ケース	ケース1		ケース2		ケース3		ケース4	
地震波	a	b	c	d	e	f	g	h
α 橋								
変位 (cm)	3.95	2.76	12.00	3.76	9.76	6.74	3.78	1.67
Mmax (kN・m)	126420	110740	257740	131320	229320	176400	119560	74382
塑性率	0.206	0.154	0.664	0.226	0.568	0.379	0.184	0.073
Smax (kN)	7125	5557	14700	7076	11956	9320	6439	4067
β 橋								
変位 (cm)	5.73	3.45	16.80	5.73	12.70	10.90	5.48	2.44
Mmax (kN・m)	70099	49519	112700	70099	112504	110740	64974	37828
塑性率	0.567	0.354	3.410	0.567	1.948	0.992	0.516	0.236
Smax (kN)	5811	3989	9996	5811	9418	9212	5400	3116
γ 橋								
変位 (cm)	2.64	1.97	7.98	4.52	6.41	4.40	2.80	1.25
Mmax (kN・m)	8173	7997	15582	15288	15484	13622	7232	5263
塑性率	0.123	0.113	2.176	0.969	1.099	0.766	0.088	0.064
Smax (kN)	1294	1235	2822	2617	2548	2185	1137	843
δ 橋								
変位 (cm)	3.21	3.80	12.60	4.60	7.25	5.75	3.86	1.77
Mmax (kN・m)	8350	6586	23520	15386	19992	15288	7193	5390
塑性率	0.0273	0.0216	0.0767	0.0501	0.0652	0.0500	0.0235	0.0176
Smax (kN)	1803	1519	5125	3930	4302	3479	1558	1215

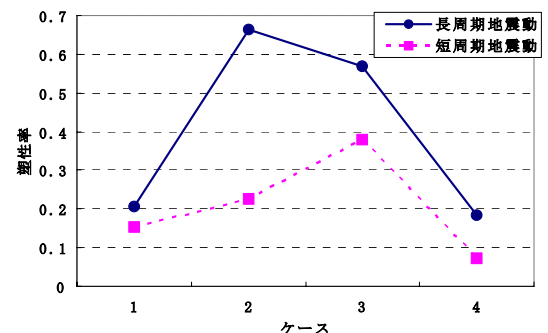


図-2 塑性率の結果 (α 橋)

解析例として示した。

表-4より、 $\alpha \sim \delta$ 橋の固有振動数は1Hz前後であり、比較的長周期の構造物であるといえる。表-5より、いずれの橋においても全てのケースで最大変位が短周期地震動のときより長周期地震動のときのほうが大きな値となっているのがわかる。また、最大作用曲げモーメント M_{max} 、塑性率、最大作用せん断力 S_{max} も、短周期地震動のときより長周期地震動のときのほうが大きな値となっている。これらは、複数の橋脚を有する $\alpha \cdot \beta \cdot \delta$ 橋の場合、全ての橋脚において同じ結果となった。また、ケース2とケース3の結果をみると、短周期地震動 d と長周期地震動 e では最大加速度の値が前者のほうが大きいにもかかわらず、被害は後者のときのほうが大きくなっているのがわかる。

以上のことは、 $\alpha \sim \delta$ 橋のような比較的固有周期の長い免震橋と長周期成分が卓越した地震動との共振が原因であると考えられる。

5.2 免震効果の面からみた長周期地震動の影響

本節では、まず免震支承による地震時の下部工の負担低減効果に対して長周期地震動が与える影響について検証する。ここで、本節では解析対象のモデル化を、図-3のように1基の橋脚とそれが支持する上部構造部分からなる部分のみ対象とし、支承条件を免震支承もしくはピン支承として行った。解析対象としたのは α 橋P1橋脚部分と γ 橋P1橋脚部分である。そして、支承が免震支承の場合とピン支承の場合とで解析結果を比較し、その免震効果をみた。

