

強震記録を用いた道路橋の地震応答解析

佐藤崇・尾山靖史・臺原直

正会員（株）長大 構造事業本部 耐震技術部（〒305-0812 茨城県つくば市東平塚730）

1. はじめに

平成23年太平洋沖地震では、道路橋を始めとして多くの構造物に甚大な被害をもたらした。道路橋の被災調査結果^{1),2),3)}によると、道路橋の被害の原因としては、「地震動による被害」と「津波による被害」及び「地盤の液状化による影響」に大きく分けられ、このうち、「地震動による被害」は主に古い基準で設計された道路橋を中心に生じており、耐震補強された道路橋については古い基準で設計された道路橋に比較して損傷が小さいことが報告されている。

今後は、被災を受けた道路橋に対する調査結果をもとに、被災要因の分析がさらに進められとともに、今回の地震を直接受けなかった道路橋に関しても同様な規模の地震を受けた時に、被害を生じる可能性があるかをある程度把握する必要がある。

本研究では、東北地方太平洋補記地震で観測された強震記録を用いて、一般的な道路橋を想定した地震応答解析を行い、道路橋がどのような地震応答を示すかを検討した。地震応答を整理するにあたっては、現行の設計地震動を用いた地震応答解析結果と比較している。

2. 検討対象とする橋梁

検討対象とする橋梁の概要を表-1に示す。検討対象とする橋梁は、固定・可動支承を有する固有周期が1.5秒以下にある高架橋の鋼製橋脚（単柱とラーメン橋脚）及びアーチ橋を対象とした。対象とした鋼製橋脚は、平成14年道路橋示方書によって設計された橋脚であり、非線形動的解析結果から得られた応答値をもとに耐震設計されている。アーチ橋は、兵庫県南部地震以前に設計された橋梁であり、耐震補強されていない橋梁である。

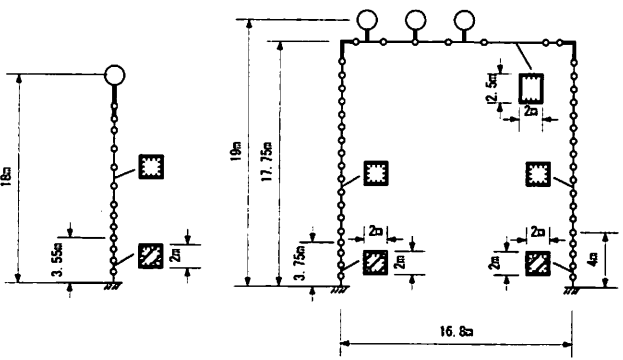
表-1 検討対象とする橋梁の固有周期と地盤種別

対象橋梁	固有周期		地盤種別
	橋軸	直角	
高架橋の鋼製橋脚（単柱）	-	0.85秒	Ⅱ種
高架橋の鋼製橋脚（ラーメン）	-	0.34秒	Ⅱ種
アーチ橋 1	0.87秒	0.62秒	Ⅰ種
アーチ橋 2	1.40秒	0.89秒	Ⅰ種

3. 解析モデルと解析条件

(1) 解析モデル

対象とする鋼製橋脚とアーチ橋の解析モデルを図-1に示す。鋼製橋脚は、梁部と柱部を非線形はり要素（ファイバー要素）によってモデル化し、橋脚柱基部を固定とした。ファイバー要素に与えた鋼材と柱基部の鋼断面に充填したコンクリートの応力-ひずみ関係を図-2に示す。



