

ケーソン基礎を有する鋼単純合成鈹桁における 2018年大阪府北部地震の地震観測記録と 応答特性の評価

富 健一¹・許 佳奕²・服部 匡洋³・馬越 一也⁴・篠原 聖二⁵

¹正会員 パシフィックコンサルタンツ (株) 耐震センター (〒530-0004 大阪市北区堂島浜 1-2-1)
E-mail: kenichi.tomi@os.pacific.co.jp

²正会員 パシフィックコンサルタンツ (株) 耐震センター (〒530-0004 大阪市北区堂島浜 1-2-1)
E-mail: xu.jiayi@os.pacific.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 地震工学研究開発センター (〒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 (〒541-0051 大阪市中央区久太郎町 4-1-3)
E-mail: masatsugu-shinohara@hanshin-exp.co.jp

2018年大阪府北部地震において、阪神高速道路12号守口線P-299橋脚に地震計を設置していたことから、地表面加速度と梁天端の加速度が観測された。この観測結果を用いて、既設橋をモデル化した上で非線形動的解析を実施し、観測加速度と解析の応答加速度の再現性に関する解析的検証を実施した。再現解析の際には、要素別減衰定数やモデル化の範囲をパラメーターとして検討を実施した。その結果、最大加速度としては、橋軸直角方向は概ね再現できたが、橋軸方向の解析による応答加速度は観測された加速度より小さくなった。地震応答解析により得られた時刻歴加速度波形は、観測された時刻歴加速度波形を概ね再現できた。

Key Words: 2018 Osaka Northern Earthquake, Seismograph, Reconstruction Analysis, Elemental Damping Constant, Caisson Foundatio

1. はじめに

2018年6月18日に発生した2018年大阪府北部地震では、大阪では初めて震度6以上(最大震度6弱)を観測し、死者4名、重傷者15名、多数の家屋の損傷等、甚大な被害を及ぼした。ライフラインにおいては、約17万戸の停電、約9万戸の断水、約11万戸のガス供給停止等、甚大な被害が発生し、人々の生活に大きな影響を及ぼした。土木構造物は甚大な被害は発生しなかったが、大阪モノレールの分岐器の故障、線路の陥没、桁の変位制限構造の破損等がみられた¹⁾。阪神高速道路においては、地震直後に緊急点検を実施し、構造物等に被害がないことを確認した上で地震発生後約5時間後には交通開放した。

阪神高速道路では、地震発生時の迅速な交通管制対応、

構造物の地震挙動の把握の観点から、地震観測システムが順次整備されており、22箇所の地点で地震計が設置されている²⁾。2018年大阪府北部地震では、この地震計により港大橋や東神戸大橋など複数の地点で地震動が観測された。本検討では、大阪府北部地震で地震動が観測された観測点のうち、地表面で大きな加速度が観測された阪神高速道路12号守口線P-299橋脚(以下、守P-299と記す。)を対象とし、地表面加速度を入力地震動とした再現解析を実施することで、対象橋脚の地震時応答特性の評価を試みた。また、守P-299はケーソン基礎を有する橋脚であること、耐震補強、支承取り換えが実施されていること、隣接桁のモデル化の影響、減衰定数の影響についても検討を行った。

2. 対象橋梁

対象橋梁の位置図を図-1、概要を図-2に示す。対象橋梁は、1971年に竣工された高架橋区間であり、竣工後、47年経過している。対象橋脚である守 P-299 は RC 構造 T 型橋脚でケーソン基礎である。支持する上部構造は、起点側、終点側ともに鋼単純合成鈹桁であり、支承条件は起点側が固定、終点側は可動である。起点側の守 P-298 は本線と ON, OFF ランプを支持するラーメン式橋脚で杭基礎、終点側の守 P-300 は守 P-299 と同形式である。適用示方書としては、昭和 39 年出版の道路橋下部構造設計指針である。

また、守 P-299 では兵庫県南部地震直後の 1995 年に、ゴム支承への取り換えと柱の耐震補強が実施されている。補強概要図を図-3 に示す。地中部は既設水路の影響から、柱基部は 3 面でコンクリート増厚補強が実施されている。地上部は 4 面鋼鈹巻き立て補強が実施されている。

3. 観測地震動

(1) 地震計の仕様

設置されている地震計の仕様を表-1 に、地震計設置位置図を図-4 示す。地震計は加速度、速度を同時計測することができる地上設置型の地震計³⁾である。設置箇所は地表面及び梁天端である。

