10 径間連続 PC 箱桁橋における 2018 年大阪府 北部地震の地震観測記録と応答特性の評価

佐々木 達生 1・徳橋 亮治 2・服部 匡洋 3・馬越 一也⁴・篠原 聖二 5 ¹正会員 大日本コンサルタント(株) インフラ技術研究所 (〒541-0058 大阪市中央区南久宝寺町 3-1-8) E-mail: tatsuo@ne-con.co.jp ²正会員 大日本コンサルタント(株) インフラ技術研究所 (〒330-6011 さいたま市中央区新都心 11-2) E-mail: tokuhashi@ne-con.co.jp ³正会員 一般財団法人阪神高速道路技術センター (〒541-0054 大阪市中央区南本町 4-5-7) E-mail: hattori_m@tech-center.or.jp ⁴正会員 株式会社地震工学研究センター (〒880-0902 宮崎県宮崎市大淀 3-5-13) E-mail: magoshi@eerc.co.jp ⁵正会員 阪神高速道路株式会社 技術部 (〒541-0056 大阪市中央区久太郎町 4-1-3)

E-mail: masatsugu-shinohara@hanshin-exp.co.jp

大阪府北部地震で震度3 が観測された垂水地区において、6 箇所に地震計が設置された名谷高架橋を対象とする地震時の挙動再現解析を実施した.入力地震動を計測した地表面波形として、基礎天端や橋脚天端、上部構造の計測波形との対比をすることで、一般的に耐震解析で用いられる非線形動的解析モデルの挙動の再現性の確認と、実態との乖離が生じる場合のモデル化における要因の解明を目的としており、一般的なモデル化に加えて入力地震動の加振位置や支承条件をパラメータとして分析を実施した.この結果、加速度や変位の完全な一致には至らないものの、実橋の振動特性を概ね再現することができた.また、実際の挙動を再現するには、地盤の抵抗特性のモデル化や支承条件のモデル化に課題があることがわかった.

Key Words: 2018 Osaka-fu hokubu Japan earthquake, seismic response analysis, seismic observation, 10 spans continuous prestressed concrete box girder

1. はじめに

2018年6月18日7時58分頃、大阪北部を震源とする 気象庁マグニチュード Mma 6.1 の地震(以下,大阪府北 部地震と称す)が発生し、大阪府高槻市、箕面市近辺で 最大震度 6 弱を記録した ¹⁾. 阪神高速道路では地震発生 直後に全線交通止めを行い、緊急点検で安全性を確認の 後,同日 13 時頃に交通を開放した.阪神高速道路では 1995年兵庫県南部地震の以前より、地震観測システムが 整備されており、延長 260km の道路ネットワークに 22 地点の地震観測システムが常時稼働 ²している. 同地震 においても加速度、速度、変位といった合計 400 成分以 上の地震観測データが得られており、地震発生直後にこ の地震観測データの加速度応答スペクトルで卓越するの が 0.3 秒前後の短周期帯であることが確認され、土木構 造物への影響は限定的である可能性が高いという実証的 知見を即座に得ることができた.このことは、地震観測 システムが有用に機能することを証明するといえる.

ところで、この地震観測データは構造物の地震時挙動 の評価や地震応答解析の精度検証などに用いることがで きる.本研究では、一般的に耐震解析で用いられる非線 形動的解析モデルの挙動の再現性の確認と、実態との乖 離が生じる場合のモデルにおける要因の解明を目的とし て大阪府北部地震で震度3を記録した湾岸(垂水)線の 名谷高架橋に着目して、地震時挙動の再現解析を行った.





2. 対象橋梁のモデル化

(1) 対象橋梁の諸元

対象橋梁について、位置を図-1に、概要を図-2に示す. 名谷高架橋は湾岸(垂水)線において垂水 JCT と名谷 JCT を結ぶ 1998 年竣工の橋長 584.5mの 10 径間連続 PC 箱桁橋である.上部構造と、RC の柱式橋脚、逆 T 式橋 台、箱式橋台からなる下部構造は上下線で分離しており、 橋脚は直接基礎であるフーチングで一体となる.上下部 接続部は地震時水平力分散ゴム支承が採用されており、 直角方向には固定装置となるストッパーが設置されてい ることから、橋軸直角方向を固定とする地震時水平力分 散構造である.なお、道路橋示方書・同解説(平成 8 年) に準拠し設計されている.