鋼製橋脚単柱 鋼製橋脚ラーメン
図-1 検討対象とした鋼製橋脚の解析モデル

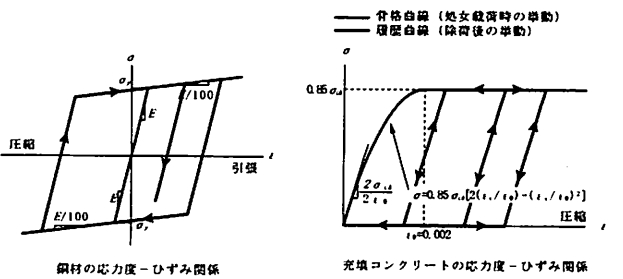
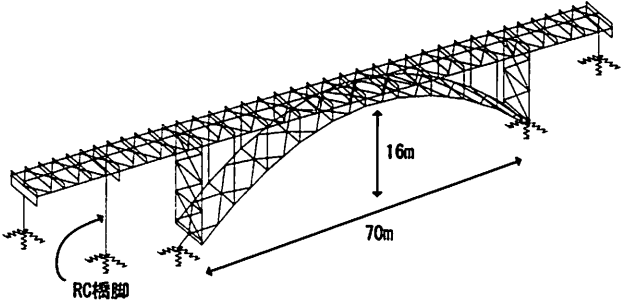
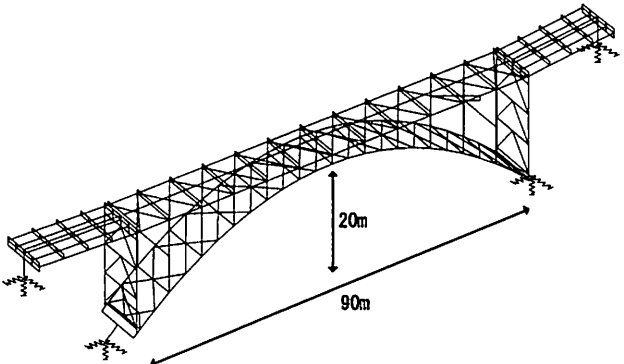


図-2 鋼材とコンクリートの応力-ひずみ関係

アーチ橋は、アーチ橋 1 の R C 橋脚以外はいずれも線形のはり要素でモデル化した。アーチ橋 1 の R C 橋脚は、非線形はり要素（M- ϕ 関係）によって曲げによる非線形を考慮した。R C 断面の復元力モデルには、Takedaモデルを用いた。



アーチ橋 1： 固有周期0.87秒（橋軸方向）
固有周期0.62秒（橋軸直角方向）



アーチ橋 2： 固有周期1.40秒（橋軸方向）
固有周期0.89秒（橋軸直角方向）

図-3 アーチ橋の解析モデル

(2) 解析条件

解析は、線形または非線形の時刻歴応答解析とし、積分手法はニューマーク β 法（ $\beta = 1/4$ ）を用いた。地震動は、橋軸方向と橋軸直角方向にそれぞれ独立に入力した。対象とする各橋梁の解析条件を表-1にそれぞれ示す。

表-2 解析条件

項目	鋼製橋脚 単柱	鋼製橋脚 ラーメン	アーチ橋1	アーチ橋2
解析手法	非線形動的解析	非線形動的解析	線形動的解析	非線形動的解析
非線形を考慮する部位	柱部	柱部 梁部	—	R C 橋脚の柱部
非線形モデル	ファイバー要素	ファイバー要素	—	M- ϕ 要素
減衰モデル	剛性比例型減衰	剛性比例型減衰	Rayleigh 型減衰	Rayleigh 型減衰
地震動の入力方向	直角方向のみ	直角方向のみ	橋軸方向 直角方向	橋軸方向 直角方向

4. 解析に用いた強震記録

鋼製橋脚の解析に用いた東北地方太平洋沖地震における強震記録（Ⅱ種地盤）⁴⁾を表-3に示す。ここでは、東北地方太平洋沖地震で観測された強震記録のうち、SI値が50以上の波形を用いた。解析に用いた強震記録（Ⅱ種地盤）の加速度応答スペクトルを図-4に示す。図には、道路橋示方書の設計地震動と検討対象とした鋼製橋脚（単柱とラーメン）の橋軸直角方向 1 次の固有周期を併せて示している。図より、鋼製橋脚（ラーメン）の 1 次の固有周期では、東北地方太平洋沖地震の強震記録の加速度応答スペクトルが設計地震動の加速度応答スペクトルと同等あるいは大きくなるため、鋼製橋脚（ラーメン）の応答は東北地方太平洋沖地震を入力した場合が設計地震動を入力した場合と同等あるいはそれよりも大きくなることが予想される。特に、TCGH16芳賀、IBR003日立、IBR013銚田地点の強震記録を入力した場合は、鋼製橋脚（ラーメン）の上部構造慣性力作用位置に約5000～7000ガルの大きな加速度が生じることが予想される。鋼製橋脚（単柱）の 1 次の固有周期では、東北地方太平洋沖地震の強震記録の加速度応答スペクトルが設計地震動の加速度応答スペクトルと同等あるいは小さくなるため、鋼製橋脚（単柱）の応答は東北地方太平洋沖地震の強震記録を入力した場合が設計地震動を入力した場合と同等あるいはそれよりも小さくなるものと予想される。