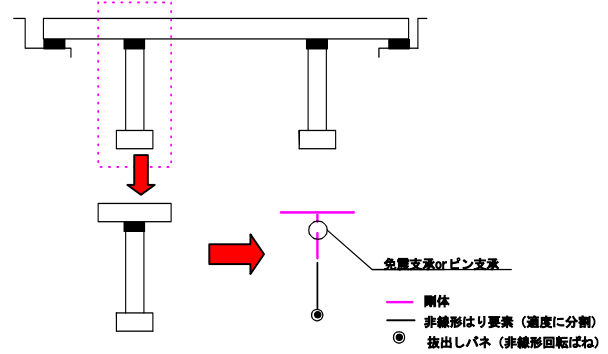


図-3 モデル化

表-6 部分系モデルの固有値

解析対象	支承条件	固有振動数 (Hz)	固有周期 (sec)
α 橋P1	免震	1.018	0.982
	ピン	1.416	0.706
γ 橋P1	免震	1.005	0.995
	ピン	3.893	0.257

ここで、解析対象とするモデルの固有値解析結果を表-6に示す。また、解析例としてケース1の結果を表-7に示す。表中の値は、橋脚下端部での M_{max} 、塑性率、 S_{max} に関するそれぞれの免震支承時の値とピン支承時の値の比である。この比の値が小さいほど免震支承による効果が大きいということになる。

表-7 地震時の負担低減効果

ケース	ケース1	
地震波	a	b
α 橋 P1 橋脚部分		
M 免震 / M ピン	0.759	0.665
ϕ 免震 / ϕ ピン	0.668	0.501
S 免震 / S ピン	0.705	0.671
γ 橋 P1 橋脚部分		
M 免震 / M ピン	0.563	0.533
ϕ 免震 / ϕ ピン	0.174	0.049
S 免震 / S ピン	0.622	0.552

解析結果より、比の値が全て1未満の値となっていることから、支承条件を免震支承とすることでピン支承の場合より地震時の橋脚にかかる負担を低減できることが明らかである。また、 α 橋と γ 橋の解析結果を比較すると、比の値が全体的に α 橋のほうが大きくなっているのがわかる。これは表-6より、支承条件をピンから免震にすることによる固有値の長周期化の度合いが γ 橋のほうが α 橋よりも大きいことが関係していると考えられる。すなわち適度な長周期化が橋脚にかかる負担の低減にとって重要であると考えられる。

一方、表-7より α 橋、 γ 橋ともに長周期地震動のときよりも、その低減効果が小さくなっているのがわかり、図-4は例として γ 橋の塑性率に関する比の値の結果をグラフにしたものだが、これからもわかるように他のケースでも同様の傾向がみられた。

これは、免震橋の固有周期が比較的長く、長周期地震動と共振して変位が増大し、その分橋脚にかかる作用力も大きくなるのが原因の一つであると考えられるが、長周期地震動が免震支承の働きに何らかの影響を与える可能性も考えられる。

そこで、今度は免震支承の働きそのものに着目して検討してみる。そもそも免震橋は、上部構造と下部構造を免震支承によって柔らかく結合し、両者間の相対変位が生じやすくすることにより橋に作用する地震力の低減を図るものである。

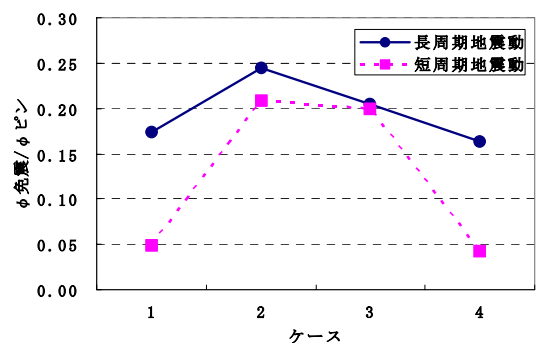


図-4 負担低減効果の検証 (γ 橋)

よって、地震時の上部工の変位量の累積と下部工の変位量の累積の比を見てみることにした。ここで、免震支承の働きを検討するためにも、上

表-8 免震支承における地震時変位集中度の検証

ケース		ケース 1		ケース 2		ケース 3		ケース 4	
地震動		a	b	c	d	e	f	g	h
Y/X	α 橋	0.143	0.680	0.994	0.119	0.292	0.725	0.614	0.651
	γ 橋	0.082	0.054	0.667	0.354	1.060	0.184	0.066	0.023

部工変位は免震支承上端部、下部工変位は免震支承下端部のもをみた。変位量は変位の絶対値をとって求め、上部工および下部工における地震時の累積変位量をそれぞれ X 、 Y とした。比は Y/X とし、この値が小さいほど免震支承の働きがよく、免震支承における地震時の変位集中度は大きいこととなり、免震効果は大きいといえる。なお、結果は表-8 に示す。

