免震支承を有する4径間連続鋼箱桁橋における 2018年大阪府北部地震の 地震観測記録と応答特性の評価

 松本 崇志 1・光川 直宏 2・服部 匡洋 3・馬越 一也 4・篠原 聖二 5
¹正会員 株式会社 建設技術研究所 大阪本社構造部 (〒541-0045 大阪市中央区道修町 1-6-7) E-mail: matsumoto-takashi@ctie.co.jp
²正会員 株式会社 建設技術研究所 大阪本社構造部 (〒541-0045 大阪市中央区道修町 1-6-7) E-mail: mitukawa@ctie.co.jp
³正会員 一般財団法人 阪神高速道路技術センター (〒541-0045 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 地震工学研究開発センター (〒880-0902 宮崎県宮崎市大淀 3-5-13) E-mail: magoshi@sean.co.jp
⁵正会員 阪神高速道路 株式会社 (〒541-0045 大阪市中央区久太郎町 4-1-3)

。止会員 阪伊局速道路 株式会社(〒541-0045 天阪市甲央区久太郎町 4-1-3, E-mail: masatsugu-shinohara@hanshin-exp.co.jp

2018年6月18日7時58分に発生した大阪府北部地震において,阪神高速道路で各所設置している地震 計が作動し,地盤や構造物基礎や橋脚上端における絶対加速度や変位が計測された.地震観測地点のうち, 震源地から約30km離れた泉大津市内に架橋している鉛プラグ入り免震支承で支持された鋼4径間連続箱 桁橋(松の浜免震橋)のフーチング,地中部,橋脚天端等で貴重な地震波形が観測された. 本稿では,対象区間である泉大津市周辺の地震記録を収集し周囲の地震波特性を分析した.また,対象 橋である松の浜免震橋を3次元骨組み要素でモデル化し,地震波形を入力することで再現解析を行った. 再現解析においては,地震動の入力方法や,減衰定数の設定方法による応答性状の違いなどについても着

目して多角的な感度分析を試みた.

Key Words: reproduction analysis, lead-rubber bearing, fiber element method, M- ϕ , damping effect

1. はじめに

1995 年兵庫県南部地震以後,地震時の慣性力の低減 ならびに減衰性能の付与を目的とした免震支承を用いた 橋梁が多用されてきた.免震支承を適用することで,橋 脚基礎や柱規模の縮小化,それに伴う仮設費用の削減が 実現し,合理的な橋梁が普及している.免震支承の出荷 時には,正負交番載荷および一方向載荷を実施すること によって,減衰効果や変形性能等に関する試験が実施さ れ品質が保証されているものの,実際の大規模地震時に おける挙動や性能に関する評価が十分かつ定量的に検証 された事例が少ない中,1自由度系や全体系等の解析モ デルで観測波形をよく再現できているとされている^{1~4}.

2018年6月18日に、図-1に示すとおり、大阪北部を 震源とした大阪府北部地震が発生した(震源地の気象庁 マグニチュード 6.1).最大震度は 6 弱と大きく,震源 地であった吹田市では,水道およびガスといったライフ ラインが機能不全となり復旧に時間を有した.橋梁に関 しては軽微な損傷は報告されているものの,落橋や落橋 につながる可能性のあるような甚大な被害は生じなかっ た.

阪神高速道路では、地震発生時の迅速な交通管制対応 や構造物の地震挙動の把握の観点から、1995年兵庫県 南部地震よりも前から構造物等の地震観測システムを順 次整備し、現在では、供用延長 260km の道路ネットワ ークにおいて 22 箇所の地点の構造物、地表面、地中部 において、加速度、速度、変位等、合計 400 成分以上の 地震観測データが得られるシステムを構築している⁹.

大阪府泉大津市に架橋する阪神高速道路5号湾岸線の 松の浜免震橋では、兵庫県何地震時と同様に、フーチン グ、地表面、橋脚天端等の箇所で地震波形が観測された. 架橋地点は震源から約 30km と離れていたため,震度 4 の揺れであった.

本稿では、兵庫県南部地震時にも同様の再現解析が実施された、阪神高速道路5号湾岸線に架橋する松の浜免 震橋である湾 S405~S409の4径間連続高架橋に対して3 次元非線形動的解析モデルを構築し、再現解析を行った. 併せて、解析条件の違いによる応答の変動に着目した感度分析も行った.