(2) 観測地震動の概要

本稿で検証する守 P-299 は震源地より約 7km と非常に近く、震度 5 強の地震動が観測された。観測地震動の時刻歴応答加速度を図-5 に示す。地表面の最大加速度は、橋軸方向で 233gal、橋軸直角方向で 349gal であり、それ



図-1 対象橋梁の位置図

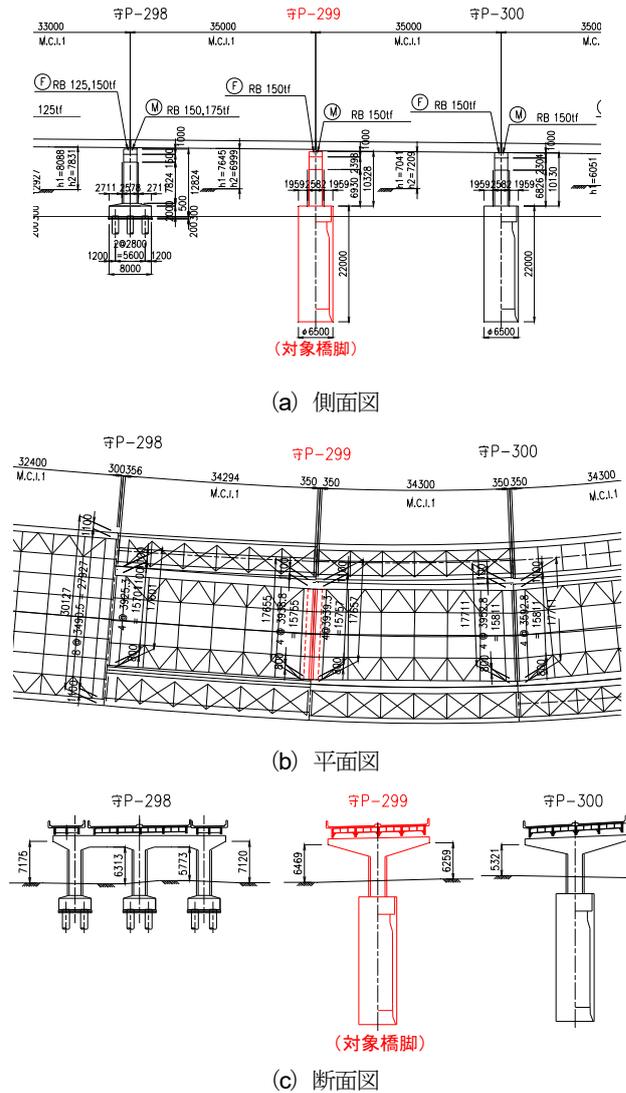


図-2 対象橋梁の概要 (単位: mm)

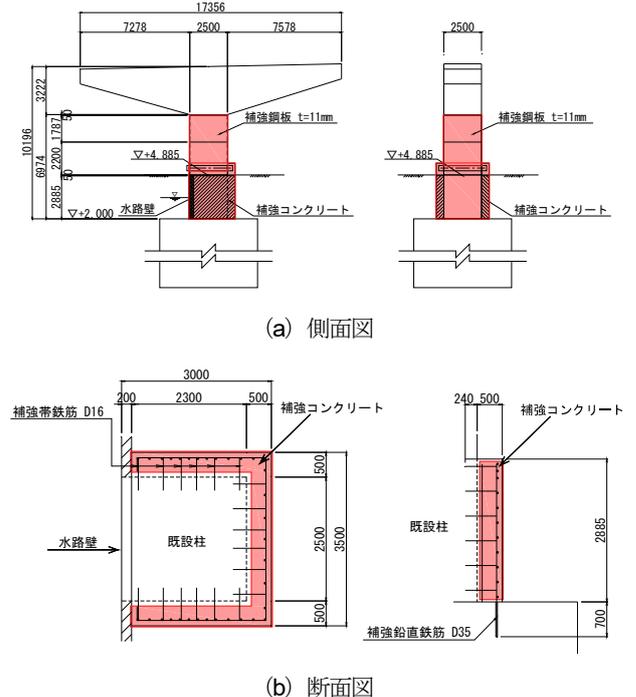


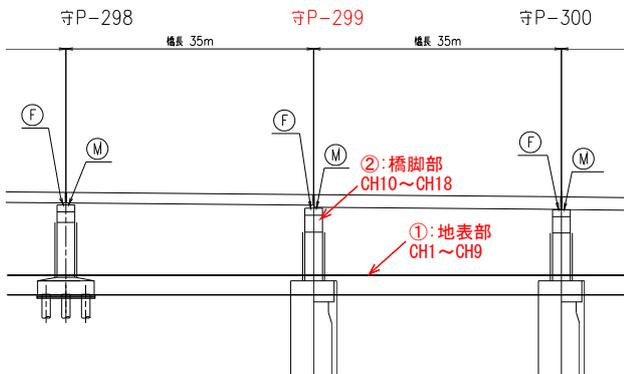
図-3 対象橋脚の補強概要 (単位: mm)