(2) 対象橋梁のモデル化

図-3に解析モデル図を示す.対象橋梁は、大阪府北部 地震では入力地震動が比較的小さかったためか、目立っ



た被害は生じていないものの,前述の目的に照らし併せ て,橋脚は全基,非線形ファイバー要素を適用した.上 部構造,ならびに橋台は線形はり要素である.上下部接 合部は,上り線,下り線のそれぞれで,上部構造のはり 要素から支承位置まで剛なはり要素を設けて,ゴム支承 位置にせん断弾性係数 Gとゴムの平面積, 層厚より求め たせん断剛性を有する線形バネ要素で接続するとともに, 橋軸直角方向に固定を再現するために拘束バネで接続す ることとした. なお,ストッパーの接触遊間 10mm のギ ャップを設けている. 基礎-地盤系は直接基礎であるた め,参考文献 3)に基づく線形の S-R バネで集約している. このモデルを Casel として,後述する地震時の挙動の再 現性を向上するための解析ケースでは,以下に示すよう に変更を加えている.

- a) Case2:基礎天端で計測した加速度波形を入力地震動 とするために、図4に示すようにS-Rバネを接続する 底版下面位置の節点の並進2方向と鉛直1方向を全体 座標に拘束して、フーチング重量を控除した.フー チング下面に設置したS-Rバネは回転3方向のみとし て、上部構造-橋脚の応答による基礎底面の回転挙動 を有効とした.これらの処理は、基礎天端で計測し た加速度波形に、基礎の応答が含まれるためである.
- b) Case3:支承条件として橋軸直角方向のストッパーが 接触していた可能性を想定して,橋軸直角方向のギ ャップをゼロにするとともに,接触に伴う摩擦が有 効である想定^{4,9}で橋軸方向を簡略的に固定とした.

解析条件は**表-1**に示すとおりである.減衰の評価方法 はレーリー減衰を用いており(図-5),橋台を除く主要な 振動モードのモード減衰定数の下限を包括するように α , β を設定している.また,**表-2**に各部材に設定した等価 減衰定数を示している.

地震動の加振方向は、計測された地表面加速度(また は基礎天端加速度)を用いて、3 方向の同時加振とする. なお、使用した解析ソフトウェアは構造解析プログラム SeanFEM[®]である.

3. 対象地震の観測波形と分析

(1) 地震観測システムと波形処理

地震観測システムは、阪神高速道路総合防災システム のサブシステムであり、図-6 に示すように全路線で 22 地点の構造物,地表面,地中部で合計 400 成分以上の地 震観測データを得ることができる.計測基器はサーボ型 速度計^のであり,橋軸,橋直,鉛直の 3 方向成分を計測 することができる.対象橋梁への設置箇所数は図-7 に示 すように①地中(-0.9m),②基礎(名谷 P3),③橋脚 天端(名谷 P2),④橋脚天端(名谷 P3).⑤箱桁内 (名谷 P3 上),⑥箱桁内(名谷 S3)の合計6箇所であ り、いずれもサーボコイルで計測した加速度と、これを コンデンサで積分した速度と、さらに速度データを積分 した変位が出力される.