表-3 東北地方太平洋沖地震の強震記録（Ⅱ種地盤）

K-NET,KiK-netの 観測地点	観測 成分	最大加速 度(gal)	マグニチュード Mw
MYG013仙台	NS	1517.20	9
TCGH16芳賀	EW	1196.70	9
IBR003日立	NS	-1597.60	9
IBR013銚田	EW	1070.30	9
MYG010石巻	NS	458.20	9

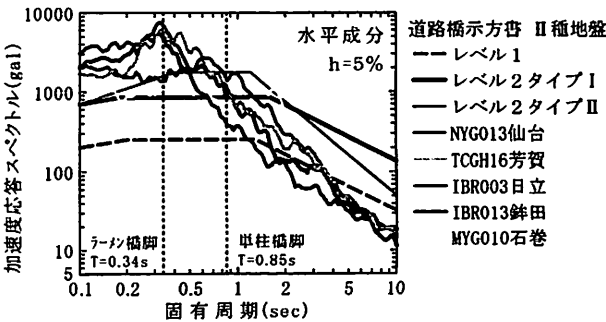


図-4 強震記録の加速度応答スペクトル（Ⅱ種地盤）

アーチ橋の解析に用いた東北地方太平洋沖地震に

おける強震記録（Ⅰ種地盤）⁴⁾を表-4に示す。ここでは、東北地方太平洋沖地震で観測された強震記録のうち、SI値が50以上の波形を用いた。解析に用いた強震記録（Ⅰ種地盤）の加速度応答スペクトルを図-5に示す。図には、道路橋示方書の設計地震動と検討対象としたアーチ橋1と2の橋軸方向と橋軸直角方向の1次の固有周期を併せて示している。図より、東北地方太平洋沖地震のIBR002高萩地点とTCG006小川地点の強震記録を除くと、アーチ橋の1次固有周期では東北地方太平洋沖地震と設計地震動の加速度応答スペクトルの値が同等または東北地方太平洋沖地震の方が設計地震動よりも小さくなるため、アーチ橋の応答は東北地方太平洋沖地震を入力した場合の方が設計地震動を入力した場合よりも小さくなることが予想される。東北地方太平洋沖地震のIBR002高萩地点とTCG006小川地点の強震記録を入力した場合は、東北地方太平洋沖地震を入力した場合の方が設計地震動を入力した場合よりも応答が大きくなることが予想される。

表-4 東北地方太平洋沖地震の強震記録（Ⅰ種地盤）

K-NET,KiK-net の観測地点	観測 成分	最大加速 度(gal)	マグニチュー ド・Mw
NYG004築館	NS	2699.90	9
TCG006小川	NS	377.60	9
TCG014茂木	EW	1204.60	9
IBR002高萩	EW	-588.10	9
MYGH10山元	NS	-870.80	9

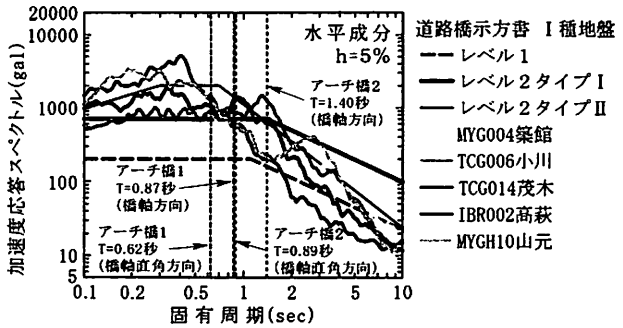


図-5 強震記録の加速度応答スペクトル（Ⅰ種地盤）

5. 地震観測記録を用いた動的解析結果

(1) 応答特性

鋼製橋脚（単柱）に入力した地震動の加速度波形と地震応答解析から得られた上部構造慣性力位置の加速度と速度および変位の応答波形を図-6に示す。図-6の(1)～(5)より、上部構造慣性力作用位置の加速度と速度、変位の最大応答は入力地震動の加速度が最大となる付近で大きくなることがわかる。こ