表-8 より、α 橋のケース 2 以外のケースで長周期地震動のときのほうが短周期地震動のときより Y/X が小さく、免震支承の働きはよかったといえる。しかし、α 橋のケース 2 および γ 橋の全てのケースのように、長周期地震動のときのほうが短周期地震動のときより Y/X が大きく、免震支承の効果は小さくなっており、免震橋に期待される地震時の免震支承における変位集中度に関しては長周期地震動のときのほうが短周期地震動のときより小さくなる場合もみられた。

一方、図-5、図-6 に γ 橋のケース 1 における免震支承の時刻歴応答変形量を例として示す。これより、免震支承の最大変形量は長周期地震動時のほうが短周期地震動時より大きな値となっており、他のケースでも同様であった。これは、共振によって上部工の変位が増大する分、免震支承の変形も大きくなることが原因であると考えられるが、このことから、上部工の変位を免震支承で吸収し下部工に伝わる変位を抑えるという点に関しては、長周期地震動時であっても免震支承によるメリットはあるといえる。

6. まとめ

本研究では、免震橋を解析対象として長周期地震動が比較的固有周期の長い構造物にどのような影響を与えるか検証し、以下のような結果が得られた。

- ①免震橋のように比較的固有周期の長い構造物では、短周期地震動のときより長周期地震動のときのほうが橋脚にはたらく作用力が大きくなり、被害が大きくなる傾向がある。これは、比較的固有周期の長い構造物が長周期地震動と共振し、変位が増大することが原因であると考えられる。
- ②支承条件をピンから免震にすることによって橋脚にかかる負担は低減できるが、長周期地震動のときのほうが短周期地震動のときより、その負担低減効果が小さくなる傾向がある。これも①と同様に免震橋と長周期地震動の共振の影響が原因であると考えられる。
- ③地震時の上部工を免震支承によって吸収し下部工に伝わる変位を抑えるという変位吸収効果に関しては、長周期地震動時であっても期待できるが、地震時の免震支承における変位集中度に関しては、短周期地震動のときと比較すると長周期地震動のときのほうが小さくなる場合もみられた。

参考文献

- 1) 社団法人日本道路協会編：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，社団法人日本道路協会，2002. 2
- 2) 大塚久哲著：実践耐震工学，共立出版株式会社，2004. 2
- 3) 杉戸真太ほか：周波数特性を考慮した等価ひずみによる地盤の地震応答解析に関する一考察，土木学会論文集，No. 493/111-27，pp. 49-58，1994. 6

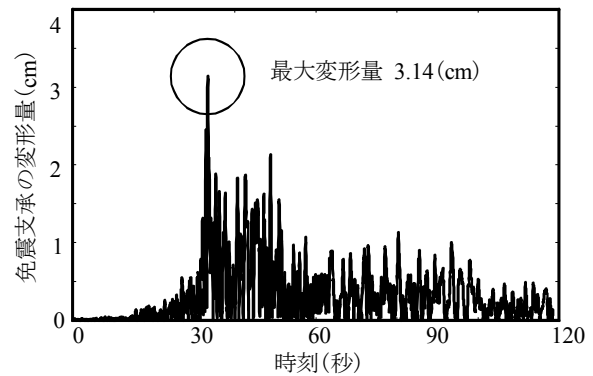


図-5 地震動 a のときの時刻歴応答値

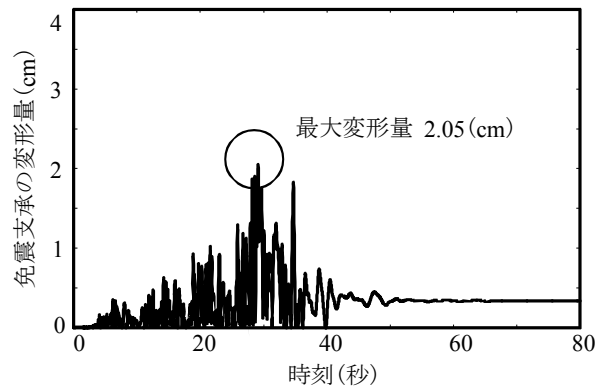


図-6 地震動 b のときの時刻歴応答値