本検討では、①地中(-0.9m)、後述のパラメータ分

	表-1 解析条件
ソフト名	SeanFEM ver1.2.2
要素	FEM梁要素(ティモシェンコ梁理論)
材料非線形性	ファイバーモデル
材料構成則	バイリニア(鋼材),移動硬化則(鋼材), 過去に経験した最大ひずみを履歴変数とした経 路依存型(コンクリート)
幾何学的非線形の種類	有限変位・微小ひずみ・有限回転
幾何学的非線形の計算法	updated Lagrange法
時間積分法	直接積分法(ニューマークβ法)
時間増分	0.01sec以下
減衰	レーリー減衰
反復計算	Newton-Raphson法



表-2 設定した等価減衰定数

部材		材質	モデル化	等価減衰定数
上部工	RC箱桁	コンクリート(線形)	線形梁要素	0.03
下如排出	RC橋脚	コンクリート(非線形)	ファイバーモデル	0.02
上助油店	橋台	コンクリート(線形)	線形梁要素	0.05
支 承(ゴム沓)		-	線形ばね要素	0.03
基礎-地盤系		直接基礎	線形ばね要素(S-R)	0.10



図-6 地震計設置箇所一覧





図-8 観測波の加速度時刻歴波形(上段;橋軸方向(X方向),中段;直角方向(Y方向),下段;鉛直方向)



析では②基礎(名谷 P3)の加速度波形を入力用として, ①以外(②を入力地震動とした場合は②以外)は動的解 析の検証用の対比データとして扱った.ここで,橋軸, 直角,鉛直の3方向とは,それぞれ設置された下部構造 の弱軸,強軸,鉛直を示す.

(2) 対象地震の観測波形

対象橋梁で計測された加速度の時刻歴波形,5%減衰 を考慮した加速度応答スペクトルをぞれぞれ図-8,図-9 に示す.同図は前述の①地中(-0.9m),②基礎(名谷 P3),④橋脚天端(名谷 P3)を代表として示した.

図-8より,橋軸,直角でそれぞれ-50.80gal, -87.32galの 絶対値最大加速度となる①地中(-0.9m)の加速度に対 して,②基礎(名谷 P3)では-26.93gal, -22.27galと減衰 し,④橋脚天端(名谷 P3)では-80.69gal, -51.74galと再 度増幅する.特に橋脚天端の橋軸方向では,地表面加速 度に対して1.59倍の絶対値最大加速度が計測される.加 速度応答スペクトルは図-9に示すように,同様に①地中 (-0.9m)に対して②基礎(名谷 P3)は減衰して,③橋 脚天端(名谷 P2)で増幅する.

図-10 に加速度のフーリエスペクトルを示すが、①地中(-0.9m)は地盤の卓越周期がいずれの方向も 0.1sec 程度であるのに対して、②基礎(名谷 P3)では橋軸、直角でそれぞれ 0.3~0.9sec、0.16~0.8sec の間で卓越周期が複数存在しているものの、最も卓越する周期は橋軸と直角でそれぞれ 0.625sec、0.285sec と、①地中(-0.9m)の卓越周期とは異なる.ただし、同図(a)にも同図(b)に示した卓越周期が確認されることから、卓越周期以外の周期帯の波形にも反応しているようである.一方で、④橋脚天端(名谷 P3)では橋軸、直角でそれぞれ 0.30sec、0.25sec に卓越周期が確認される.

このことから,基礎-地盤系では卓越周期が異なるために加速度応答スペクトルは減衰する一方で,橋脚天端では橋脚の固有周期に応じて加速度応答が増幅されると考えられる.また,図-11 に①地中(-0.9m)に対する②基礎(名谷 P3)のスペクトル比を示すが、3 方向のいずれも 0.3scc 未満の周期帯でスペクトル比が低い傾向を呈する.特に,最小となる 0.1scc のスペクトル比は橋軸,直角でそれぞれ 22%,16%である.このことから,0.3scc より短周期帯での②基礎(名谷 P3)における減衰は,地表面加速度波形が構造物に入射する際の入力損失と捉えることもできる.

なお、図-9に示した加速度応答スペクトルより、入力 地震動の強度は、道示Vで規定されるレベル1地震動と 同程度であったと推察される.したがって、大阪府北部 地震によって損傷が生じなかった理由として、レベル2 地震動に対して耐震設計された対象橋梁は弾性応答であ ったことが挙げられる.