のため、MYG013仙台地点の強震記録のように1000gal以上の加速度振幅が2回現れる地震動は、構造物に対してかなり厳しいものとなる。入力地震動の最大加速度と上部構造慣性力作用位置の応答値の関係をみると、IBR003日立地点の強震記録のように入力地震動の最大加速度が大きくても、系の応答が大きくならない場合が見られる。これは、入力地震動の加速度応答スペクトルが大きくなる周期帯（卓越周期）と系の固有周期がずれているためであるが、改めて構造物の固有周期が構造物の応答（耐震性）に大きな影響を与えることが理解できる。

図-6の(6)は、入力地震動と応答波形の位相（周期）が良くわかるように、応答が大きくなる付近20秒間の波形のみを表示したものである。ここでは、代表的にNYG013仙台地点の強震記録を入力した場合の結果を示す。図より、応答波形の位相から求めた応答波形の周期は、系の固有周期（0.85秒）と概ね等しく、入力地震動のような短い周期で振動していないことがわかる。

東北地方太平洋沖地震の強震記録は、地震動開始から最大加速度に達するまでの時間が長いだけでなく、最大加速度発生後から加速度が小さくなるまでの時間が長いため、塑性変形を生じた構造物（部位）はかなりの累積塑性変形を受ける可能性があるものと予想される。

(2) 最大応答値の比較

東北地方太平洋沖地震の強震記録を用いた地震応答解析から得られた鋼製橋脚およびアーチ橋の最大応答値と設計地震動（道路橋示方書レベル2地震動の標準加速度波形）を用いた地震応答解析から得られた最大応答値を比較し、東北地方太平洋沖地震の強震記録が橋梁に作用する時の応答を整理する。

1) 鋼製橋脚（単柱）の応答

鋼製橋脚（単柱）の地震応答解析から得られた最大応答値を表-5に示す。表より、東北地方太平洋沖地震の強震記録を用いた地震応答解析から得られた最大応答値は道路橋の設計地震動を用いた地震応答解析から得られた最大応答値と同等あるいはそれよりも小さな値となっている。この結果は、先に示した鋼製橋脚（単柱）の1次の固有周期における東北地方太平洋沖地震の強震記録の加速度応答スペクトルと設計地震動の加速度応答スペクトルの大小関係とも整合している。MYG013仙台地点の強震記録を用いた地震応答解析結果と設計地震動を用いた地震応答解析結果の比較では、地震動による系への入力エネルギー（＝履歴吸収エネルギー）がほぼ同等であることもわかる。