2. 対象橋梁諸元

対象橋梁の湾 S405~S409 は鋼 4 径間連続箱桁橋である.架橋位置および橋梁概要を図-2 に示す.本橋の橋軸方向は概ね EW 方向と一致している.橋梁諸元を表-1 に示す.

本橋の上部構造は鋼2箱桁で構成されており,中間橋 脚は鉛プラグ入り免震支承(以下,LRBと称する)で 支持されている.LRBは各箱桁に2基並列配置されてい る(図-3参照).すなわち,各中間橋脚には1支承線 当たり4基のLRBが配置されている.支承の免震機能 は橋軸方向のみで,直角方向は片側5mmの遊間でスト ッパーにより固定されている.隣接高架橋との掛け違い 側は可動のピボットローラー支承で支持されており,設 計時は摩擦係数を0.05として設計されているが,実際 には0.001~0.05の範囲であることが知られているの.

下部構造は全て矩形柱張出式の RC 橋脚で,基礎は場所打ち杭によって支持されている.橋脚は兵庫県南部地震以降の平成9年に,復旧仕様 ¹に示されている非線形動的解析の簡便法である地震時保有水平耐力による照査に基づいた耐震補強設計が実施され,所要の耐震安全性が確保するための耐震補強工事が完了している.本橋に適用された耐震補強工法は,柱基部をH鋼で拘束した鋼板接着補強工法による曲げ耐力補強が採用されており,材質はSM400 あるいは SM90Y,板厚は t=9mm あるいは 11mm の仕様となっている.

表-1 対象橋梁の諸元

双 小 家间未9阳几				
橋梁区間	湾 S405~409			
上部構造	4径間連続鋼箱桁			
橋脚形式	矩形柱張出式橋脚			
基礎形式	杭基礎(場所打ち杭)			
適用示方書	道路橋示方書・同解説 S55			
設計活荷重	竣工時:TL-20, TT-43			
橋長	211.5m			
支間長	46.0m+2@60.0m+44.5m			
最大幅員	21.94m			
平面線形	R=560m			
縦断勾配	1.0%直線勾配			
横断勾配	5.0%片勾配			
地盤種別	Ⅱ種地盤(竣工時は3種地盤)			
設計震度	k _H =0.28			



図-1 対象橋梁(松の浜工区湾 S405~湾 S409)と震源地の位置関係

3. 観測波形

(1) 観測地点と観測概要

対象橋梁の地震観測地点と設置状況写真を図-4 に示 す.計測器はサーボ型速度計である.

湾 P408 橋脚では、地中部(地表面 GLから lm深さ) とフーチングにおいて絶対加速度が観測されている.フ ーチングで観測された加速度の方向は、湾 P408 橋脚に 対して橋軸方向(弱軸方向),直角方向(強軸方向), 鉛直方向の3方向成分である.一方地中部は、NS方向

(南北方向), EW 方向(東西方向), UD 方向(鉛直 方向)の3方向が観測されている.ここで,湾 P408橋 脚の直角方向は図-2に示すとおり NS 方向に対して反時 計周りに 10.1°の方向を向いて設置されてるため, 観測 波形の分析においてはフーチングで観測された地震計に 対して角度補正を行い,地中部での観測波形と評価でき るようにした.

なお,計測器は100Hzで記録されており,本震前後の 120秒間計測されていた.

(2) 観測波形の特徴

大阪北部地震で観測された対象区間の地震波形特性を 把握するために,湾 P408 橋脚のフーチングと地中部で 観測された波形の NS 方向および EW 方向の絶対加速度 を整理した.前述したとおり,分析に用いたフーチング の観測波形は,NS 方向および EW 方向に補正したもの である.



図-4 湾 P408 橋脚の計測器設置位置と設置状況



図-2 対象橋梁の橋梁一般図

上記の地震波形を重ね合わせたものを図-5 に示して いるが, EW 方向の地震波形の振幅の方が NS 方向に比 較して大きいことが確認される.また,地中部で観測さ れた地震波形の方が,フーチングに直付けされた計測器 による観測波形より大きい応答を示している.これは, 架橋地点や計測の設置状況による影響によるものと考え られる.表-2 に地中部の観測波形の最大/最小値を示 すが, EW 方向が最大値の 185.82gal を記録している.な お,フーチングで観測された EW 方向に換算した最大値 は 80.22gal と,地中部の最大値に比較して小さい値を示 していた.