	表-3 固有値解析結果(基本ケース)							
+ 1°V++++++	振動数	周期	有効質量比		ひずみ		т	
七下次级	f	Т	V	17	7	エネルギー	モード形状	
п	Hz	sec	X	Y	2	比例減衰		
1	0.547	1.828	0.17%	16.28%	0.00%	2.95%	上部工(下り線)直角	
2	0.552	1.812	0.41%	7.03%	0.00%	2.98%	上部工(上り線)直角	
3	0.554	1.806	4.11%	2.72%	0.00%	3.09%	上部工(下り線)_橋軸	
4	0.561	1.781	35.89%	0.47%	0.00%	3.01%	上部工(上り線)_橋軸	
5	0.613	1.630	0.41%	5.05%	0.00%	2.97%	上部工(下り線)直角2次	
6	0.618	1.618	0.22%	2.76%	0.00%	2.97%	上部工(上り線)_直角2次	
7	0.677	1.478	0.33%	2.57%	0.00%	2.99%	上部工(下り線)_直角3次	
8	0.684	1.463	0.20%	1.58%	0.00%	2.98%	上部工(上り線)_直角3次	
9	0.785	1.274	0.07%	0.28%	0.00%	2.99%	上部工(下り線)直角4次	
10	0.796	1.256	0.06%	0.24%	0.00%	2.99%	上部工(上り線)_直角4次	_
13	1.220	0.820	0.00%	0.00%	0.53%	3.00%	上部工(下り線)_鉛直	
14	1.269	0.788	0.00%	0.00%	0.54%	3.00%	上部工(上り線)」鉛直	
29	2.398	0.417	0.98%	0.03%	0.00%	3.80%	P6橋脚橋軸	_
30	2.405	0.416	2.05%	0.16%	0.00%	3.76%	P5橋脚橋軸	
39	2.660	0.376	0.29%	0.00%	0.04%	3.92%	P7橋脚橋軸	
41	2.772	0.361	1.94%	0.00%	0.01%	2.62%		_
46	3.141	0.318	1.18%	0.18%	0.00%	2.57%	P4橋脚橋軸	_
47	3.154	0.317	1.83%	0.00%	0.02%	4.33%	P9橋脚橋軸	
52	3.397	0.294	1.25%	0.45%	0.03%	4.73%	P2橋脚橋軸	
55	3.525	0.284	1.23%	0.27%	0.02%	2.60%	P3橋脚橋軸	
59	4.117	0.243	0.24%	3.55%	0.14%	3.67%	P5,P6橋脚直角	
64	4.413	0.227	0.01%	1.56%	0.01%	2.46%	P7橋脚直角	
65	4.567	0.219	0.00%	1.24%	0.01%	2.40%	P8橋脚直角	
80	5.588	0.179	0.21%	1.41%	0.00%	2.45%	P4橋脚直角	
82	5.910	0.169	0.90%	0.43%	0.00%	3.06%	P1橋脚橋軸	_
83	5.930	0.169	0.40%	3.70%	0.01%	5.23%	P9,P2橋脚直角	
85	5.991	0.167	1.85%	0.18%	0.00%	9.29%	<u>A2橋台(下り線)橋軸</u>	
90	6.358	0.157	0.13%	0.62%	0.00%	2.59%	P3橋脚直角	
107	7.731	0.129	3.30%	0.05%	0.00%	9.65%	A2橋台(上り線)橋軸	
118	9.643	0.104	0.06%	3.72%	0.00%	9.78%	A2橋台(上り線)直角	
121	10.016	0.100	0.04%	2.32%	0.00%	9.72%	A2橋台(トり線)直角	
128	10.940	0.091	0.42%	0.90%	0.00%	3.01%	P1橋脚直角	
189	19.526	0.051	0.37%	0.22%	0.00%	5.20%	A1橋台(上り線)橋軸	
259	29.390	0.034	0.38%	0.22%	0.00%	8.08%	<u>A1橋台(下り線)橋軸</u>	
298	35.146	0.028	0.38%	0.65%	0.00%	8.46%	A1橋台(上り線)直角	
332	41.786	0.024	0.28%	0.48%	0.00%	9.27%	A1橋台(下り線)直角	