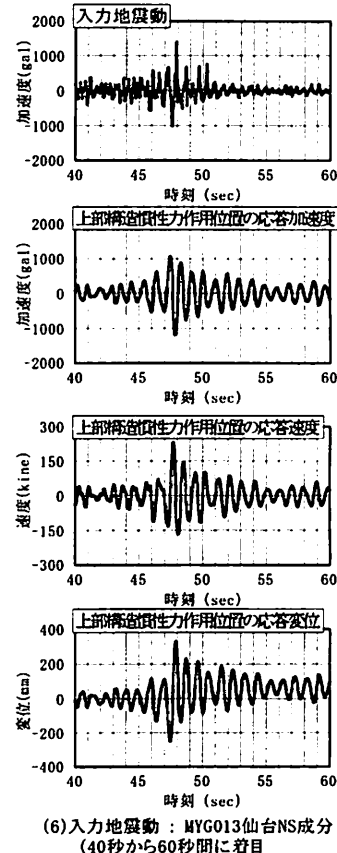
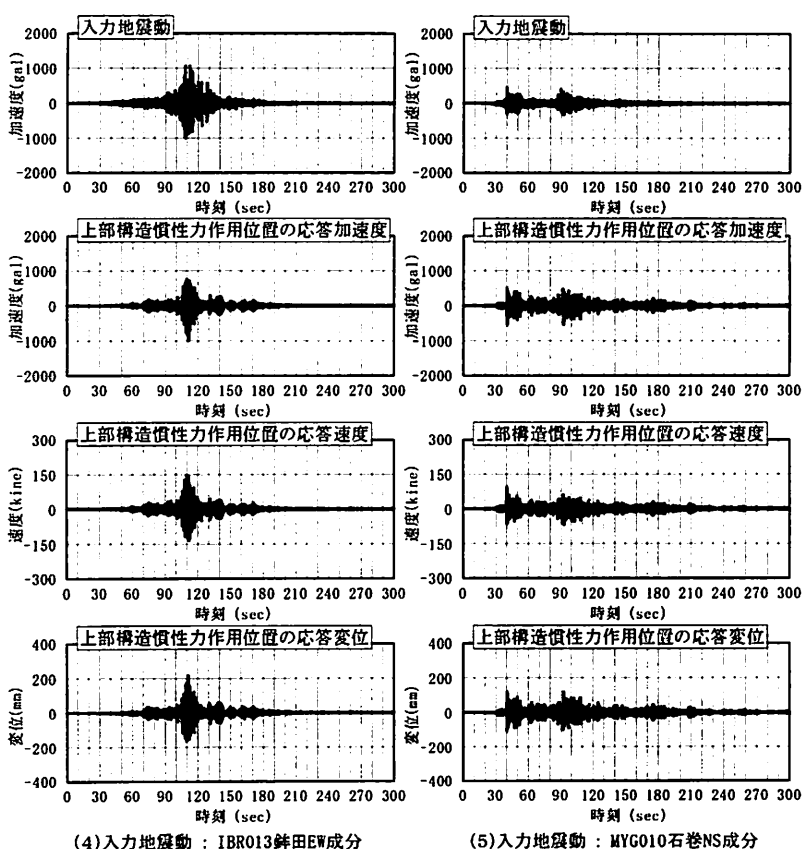
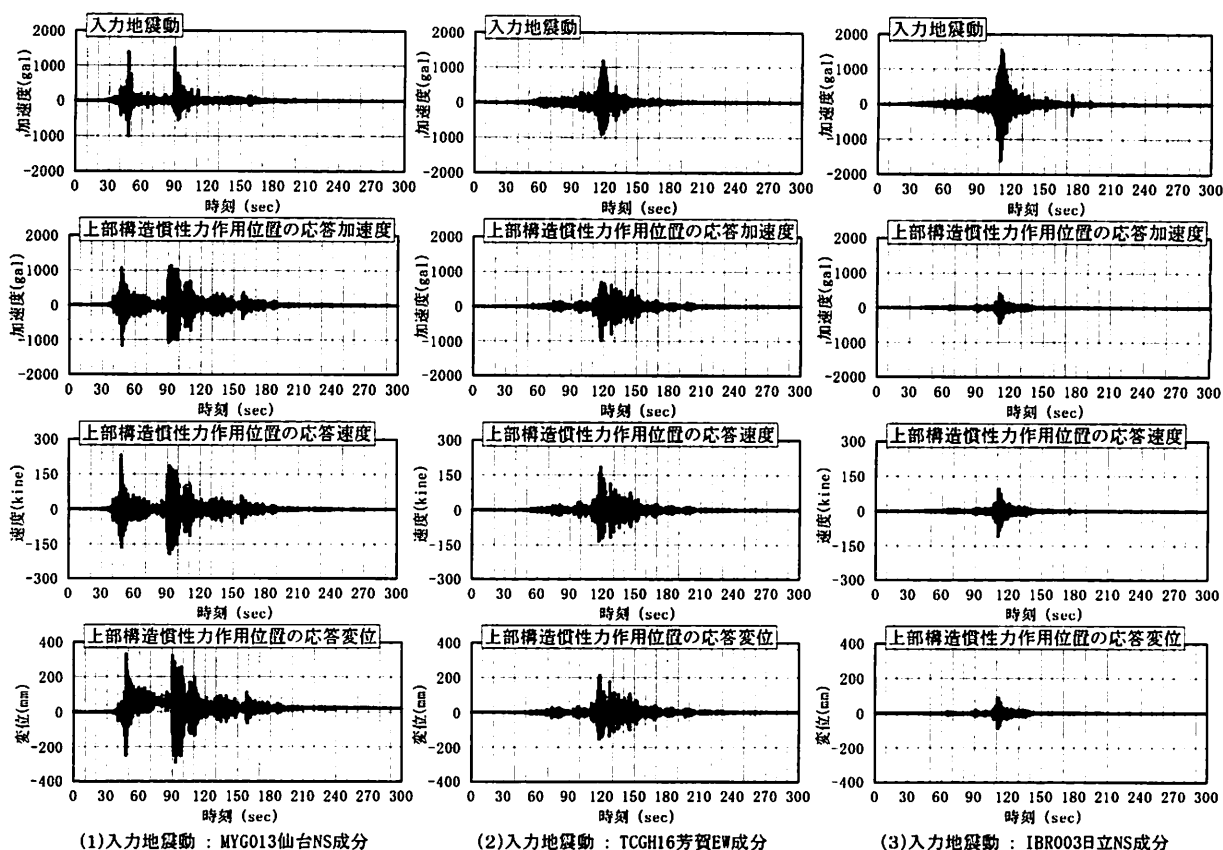