ほど大きな加速度となっていない。梁天端で観測された加速度は、橋軸方向で 995gal、橋軸直角方向で 533gal であった。増幅率（地表面での最大加速度に対する梁天端での最大加速度）に着目すると、橋軸方向は、地表面加速度に対して 4 倍程度の増幅率となっており、非常に大きな増幅率であった。直角方向の増幅率は 1.5 倍程度であり、橋軸方向と比べて小さい増幅率となっている。

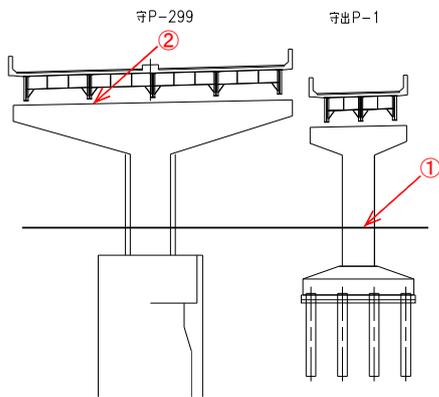
また、地表面で観測された加速度の応答スペクトルを 図-6 に、梁天端で観測された応答加速度のフーリエスペクトル解析結果を 図-7 に示す。図上の固有周期は、固有値解析により算出した対象橋脚の卓越周期である。 図-6 には、道路橋示方書V耐震設計編（平成 29 年 11 月）⁴⁾（以下、H29 道示と記す。）に示されるレベル2地震タ

表-1 地震計の仕様³⁾

項目		仕様
計測センサー	速度計 ①~②	(株)東京測振 地上設置型 VSE-355EI
	測定範囲	加速度 ±2000Gal 速度 ±200cm/s
計測地震計	測定範囲	加速度 ±2000Gal 速度 ±200cm/s 変位 ±1000mm
	サンプリング周波数	100Hz (10ms)
	出力範囲	加速度 Gal (0.01Gal 単位) 速度 cm/s (0.001cm/s 単位) 変位 mm (0.01mm 単位)
	入力CH数	18