図-6

表-2 地中部におけるNS・EW・UD方向の絶対加速度

項目	NS 方向	EW 方向	UD方向
最大値	71.35gal	182.18gal	41.59gal
最小值	-90.81gal	-95.82gal	-41.22gal

地中部で観測された NS および EW 方向の加速度応答 スペクトルと,湾 P408 橋脚のフーチングで観測された 橋軸方向および直角方向の地震波形を NS および EW 方 向に補正した加速度応答スペクトルを図-6 に示す.架 橋地点はII種地盤であることから,図中に H24 および H29 年道路橋示方書・同解説V耐震設計編(以下,



H24/H29年道示と称する) [&] 9に示されるレベル1地震動 の加速度応答スペクトル包絡線も示す. 図-6 の加速度 応答スペクトルから,対象橋梁に作用した地震力はレベ ル1地震動相当であることが確認された.また,本橋は 免震支承で支持されていることもあり,高架橋全体の固 有周期は1.0~1.3秒程度と長い.そのため,本橋には20 ~60gal 相当の地震力しか入力されていないことが想定 され,今回の大阪府北部地震では弾性範囲の地震応答に 留まっていることが推察される.また,今回の地震発生 後に緊急点検が実施され,本橋梁では目立った損傷が確 認されていないことから,その点検結果と合致する内容 となっている.

図-7にNSおよびEW方向のフーリエ解析結果を示すが、周波数特性としては、地中部とフーチングの地震波形では大きな差がないことが確認された.

さらに、阪神高速道路で観測された地震波形の妥当性 を検証することを目的に、防災科学研究所の強震観測網 (K-NET)¹⁰のうち、架橋地点に近い、岸和田(架橋地 点との直線距離 7.8km)と堺(架橋地点との直線距離 10.8km)で観測された地震波形を入手し、加速度応答ス ペクトルを作成した. その結果を図-8 に示すが, K-NET で観測された波形 のうち,岸和田観測位置の方が堺観測位置に比較して対 象橋梁の架橋地点に近いが,大幅に小さいことが確認さ れた.このことから,架橋地点周辺における地層は一様 でないことが示唆される.

4. 解析モデル

対象橋梁の解析モデルを図-9,解析の基本条件を表-3 に示す.本橋は R=560mの平面曲線と,起点から終点に 向けて 1.0%の縦断勾配を有している.そこで,高架橋 の幾何構造も再現した 3 次元立体骨組みモデルを構築し 解析を実施した.

上部構造は軸剛性・面内,面外剛性・ねじり剛性を1本の線形はり要素に付与してモデル化した.要素分割は,1径間当たり10分割とした.対象橋梁の上部構造は桁高変化がないことから,上部構造重量は単位長さ荷重として各要素に均等に付与した.

RC 橋脚柱以外の梁およびフーチング部材は線形はり 要素でモデル化した.本解析では、3 方向の観測波形を 同時入力することを基本ケースとすることから、鋼板巻











き立てによって基部の耐力補強された RC 橋脚柱は2軸 曲げの影響を受けるため,橋脚全高をファイバー要素で モデル化した.

本橋の支承条件は2章で詳述したとおり、中間橋脚は LRB,掛け違い橋脚は隣接側も含め可動支承で支持され ている.竣工時および補強設計時は静的照査による設計 であったため、LRBの動的解析における繰り返し載荷 を受ける場合の履歴特性に関する情報を確認できなかっ た.しかしながら、竣工図面の構造細目から文献のに示 されている履歴特性を適用できる仕様であることが確認 できたため、文献6に示される履歴特性を採用した.

免震支承の基本的な諸元を表-4 に示す.掛け違いで ある湾 P405 および湾 409 橋脚はピボット型の可動支承 に支持されており、竣工時の設計計算書では摩擦係数 μ =0.05 で設計が実施されている(表-5 参照).そこで、 可動支承は死荷重反力 R_d に対して摩擦係数 μ を乗じた 値を降伏荷重 Py とし、二次勾配をゼロとした完全弾塑 性のバイリニア(図-10 参照)を適用した.なお、隣接 上部構造も可動支承としてモデル化した.荷重条件とし ては一般的な橋梁新設/耐震設計のように、橋軸方向に 対して摩擦係数 μ =0.05×隣接上部構造の死荷重反力 R_d , 直角方向は死荷重反力 R_d を質点としてモデル化した.