表-4 固有值解析結果(Case3)							
T. 1° Ver Her	振動数	周期	有	动質量比	;	ひずみ	
モードの数	f	T	V	V	7	エネルキー	モード形状
п	Hz	sec	Λ	I	2	比例減衰	
1	0.744	1.344	8.13%	0.92%	0.00%	2.06%	上部工(下り線)橋軸
2	0.753	1.328	28.45%	4.35%	0.00%	1.88%	上部工(上り線)橋軸
3	0.892	1.121	1.84%	13.19%	0.00%	1.45%	上部工(下り線)直角
4	0.912	1.096	1.23%	5.90%	0.00%	1.36%	上部工(上り線)直角
5	1.037	0.965	0.98%	5.30%	0.00%	1.46%	上部工(下り線)直角_2次
6	1.055	0.948	0.17%	1.11%	0.00%	1.30%	上部工(上り線)直角_2次
7	1.144	0.874	0.98%	6.24%	0.00%	1.48%	上部工(下り線)直角_3次
8	1.164	0.859	0.29%	1.56%	0.00%	1.38%	上部工(上り線)直角_3次
9	1.220	0.820	0.00%	0.00%	0.53%	3.00%	上部工(下り線)鉛直
10	1.269	0.788	0.00%	0.00%	0.54%	3.00%	上部工(上り線)鉛直
29	2.399	0.417	0.95%	0.02%	0.00%	3.79%	P6橋脚橋軸
30	2.406	0.416	1.97%	0.17%	0.00%	3.76%	P5橋脚橋軸
35	2.637	0.379	1.73%	0.02%	0.05%	2.74%	P7橋脚橋軸
39	2.791	0.358	1.04%	0.00%	0.00%	3.27%	P8橋脚橋軸
46	3.141	0.318	1.28%	0.17%	0.00%	2.56%	P4橋脚橋軸
47	3.156	0.317	1.88%	0.00%	0.01%	4.52%	P9橋脚橋軸
51	3.397	0.294	1.26%	0.44%	0.02%	4.74%	P2橋脚橋軸
53	3.525	0.284	1.15%	0.20%	0.00%	2.61%	P3橋脚橋軸
62	4.609	0.217	0.24%	3.82%	0.01%	3.41%	P5,P6橋脚直角
64	4.885	0.205	0.00%	1.14%	0.00%	2.08%	P7橋脚直角
66	5.020	0.199	0.00%	1.19%	0.10%	2.47%	P8橋脚直角
80	5.910	0.169	0.88%	0.43%	0.00%	3.06%	P1橋脚橋軸
82	6.018	0.166	0.16%	1.56%	0.00%	2.29%	P4橋脚直角
83	6.166	0.162	0.00%	0.79%	0.03%	3.69%	P9橋脚直角
86	6.276	0.159	1.35%	0.01%	0.00%	6.28%	A2橋台(下り線)橋軸
87	6.288	0.159	0.38%	0.71%	0.00%	3.07%	P2橋脚直角
89	6.376	0.157	0.07%	1.45%	0.00%	3.34%	P3橋脚(下り線)直角
90	6.557	0.153	0.03%	0.51%	0.01%	2.88%	P3橋脚(上り線)直角
106	7.878	0.127	2.92%	0.05%	0.00%	8.83%	A2橋台(上り線)橋軸
118	9.735	0.103	0.06%	3.56%	0.00%	9.52%	A2橋台(上り線)直角
123	10.164	0.098	0.03%	2.02%	0.00%	8.78%	A2橋台(下り線)直角
131	11.256	0.089	0.31%	0.44%	0.03%	2.96%	P1橋脚直角
191	19.707	0.051	0.37%	0.21%	0.00%	5.11%	A1橋台(上り線)橋軸
260	29.508	0.034	0.37%	0.21%	0.00%	7.91%	A1橋台(下り線)橋軸
298	35.202	0.028	0.38%	0.64%	0.00%	8.42%	A1橋台(上り線)直角
332	41.836	0.024	0.27%	0.47%	0.00%	9.12%	A1橋台(下り線)直角

4. 固有振動特性

固有値解析の結果として,主要な固有モードを図-12 に示す.また,求めた固有周期,有効質量比,モード減 衰定数を表-3に示す.ここで,示した固有値解析結果は, 支承条件として,全支承をゴム支承の線形バネでモデル 化した基本ケースである.