図-6 鋼製橋脚単柱の地震応答解析結果（上部構造慣性力作用位置の応答波形）

表-5 鋼製橋脚（単柱）の地震応答解析結果（地震動：橋軸直角方向入力）

入力地震動	上部構造慣性力作用位置			柱基部			系 履歴吸収エネルギー(kNm)
	加速度 (gal)	速度 (kine)	変位 (mm)	曲げモーメント (kNm)	せん断力 (kN)	圧縮ひずみ ϵ_c / ϵ_v	
道示標準加速度波形	1184(2258)	212(307)	375	113925	7222	2.99	4007
MYG013 仙台	1181(2278)	231(332)	330	111820	6610	2.25	5053
TCGH16 芳賀	982(1093)	185(177)	214	97686	4983	0.98	—
IBR003 日立	431(429)	108(97)	89	40591	2125	0.40	—
IBR013 鉾田	989(1259)	148(192)	217	98874	5131	0.99	—
MYG010 石巻	547(605)	94(100)	119	56646	3291	0.55	—

表-6 鋼製橋脚（ラーメン）の地震応答解析結果（地震動：橋軸直角方向入力）

入力地震動	上部構造慣性力作用位置			柱基部			系 履歴吸収エネルギー(kNm)
	加速度 (gal)	速度 (kine)	変位 (mm)	曲げモーメント (kNm)	せん断力 (kN)	圧縮ひずみ ϵ_c / ϵ_v	
道示標準加速度波形	2259(2379)	125(131)	80	56236	6760	0.76	—
MYG013 仙台	2682(2509)	155(138)	95	67252	7904	0.87	—
TCGH16 芳賀	3474(5316)	220(298)	148	81322	10420	2.16	4323
IBR003 日立	3607(7129)	255(444)	149	81214	10294	2.11	3894
IBR013 鉾田	3455(6262)	226(363)	141	81123	9819	1.96	2617
MYG010 石巻	1435(1648)	77(91)	50	37485	4600	0.50	—

表-7 アーチ橋 1 の地震応答解析結果

入力地震動	橋軸方向入力時				橋軸直角方向入力時			
	上部構造慣性力作用位置			アーチ基部 軸力 (kNm)	上部構造慣性力作用位置			アーチ基部 軸力 (kNm)
	加速度 (gal)	速度 (kine)	変位 (mm)		加速度 (gal)	速度 (kine)	変位 (mm)	
道示標準加速度波形	1344	178	246	5847	3370	299	284	7572
MYG004 築館	752	126	135	4587	4526	197	105	4127
TCG006 小川	1052	126	186	5518	1803	171	173	5600
TCG014 茂木	888	146	114	4840	3124	244	206	6278
IBR002 高萩	1616	205	280	6703	1982	152	151	5007
MYGH10 山元	690	100	119	4340	3715	154	97	3927