各部材の構造物減衰は、上部構造および橋脚の柱部以 外は線形でモデル化しているため、H24 年道示Vに基づ いて、それぞれ 2.0%および 5.0%とした. 橋脚柱は非線 形要素でモデル化しているため 2.0%とした. 地中部で 観測された波形を用いて解析する場合には基礎ばねを付 与して解析するが、その場合は対象橋梁がⅡ種地盤上の 杭基礎で支持されているため 20.0%とした. 一方、橋脚 柱下端を固定としてフーチングの観測波形を入力する解 析を行う場合は、基礎の変形や地盤への逸散減衰が含ま れた観測波形であるため、基礎ばねの減衰としては 0%

4 径間連続鋼箱桁 湾P-405 湾P-406 湾P-408 湾P-408 湾P-408 湾P-409 ○ ○ ○ 湾P-408 湾P-409

図-9 解析モデル図

とした.免震支承は履歴曲線による減衰効果が解析上, 考慮されること,可動支承には減衰効果が期待できない ことから,支承の構造物減衰は0.0%とした.

時刻歴応答解析の運動方程式における減衰項[C]については、H24/H29年道示Vでも推奨され、かつ、橋梁設計でも一般的に用いられている Rayleigh 型減衰を採用した.図-11に杭や地盤の影響を考慮した基礎ばねを設けた場合と橋脚柱下端を完全固定とした場合の Rayleigh 型減衰を示す.ここに示す Rayleigh 型減衰の形状は、対象橋梁の橋軸方向および直角方向の振動性状や有効質量比を見合わせて設定した.

表4 免震支承の諸元(1支承当たり)

項目	諸元
支承形式	免震支承
	(鉛プラグ入り積層ゴム支承)
平面寸法(cm)	103×83.0が2個並列配置
鉛プラグ本数・径	(5本× φ 120) ×2 個配置

表-5 掛け違い部の可動支承の諸元

項目	可動支承諸元
支承の種類	ピボットローラー支承
摩擦機構	ころがり摩擦
設計摩擦係数	0.05

5. 入力地震動

湾 P408 橋脚位置では、図-4 に示したとおり、湾 P408 橋脚のフーチング上面と、その近傍の G.L. -1.0m で地震 波形が観測されている.前者の観測波形には橋脚杭基礎 や周辺地盤の変形特性による相互作用および逸散減衰の



図-10 支承の骨格曲線(上:LRB,下:可動支承)

影響が含まれた観測波形であるため、これを用いて地震 波形を用いて動的解析を行う際には、フーチング下端を 完全固定として入力する.一方、後者の波形を用いる場 合にはそのような相互作用が含まれていないため、フー チング下面に線形の基礎ばねを設置して入力する.

ここで、解析に用いた入力加速度のうち、湾 P408 橋 脚のフーチングで観測された加速度と地中部で観測され た波形を図-12 に示し、入力地震動の最大値および最小 値を表-6 に示す、対象橋は前述したとおり、EW 方向が 橋軸方向であるため地震力としては直角方向に比較して 大きい、解析モデルに入力する観測波形や、解析結果と 比較する観測された橋脚天端および上部構造位置の絶対 加速度には特異な周波数特性は認められなかったことか ら、フィルター処理等による波形の加工は行っていない.

表-6 湾P408橋脚フーチングにおける絶対加速度

項目	橋軸方向	直角方向	鉛直方向	
最大値	128.65gal	65.15gal	59.97gal	
最小値	-79.53gal	-31.29gal	-43.97gal	

5. 対象橋梁の振動性状

本橋の固有値解析に基づく弱軸方向および強軸方向の 1 次モード図を図-13 に示し、固有周期を表-7 に整理す る.固有値解析条件は、杭基礎や周辺地盤の影響を考慮 した基礎ばねモデルとそれを設けないモデルの2ケース、 また、強軸方向を固定と弾性支持にした場合の合計4ケ ース実施した.なお、図-13 に示す振動モード図は、基 礎ばねとして弱軸方向および強軸方向ともにを弾性支持



図-11 Rayleigh型減衰(左:基礎ばね考慮、右:基部固定で基礎ばね控除)



図-12 入力地震動(湾 P408 橋脚のフーチングで観測された加速度波形)

(LRBの剛性)とした場合を示している.