同図より、上部構造がスウェーする直角方向1次モードの固有周期は、上り線、下り線でそれぞれ1.81sec, 1.83sec であり、同様に橋軸方向1次モードの固有周期は、 上り線、下り線でそれぞれ1.78sec, 1.81sec であり、以降 に続く橋脚の固有周期は0.1~0.4sec である.特に、名谷 P3 (P8 橋脚)の固有周期は同表より橋軸、直角のそれ ぞれで0.361sec, 0.219sec と、前章で示したフーリエスペ クトル(図-10 (c))の0.267sec, 0.251sec に対して、それ ぞれ35%長周期側、13%短周期側となる差異が見られる. これは基礎-地盤系のモデル(S-R バネ)によって生じた 誤差と考えられる.直角と橋軸の1次モードの有効質量 比はそれぞれで16%、35%以上であることから、地震応 答解析はこの周期帯での共振が予測される.

これに対して、橋軸、直角方向の支承条件をそれぞれ 固定とした場合(Case3)の直角、橋軸のそれぞれの1次 モードは、表4に示すように上述と同じ順で1.10sec, 1.12sec, 1.33sec, 1.34secと短周期化する.支承条件を固 定とした場合、直角と橋軸の1次モードの有効質量比は それぞれで13%、28%以上であることから、地震応答解 析はこの周期帯での共振が予測され、Case1とCase3とで は共振の周期帯が異なる.

5. 地震時の再現性

①地中(-0.9m)の3方向の加速度波形を基本ケースの 橋台2基,橋脚9基の各S-Rバネ下端(固定点)に直接 入力する地震応答解析を実施する.

図-13 に橋軸, 直角方向の並進変位オービッドを示す. 変位の評価は, 全体座標における初期座標からの絶対変 位である. 基礎天端である②基礎(名谷 P3)では, 観 測値に対して解析値は非常に良く一致する. 橋脚天端の ③名谷 P2 (P9橋脚), ④名谷 P3 (P8橋脚)では概ね再 現性は良いものの, ⑤箱桁内(名谷 P3 上)や⑥箱桁内 (名谷 S3)で差異が生じる.

図-14, 図-15 に橋軸, 直角方向のそれぞれの変位応答 時刻歴波形とフーリエスペクトルを示す. 絶対値最大変 位に着目すると、観測値に対する解析値は橋脚天端では 若干の増幅傾向がみられることに対して、箱桁内では減 少傾向を呈する. これは、同図のフーリエスペクトルよ り, 観測値, 解析値のそれぞれで 1.2sec 程度, 1.8sec 程 度と 0.6sec の差が生じることから、上下部接続部を線形 バネとしたことで、解析モデルがより長周期化したため に生じた差異と考えられる. すなわち, 支承部のモデル 化と実態に乖離が存在するといえる. また, 図-14 (b) に 示す橋軸方向の 0.3scc 付近でも観測値と解析値とで差が 生じていることから、同様に前述で述べたように基礎-地盤系のモデル (S-R バネ) によって生じた固有周期の 誤差が影響していると考えられる. なお, 橋脚天端のフ ーリエスペクトルに1.78secと、橋脚の固有周期とは異な る卓越周期がみられる.これは、上部構造の変位応答が





図-17 Case2:変位応答時刻歴(上段)とフーリエスペクトル(下段) (直角方向)

6. 再現性向上に着目したパラメータ分析

(1) 入力地震動の損失効果

先ず基礎-地盤系のモデルの乖離の可能性の排除を目 指して,2.(2)節に前述する Case2 として,②基礎(名 谷 P3)の3方向の加速度波形を各 S-Rバネ上端に直接入 力する地震応答解析を実施した.