表-8 アーチ橋 2 の地震応答解析結果

入力地震動	橋軸方向入力時				橋軸直角方向入力時			
	上部構造慣性力作用位置			アーチ基部 軸力 (kNm)	上部構造慣性力作用位置			アーチ基部 軸力 (kNm)
	加速度 (gal)	速度 (kine)	変位 (mm)		加速度 (gal)	速度 (kine)	変位 (mm)	
道示標準加速度波形	988	79	97	9160	1763	204	285	14688
MYG004 築館	5641	363	111	33957	2562	139	163	13256
TCG006 小川	675	92	221	7234	1208	135	202	12841
TCG014 茂木	2280	137	56	14004	2277	156	140	13398
IBR002 高萩	1171	83	121	9496	2166	243	328	17567
MYGH10 山元	1283	84	40	10545	1227	125	156	10268

2) 鋼製橋脚（ラーメン）の応答

鋼製橋脚（ラーメン）の地震応答解析から得られた最大応答値を表-6に示す。表より、東北地方太平洋沖地震の強震記録を用いた地震応答解析から得られた最大応答値は設計地震動を用いた地震応答解析から得られた最大応答値と同等あるいはそれよりも大きな値となっている。この結果は、先に示した鋼製橋脚（単柱）の1次の固有周期における東北地方太平洋沖地震の強震記録の加速度応答スペクトルと設計地震動の加速度応答スペクトルの関係とも整合している。

3) アーチ橋 1 の応答

アーチ橋 1 の地震応答解析から得られた最大応答

値を表-7に示す。表より、東北地方太平洋沖地震の強震記録を用いた地震応答解析から得られた最大応答値は、IBR002高萩地点の強震記録を用いた応答解析結果を除くと、設計地震動を用いた地震応答解析から得られた最大応答値と同等あるいはそれよりも小さな値となっている。IBR002高萩地点の強震記録を用いた応答解析結果は、設計地震動を用いた地震応答解析から得られた最大応答値よりも大きくなっている。この結果は、先に示したアーチ橋 1 の1次固有周期における東北地方太平洋沖地震の強震記録の加速度応答スペクトルと設計地震動の加速度応答スペクトルの大小関係とも整合している。

4) アーチ橋 2 の応答

アーチ橋2の地震応答解析から得られた最大応答値を表-8に示す。表より、東北地方太平洋沖地震の強震記録を用いた地震応答解析から得られた橋軸方向の最大応答値は設計地震動を用いた地震応答解析から得られた橋軸方向の最大応答値と同等あるいはそれよりも大きな値となっている。この結果は、先に示したアーチ橋2の橋軸方向1次の固有周期と東北地方太平洋沖地震の強震記録の加速度応答スペクトルと設計地震動の加速度応答スペクトルの大小関係と異なっている。東北地方太平洋沖地震の強震記録を用いた地震応答解析から得られた橋軸直角方向の最大応答値は、IBR002高萩地点の強震記録を用いた地震応答解析結果を除くと、設計地震動を用いた地震応答解析から得られた橋軸直角方向の最大応答値と同等あるいはそれよりも小さな値となっている。この結果は、先に示したアーチ橋2の橋軸直角方向1次の固有周期における東北地方太平洋沖地震の強震記録の加速度応答スペクトルと設計地震動の加速度応答スペクトルの大小関係と整合している。