弱軸方向の1次モードは支承によって上部構造が橋軸 方向に変形する振動モード,強軸方向の1次モードは基 礎,橋脚,上部構造の全体的に直角方向に変形する振動 モードである.特に湾 P409 橋脚の躯体が大きく振動す るモードとなっている.

6. 解析ケース

本解析では、大阪府北部地震で実際に挙動した応答を 再現することを目的にした解析を実施(以下,再現解析 と称する)すると同時に、橋梁設計や既設橋の耐震設計 といった実務レベルでの設計を行う場合で、設計者が技 術的判断を委ねられる解析条件でも解析を試みた.後者 については、以下に示す②~④の内容に着目して感度分 析を行った.本稿で行った解析ケースと解析条件を表-8 に整理する(表中の①~④と下記のそれは対応してい る).

- 大阪府北部地震時の高架橋のうち湾 P408 橋脚お よびその上部構造等の挙動を再現する解析(再現 解析)を行う.
- ② 地震波を入力する支点として、杭や地盤変形を模擬した線形基礎ばねでモデル化して地中部で観測された波形を入力した場合と、フーチングで観測された波形を橋脚基部を固定条件として入力した場合の応答検討を行う。
- ③ 実務設計では、鉛直方向の地震波形は入力せずに 照査方向のみに地震波形を入力して耐震性能照査 を行っている。そこで、実務設計で設定する解析 条件および加振方向とした場合の応答と、再現解 析を行った場合の応答検討を行う。
- ④ 減衰マトリックス[C]の設定による応答検討を行う.

表-7 対象橋梁の高架橋の固有周期

支点条件		基礎ばね	(線形)	
支承条件	橋軸E,	直角 E	橋軸E,	直角 F
方向	橋軸	直角	橋軸	直角
固有周期(sec)	1.210	0.998	1.210	0.990
	橋脚基部固定			
支点条件		橋脚基	部固定	
支点条件 支承条件	橋軸E,	橋脚基 直角 E	部固定 橋軸 E,	直角 F
支点条件 支承条件 方向	橋軸E, 橋軸	橋脚基 直角 E 直角	部固定 橋軸E, 橋軸	直角 F 直角

表-8 検討ケース

解析 ケース	地震入力	地震波形	減衰
①再現解析	柱下端 (完全固定)	3波同時	橋軸と直角の 振動で判断
②地震入力解 析	基礎ばね	3波同時	橋軸と直角の 振動で判断
③地震波入力 方向解析	柱下端 (完全固定)	橋軸と直角 を個別入力	橋軸と直角の 振動で判断
④減衰設定方法による感度解析	柱下端 (完全固定)	橋軸と直角 を個別入力	橋軸と直角振 動の各々の方 向で判断

7. 再現解析および感度解析結果

既往の地震において,橋脚天端や上部構造位置で観測 された地震波形を再現することを目的とした動的解析を 行う場合,地盤や杭の動的相互作用の影響や回転慣性に よる影響を排除した入力地震波形を用いた方が不確定要 素次数が減るため,一般的には実挙動に対する再現精度 が向上することが知られている^{11,12)}.そこで,感度分 析に先立ち,フーチングで観測された並進方向および鉛 直方向の地震波形を,橋脚下端を完全固定とした支点に



同時入力して動的解析を実施した結果について先に述べる(前章のうち,解析ケース①に該当し,以下解析ケース①と称する).

図-14~図-17 に湾 P408 橋脚天端位置および上部構造 横桁位置の絶対加速度応答,免振支承の応答変位,湾 P408 橋脚基部の M-φ関係をそれぞれ示す.ここで示す 各観測地震波形に対しては、フィルター処理は行ってい ない.なお、中間橋脚における免振支承の応答変位は直 接観測されていないため、橋脚天端と上部構造横桁で観 測された絶対加速度を2回積分して変位を算出し、バン ドパスフィルターによる処理を行ったものを示している. ここで、バンドパスフィルターの範囲は低域遮断 0.5~ 1.0Hz、広域遮断 10~20Hz の台形形とした.