図-16、図-17 に橋軸,直角方向のそれぞれの変位応答時刻歴波形とフーリエスペクトルを示す.絶対値最大変位に着目すると,観測値に対する解析値は橋脚天端,箱桁内のいずれも若干の減少傾向が確認されるものの,Caselで前述した卓越周期1.781sccに対して,Case2の卓越周期が1.743~1.781sccと,橋脚-上部構造の振動特性は変化がほとんど変化がみられない.このことから,振動特性の乖離は解消されておらず,前述のように支承部のモデル化の方法に実態との乖離があると考えられる.

一方で,図-16(b),図-17(b)に示す最大変位は Casel よ

りも観測値に近似するが,前述のように構造物への入力 損失の影響と考えられ,観測波形を入力する場合では構 造物への入射時の損失の影響評価方法が課題となる.

(2) 実態を踏まえた支承条件の想定

次に支承条件を固定とした 2. (2)節に前述する Case3 として地震応答解析を実施した.

図-18、図-19 に橋軸, 直角方向のそれぞれのフーリエ スペクトルを示す. 同図より, Casel, ならびに Case2 で みられた 1.743~1.781sec の卓越周期は, 橋軸, 直角方向 の支承部を固定とすることで, 橋軸, 直角でそれぞれ 1.300sec, 1.092sec と短周期へと変化しており, 観測値の 橋軸, 直角のそれぞれの卓越周期 1.223sec, 1.138sec に対 する差は 6%程度にまで近づいていることがわかる.

絶対値最大変位に着目すれば、図-18 (b)の観測値の最 大値4.72mmに対して、解析値の最大値4.93mm(95.7%)、 観測値の最小値-2.25mmに対する解析値の最小値-1.81mm

(124%)と、最大値と最小値で観測値と解析値の差異 の量に差が生じている.橋軸方向での最大値発生時刻は 概ね観測値と同時刻であるものの、最小値発生時刻にず

橋脚の変位応答に影響したためと考えられる.



れが確認されることから,解析モデルにおける卓越周期 の微小なずれによって波形に共振する周期帯に差異が生 じることで,最大最小値に差異が生じたと考えられる. このことは,図-18 (c)や図-19 (b),(c)でも同様の傾向が 見いだせる.特に図-19 (c)では,時刻歴波形における 20 秒付近での増幅振幅がみられ,卓越周期の 4% (1.138sec /1.092sec)の差異によって生じたと考えられる.

図-20 に最大加速度,ならびに最大変位の比較図を示 す. Case3 で箱桁内の直角方向に観測値を上回る変位応 答が確認される. これは前述の卓越周期の微小なずれに よってもたらされた差異であるものの,これ以外では, Case1, Case2, Case3の順で,より観測値に近似する.

この検討結果より,名谷高架橋では直角方向の固定装置であるストッパーが直角方向に接触することで,橋軸 方向に静摩擦力が働き,これを超える起振力がなかった ために固定条件に近い挙動となったと推定される.

以上より,一般的に耐震解析で用いられる非線形動的 解析モデルは,支承部の構造諸元に応じたモデル化に留 意が必要であるとの示唆が得られた.実際の地震時挙動 の再現性の観点では,構造物への入力損失の評価方法や,





同箇所の固定バネの剛性の評価方法に課題が残るといえ, 今後の検討を進める予定である.

7. まとめ

非線形動的解析モデルの挙動の再現性の確認と,実態 との乖離が生じる要因の解明を目的として,名谷高架橋 を対象とする大阪府北部地震の再現解析を行った.得ら れた知見と今後の課題は以下のとおりである.