5) 高次の固有モードの影響

アーチ橋2の橋軸方向の応答のように、1次の固有周期における加速度スペクトルの大小関係から推定した応答値の大小関係と地震応答解析から得られた応答値の大小関係が異なる原因としては、アーチ橋2の橋軸方向の応答に高次（短周期）の固有振動モードが寄与していることが考えられる。ここでは、MYG004築館地点の強震記録を用いたモード解析法による線形応答解析を行い、各固有振動モード毎の応答値を求め、高次の固有振動モードが応答に大きく寄与しているかどうかを検証した。その結果を表-11と表-12に示す。表には、アーチ基部の応答軸力に寄与する割合が大きい固有振動モード順に、各固有振動モードによって生じる応答軸力（地震時増分）を示している。表-11より、地震動を橋軸方向から入力した場合は、15次、16次、14次の高次の固有振動モードがアーチ基部の応答軸力に大きく影響していることがわかる。表-12より、地震動を橋軸直角方向から入力した場合は、14次の高次の固有振動モードもアーチ基部の応答軸力に影響しているが、2次（＝橋軸直角方向1次）の低次の固有振動モードが支配的である。このように、アーチ橋2の橋軸方向の応答では高次の固有振動モードによる影響が大きく、道路橋示方書の設計地震動よりも短周期成分が大きい東北地方太平洋沖地震において、アーチ橋2の応答が大きくなったことは理解できる。

6. まとめ

ここで対象とした橋梁と入力地震動の数は少ない

表-11 アーチ橋2の線形動的解析結果（モード解析）
アーチ基部の応答軸力（各次応答）
地震動：MYG004築館地点の強震記録，橋軸方向入力

順位	軸力(kN) EQ 増分	比率	モード 次数	周期 (秒)	モード減 衰定数
1	-17092	54%	15	0.254	0.021
2	-11625	37%	16	0.248	0.020
3	-2934	9%	14	0.262	0.020
4	-1148	4%	5	0.373	0.020
5	654	2%	92	0.047	0.023
6	293	0.9%	1	1.401	0.020
7	224	0.7%	21	0.187	0.021
8	-175	0.5%	13	0.289	0.021
9	-129	0.4%	6	0.339	0.021
10	120	0.4%	60	0.064	0.021
Σ1～n	-31827		-	-	-

表-12 アーチ橋2の線形動的解析結果（モード解析）
アーチ基部の応答軸力（各次応答）
地震動：MYG004築館地点の強震記録，橋軸直角方向入力

順位	軸力(kN) EQ 増分	比率	モード 次数	周期 (秒)	モード減 衰定数
1	-6079	66%	2	0.894	0.021
2	-2231	24%	14	0.262	0.020
3	-660	7%	6	0.339	0.021
4	-284	3%	13	0.289	0.021
5	112	1%	9	0.309	0.021
6	-106	1%	27	0.148	0.037
7	-47	0.5%	11	0.299	0.021
8	40	0.4%	10	0.305	0.020
9	-39	0.4%	38	0.100	0.020
10	-35	0.4%	3	0.622	0.020
Σ1～n	-9282	-	-	-	-

が、本解析の範囲で得られた結果を以下に示す。
(1)0.5秒～1秒の範囲にある一般的な橋梁については、東北地方太平洋沖地震による橋梁の応答は道路橋示方書の設計地震動による応答と同等以下あるいはわずかに超過する程度に留まる。
(2)0.5秒以下の短周期の橋梁では、東北地方太平洋沖地震による橋梁の応答は道路橋示方書の設計地震動による応答よりも大きくなる。
(3)橋梁の規模が大きくなると、高次の振動モードの影響も現れてくるため、1秒以上のやや長周期な橋梁であっても東北地方太平洋沖地震動のような短周期成分の大きい地震動に対しては大きな応答を生じる可能性がある。

参考文献

1) 国土技術政策総合研究所, 独立行政法人土木研究所: 東北地方太平洋沖地震による橋梁の查被災調査概要報告, 2011. 4
2) 国土技術政策総合研究所, 独立行政法人土木研究所, 独立行政法人建築研究所: 東日本大震災調査報告会当日発表資料, 2011. 4
3) 土木学会地震工学委員会: 土木学会東日本大震災被害調査団緊急地震被害調査報告書, 2011. 5
4) <http://www.kyoshin.bosai.go.jp/kyoshin/> 強震観測網 (K-NET, kik-net), :防災科学技術研究所