橋軸方向の応答について,橋脚天端と上部構造横桁位 置の応答は観測波形と解析結果で最大/最小値に差異は 認められるものの,波形特性はよく再現できていること が図-14 および図-15 より確認できる.しかしながら, 同図に示す直角方向の応答の再現精度は劣ることが確認 される.

その原因を考察するために、図-18 に橋脚天端の観測 および解析のフーリエスペクトルを示す.振幅がピーク となるのは観測波形および解析波形でそれぞれ,142Hz (0.71scc)および 2.49Hz (0.40scc) となっており,観測 波形の方が卓越周期が長いことが確認される.この分析 結果を踏まえて直角方向の応答で相違が見られた原因を 考察すると,解析の入力波形はフーチングで観測された 並進・鉛直方向の3方向成分しか入力していないが,実 際には,杭や地盤の曲げ変形に伴う回転加速度や,フー チングの回転慣性質量による回転加速度があり,これら が上位方向に伝達されて振動するが,それが十分に解析 で再現しきれていないことが挙げられる.

つまり,橋軸方向は,弾性あるいは可動支持されてい ることから橋脚柱より下位の挙動が全体応答に与える影 響は小さいため,観測波形と解析結果でよく一致したと 考えられる.一方,直角方向は上部構造は固定支持され ており,橋梁系としての剛度が高いため,橋脚柱基部か らの回転振動による影響を受けやすいが,入力波形とし て回転成分が与えられていない.このことが,観測と解 析波形で制度よく一致できなかった原因と考察されるた め,並進方向の観測だけではなく,回転成分の観測がで きる計測器の設置が重要と考える.



湾 P408 橋脚に設置されている免震支承の上下構造相





対変位の時刻歴応答波形を図-16 に示す. 観測および解 析結果における免震支承の最大応答変位はでそれぞれ, 8.86mm および 11.04mm とよく再現できていることが確 認された. ただし,解析では 5mm 程度の残留変位が生 じる結果となり,観測結果からはそのような挙動は確認 されなかった. このような観測波形と解析結果で相違が 見られた原因として,上下構造で観測された加速度を変 位に換算する際の周波数処理方法に影響される影響であ ることが考えられる. そのため,加速度を変位に換算し て評価するには,十分な検証が必要である.

図-17 に湾 P408 橋脚基部における M-φ関係を示して いるが、本地震下では、鋼板補強された RC 橋脚はひび われ曲げモーメント(橋軸方向:42.2MNm,直角方向: 47.0MNm)まで達することはなく、弾性範囲内の応答に 留まったことが確認され、地震後の緊急点検で特に問題 がなかった報告内容と合致する解析結果であった.

(1) 入力地震条件の違いによる応答性状の評価

図-19 および図-20 に、フーチング下端に線形の基礎 ばねを設けて、地中部で観測された地震波形を入力した 場合の各種応答(解析ケース②)と、解析ケース①の湾 P408 橋脚天端と上部構造横桁位置における絶対加速度 の観測波形の比較結果をそれぞれ示す.ここで、基礎ば ねモデルによる解析では、図-11(左),橋脚柱下端固 定による解析では図-11(右)に示す Rayleigh 型減衰を 用いている.

Rayleigh 型減衰の形状が異なっていることも応答性状 に影響していると考えられるが、全体として柱基部固定 のフーチング観測波形を用いた解析の方が大きな応答を 示す傾向にある.この影響は減衰モデルにも起因してい ることが考えられ、免震支承の応答にも影響しているこ とが図-21 の時刻歴波形からも推測される.すなわち、 入力地震動ならびに時々刻々と剛性変化する下部構造を 有する高架橋においては、不確定要素の高い減衰マトリ ックスをどのように技術者が判断するかによって,解析 対象橋の応答が大きく変わることがあることを認識する ことが重要である.