- (1) 観測された波形の分析結果より,加速度応答スペクトルは基礎-地盤系では減衰する一方で,橋脚天端では橋脚の固有周期に応じて増幅される.また,基礎 天端の減衰現象は入力損失と捉えることができる.
- (2) 固有値解析の結果から、全支承をゴム支承の線形バネでモデル化した基本ケースでは、上部構造がスウェーする橋軸、直角の1次モードの固有周期は、いずれも1.8sec 程度と長周期である.支承条件を固定とした場合の橋軸、直角の1次モードはそれぞれ1.3sec 程度,1.10sec 程度と短周期化し、観測波形より求めたフーリエスペクトルの卓越周期に近似する.
- (3) ゴム支承の線形バネでモデル化した基本ケースの地 震時応答解析の応答変位は、基礎天端では観測値に 対する解析値は非常に良く一致し、橋脚天端におい ても概ね再現性は良い.一方で、上部構造で差異が 生じる.このことから、上下部接続部である支承部 のモデル化に実態との乖離があると考えられる.
- (4) 基本ケース, S-R バネ上端に基礎天端の加速度波形を 入力したケース, さらに支承条件を固定したケース の順で,観測値に近似することから,一般的に耐震 解析で用いられる非線形動的解析モデルは,支承部 の構造諸元に応じたモデル化に留意が必要であると

の示唆が得られた.実際の地震時挙動の再現性の観 点では、構造物への入力損失の評価方法や同箇所の 固定バネの剛性の評価方法に課題が残る.

謝辞:本研究は,阪神高速道路(株)と(株)地震工学研究 開発センターとの「巨大地震発生時における阪神高速道 路の全体系応答シミュレーションに関する共同研究」の 全路線を対象とした構造物地震応答解析の精度の検証に 向けた取り組みの一環として行ったものである.ここに 記して関係各位に謝意を表する.

参考文献

- 地震調査研究推進本部事務局:2018年6月18日大阪 府北部の地震の評価(平成30年7月10日),文部科学 省研究開発局地震・防災研究課,http://www.static. jishin.go.jp/resouce/monthly/2018/20180618_osaka_2.pdf, 2018. (2018.7.11閲覧)
- 2) 篠原聖二、中村雄基、玉置侑人、高橋良和:阪神高 速道路ネットワークにおける地震観測データの活用、 第21回性能に基づく橋梁等の耐震設計に関するシン ポジウム講演論文集,pp.23-30,2018.
- 日本道路協会:道路橋示方書・同解説V耐震設計編, pp.86-92, 2017.
- 4) 吉岡勉,岡田慎哉,西弘明,佐藤京,原田政彦:強 震記録を用いた免震橋の地震応答解析モデルに関す る検討(その1),土木学会第61回年次学術講演会, pp.381-382,2006.
- 5) 田崎賢二,岡田慎哉,石川博之,佐藤京,吉岡勉: 強震記録を用いた免震橋の地震応答解析モデルに関 する検討(その2),土木学会第61回年次学術講演 会,pp.383-384,2006.
- 株式会社耐震解析研究所: SeanFEM ver1.22 理論マニュアルと検証, 2007.
- (株)東京測振:ブロードバンド地震観測と被害予測 に適したサーボ型速度計,http://www.to-soku.co.jp/ products/servo/pdf/vse355ei-je.pdf

EARTHQUAKE OBSERVATION RECORD OF THE 2018 OSAKA HOKUBU EARTHQUAKE AND EVALUATION OF RESPONSE OF 10 SPANS CONTINUOUS PRESTRESSED CONCRETE BOX GIRDER BRIDGE

Tatsuo SASAKI, Ryoji TOKUHASHI, Masahiro HATTORI, Kazuya MAGOSHI and Masatsugu SHINOHARA

The waveforms of the earthquake in the northern part of Osaka used to reproduce the behavior of the viaduct that were installed with seismometers. When the earthquake occurred, measured surface waveforms were input and compared to waveforms measured on the foundation, piers, and upper structure of the bridge. The purpose of the project was to confirm the reproducibility of a typical nonlinear dynamic analysis model and to identify the causes of the different actual behavior. Then, parameter analysis was performed on the input position of seismic motion and bearing conditions. As a result, although the acceleration and displacement values do not match, the maximum and minimum values were able to produce similar models. However, it is believed that improvements of the resistance characteristics of the ground and the bearing model are necessary to reproduce the actual behavior.