(2) 入力する加速度成分による応答性状の評価

地盤と杭基礎のやフーチングの並進・回転の応答特性 が含まれた,フーチングで観測された地震波形3波を高 架橋に対して同時入力した場合と,実務の橋梁新設設計 /耐震設計で用いているH24/H29年道示Vに記載され









ている地盤種別毎の地表面加速度のように,設計照査の 着目方向毎に地震波形を入力かつ,鉛直の地震波形を無 視した場合で,どの程度の応答差が生じるかを検討した. すなわち,本節では解析ケース①(再現解析)と解析ケ ース③の応答を比較することで,その違いについて分析 した.本解析に用いた Rayleigh 型減衰は図-11 左に示し たものを適用することとし,減衰による応答性状の相違 は含まれないようにした.

図-22 および図-23 に,湾 P408 橋脚天端と上部構造横 桁位置における絶対加速度の観測波形と解析から得られ た応答を,それぞれ示す.応答波形の比較からわかると おり、同時入力/単独入力では顕著な応答の違いは確認 されず、同等の応答性状を示すことが確認された.ここ では示していないが、免振支承の応答についても差は認 められなかった.

(3) 再現解析と実務設計ベースでの解析条件設定によ る応答性状の評価

再現解析(解析ケース①)では、入力地震波として3 波を柱基部に同時入力し、かつ、実挙動の再現性が目的 であったことから、橋軸と直角方向の振動特性を見据え てRayleigh型減衰を設定してきた.本節では、対象橋梁





に対して動的解析による耐震補強設計を実施することを 想定し,実務レベルで解析条件を設定した場合の解析を 行った.

本節では、再現解析との比較で整理するが、解析にあ たって共通する条件は、橋脚柱基部を固定として地震波 形を入力し、その他 Rayleigh 型減衰の設定や入力する波 形方法は、実務レベルで行うこととして再設定した.実 務設計を想定した解析で設定した Rayleigh 型減衰の形状 を図-24 に示す.実務設計において, Rayleigh 型減衰の 設定方法について明確な基準はなく、設計者に委ねられ る. 減衰マトリックス[C]は、質量比例型と剛性比例型 の足し合わせ (= α M+ β K) であり、 β の値が小さけ れば曲線が寝た状態, βの値が大きければ曲線が急勾配 の状態となる.後者のような設定方法を採用することは、 橋脚や支承の非線形履歴減衰に加えて、更に減衰を考慮 することとなるため、減衰を過大に期待することとなる. 従って, αとβのうち, 減衰に対して影響の大きいβが 過大になりすぎないよう、その値が 0.001~0.003 の範囲 に留まることを目安として設定した. その結果, 再現解 析で設定した減衰形状に比較して減衰を大きく評価する

る設定となった.

解析結果を図-25~図-27 に示すが、橋軸方向では減 衰形状の設定方法によって応答変動が確認される.特に、 実務設計で行う場合の減衰項は大きめに設定しているこ とから、再現解析の結果に比較して応答が小さい傾向に ある.一方、直角方向では、再現解析の結果に比較して









大きな違いは見られなかった.このように,橋軸方向と 直角方向で応答に差が生じた原因としては,橋軸方向は 免震支承で支持されているため橋梁全体が変形しやすく, 速度/加速度が大きく生じるため減衰項が影響するのに 対して,直角方向は固定支持であまり変形せず,減衰が 大きく影響しなかったためと考えられる.

8. まとめ

本稿では、大阪府北部地震の際に観測された湾 S405 ~S409 地点における地震波形の分析と、当該高架橋に 対して3次元立体骨組み解析モデルを構築し、はり要素 を用いた再現解析および実務設計を背景とした感度分析 を実施した、本検討から得られた知見を以下に示す.

- 2018年6月18日に発生した、震源地のマグニチュードが6.1の直下型で大規模の大阪府北部地震において、震源地から約30km離れた松の浜免震橋(湾 S405~409区間)では、レベル1地震動以下の地震動であったことが確認され、緊急点検結果で無損傷と判定された結果と一致する.
- 2) 湾 P408 橋脚のフーチングとその近傍に配置され た地中深さ-1.0m 地点での地震波形が観測された が、両者を対比すると、NS 方向の観測波形の最 大/最小値は類似しているものの、EW 方向では 振幅値に差があることが確認された.これは、 計測器が設置されている周辺状況(埋設物件が 近接している等)が影響していると考えられる. 将来的に、阪神高速道路で計測器を増設あるい は設置位置の更新を計画する計画がある.その 再には、設置個所周囲の地盤条件や埋設状況な どを十分に把握したうえで計画することが重要 である.





- 3) 観測波形のうち、それぞれが直交行する 3 成分を同時入力する場合と、実務設計のように、鉛直成分を除く各並進方向毎に入力する方法で動的解析を実施した結果、双方で顕著な応答差は確認されなかった.そのため、現行示方書のとおり、橋梁の耐震性能照査を行ううえでは、本稿の実挙動の再現結果を踏まえると、照査方向の照査荷重の入力および照査で問題ないと考えられる.ただし、強地震位置や周囲の地盤が複雑な場合等の条件では、一概に上述した傾向を示さない可能性があるため、留意が必要である.
- 4) H24/H29 年道示Vに示される地表面で観測された 地震波形を用いて実務の橋梁新設/耐震設計を実施した場合の応答と、本地震で得られたような 地盤等の応答性状が加味された橋のフーチング で観測された波形を用いた場合の応答では大き な違いが確認された.その要因の一つとして、 観測波形には回転成分が得られなったことによる.将来に地震計をフーチングに追加設置する 際には、回転加速度も記録できるようにするこ とが望ましい.
- 5) Rayleigh 型減衰の設定方法によって、応答が大き く変動することが確認された.特に変形が大き く生じる場合にはその影響が大きいため、実務 等の設計においては、支承条件や高架橋の変形 特性を十分に把握したうえで設定する必要があ 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

- 大塚久哲,運上茂樹,西原史和:実測記録に基づく 免震橋の地震時特性に関する研究,土木研究所資料 第3383号,1995.
- 吉田純司、阿部雅人、藤野陽三:兵庫県南部地震に おける阪神高速松の浜免震橋の地震時挙動、土木学 会論文集, No.626/I-48, pp.37-50, 1999.7.
- 3) 小林寛,堀江佳平,長沼敏彦,佐々木伸幸:兵庫県 南部地震における免震橋の挙動と解析事例,第1回 免震・制振コロキウム講演論文集,土木学会, pp.55-62, 1996.
- 免震道路橋の同時多点観測と簡易モデルを用いた構造同定解析,土木学会論文集 A1, Vol.65, No.1, pp.478-487, 2009.
- 5) 篠原聖二,中村雄基,玉置脩人,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, 2018.7
- 6) 社団法人日本道路協会:道路橋支承便覧, 1991.
- 7) 「兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係 る仕様」の準用に関する参考資料(案), H7.2.
- 社団法人日本道路協会:道路橋示方書・同解説V耐 震設計編,丸善,2012年3月.
- 社団法人日本道路協会:道路橋示方書・同解説V耐 震設計編,丸善,2017年11月.
- 10) 国立研究開発法人 防災科学技術研究所, HP: http://www.kyoshin.bosai.go.jp/kyoshin/
- 11) 松本崇志,川島一彦:震動台加震実験に基づく橋脚の曲げ耐力の推定精度,土木学会地震工学論文集, pp.961-970,2007
- 12) 佐々木 智大,陳 紹帥,川島 一彦; E-ディフェンス 震動実験におけるロードセルを用いた橋脚作用曲げ モーメントの精度に関する検討,土木学会論文集 A1, Vol.65, No.1, pp.442~449, 2009.

DYNAMIC RESPONSE INVESTIGATION OF BRIDGE SUPPORTED BY LEAD RUBBER BEARING DURING OSAKA HOKUBU EARTHQUAKE

Takashi MATSUMOTO, Nobuhiro MITSUKAWA, Tadahiro HATTORI, Kazuya MAGOSHI and Masatsugu SHINOHARA

At 18th June 2018, north area of Osaka prefecture attacked by strong earthquake at 7:58 early morning. During the earthquake, the accelerator settled in Hanshin Expressway's bridge footing, deck, and the other, recorded the seismic waves. "Matsuno-Hama Bridge", which supported by lead rubber bearing placed at the southern Osaka prefecture, recorded the precious seismic waves during this earthquake.

Therefore, authors analyzed the recorded seismic waves features around Matsuno-Hama Bridge area. In addition, 3-dimensional beam model is constructed to represent the dynamic behavior of the Matsuno-Hama Bridge under this earthquake. Furthermore, we investigated the effect of method to input seismic waves to the model, and the setting of damping matrix.