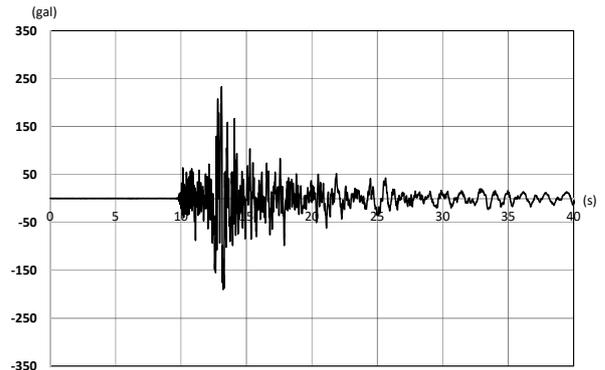
(a) 側面図



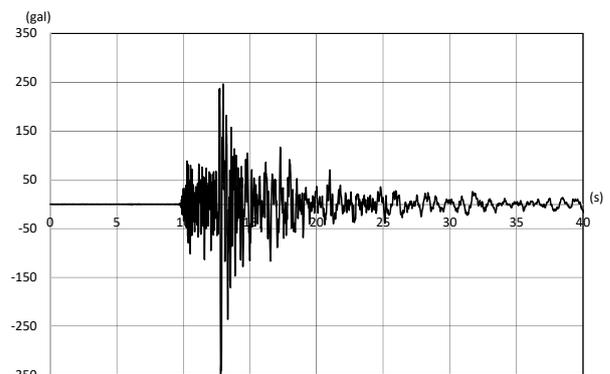
(b) 断面図

図-4 地震計設置位置図

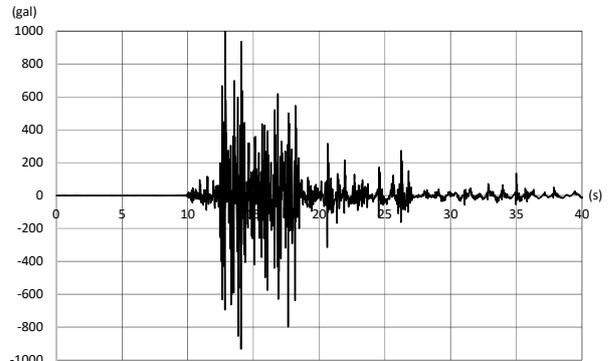
イプII（II種地盤）の標準加速度応答スペクトルを併せて示す。



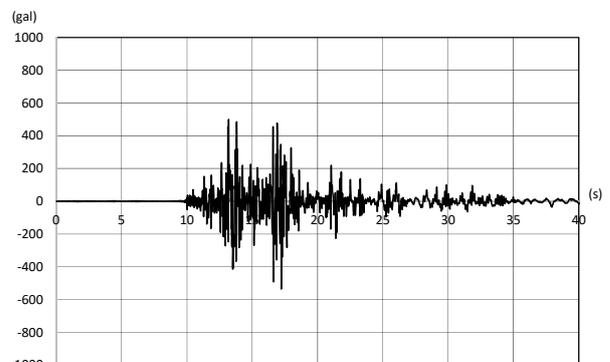
(a) 地表面（橋軸方向）



(b) 地表面（直角方向）



(c) 梁天端（橋軸方向）



(d) 梁天端（橋軸直角方向）

図-5 観測された時刻歴応答加速度波形

地表面の加速度応答スペクトルを確認すると、橋軸方向、橋軸直角方向ともに約 0.3sec 以下の周期帯で最大加速度になっていることから短周期地震動であることがわかる。それに対して、図-7 に示す梁天端のフーリエスペクトルと後述する固有値解析の結果より、橋脚の固有周期は 0.5~0.6sec 付近に存在すると推定される。これらの固有周期帯の加速度は加速度応答スペクトルから

300gal~400gal 程度と推定され、これは橋脚の耐震設計震度よりも小さいため橋脚に損傷は発生しなかったと考えられる。

4. 解析モデル

(1) モデル化の方法と解析条件

対象橋脚の解析モデルを図-7 に示す。本橋脚は、単純桁の掛け違い部であり、橋軸方向の支承条件は起点側が固定、終点側が可動である。よって、振動単位系としては単柱の構造で再現可能であると考え、単柱モデルでモデル化した。橋脚柱部の非線形特性は、既設橋脚であることから、道路橋示方書V耐震設計編（平成 14年 3月）⁹⁾（以下、H14 道示と記す。）に基づきトリリニア型の非線形特性を考慮した。橋脚の非線形特性は、既設橋脚の場合は、国総研 700 号資料⁹⁾に基づき、H14 道示の応力ひずみ曲線に基づき M- ϕ を設定する。

可動側のゴム支承は弾性バネ、ケーソン基礎は基礎バネでモデル化した。可動側の分担質量としては、H14 道示に基づき、死荷重 Rd の 1/2 を考慮した。

解析条件として、数値積分にはニューマーク β 法 ($\beta = 0.25$) を用い、積分時間間隔としては 0.002sec とした。各構造物の要素減衰定数としては、H29 道示では、上部構造の鋼構造で 0.02、弾性支承で 0.03、橋脚は線形部材（梁部）で 0.05、非線形部材（柱部）で 0.02、基礎はケーソン基礎で 0.2 と設定できる。減衰の評価方法としては、ひずみ比例型減衰の考え方に基づき、モード減衰を

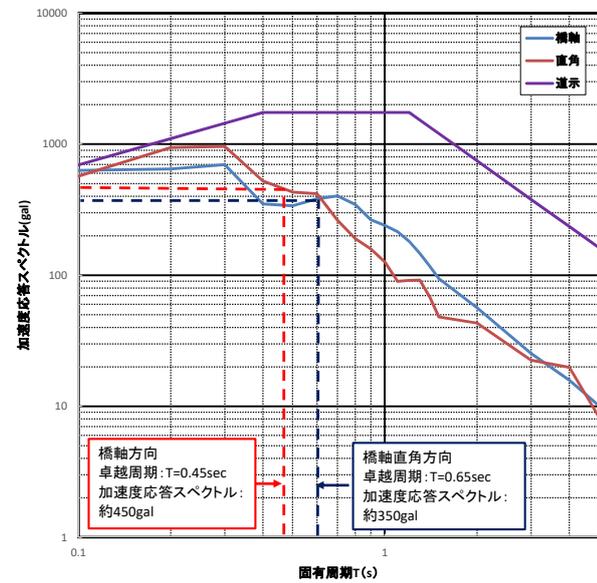
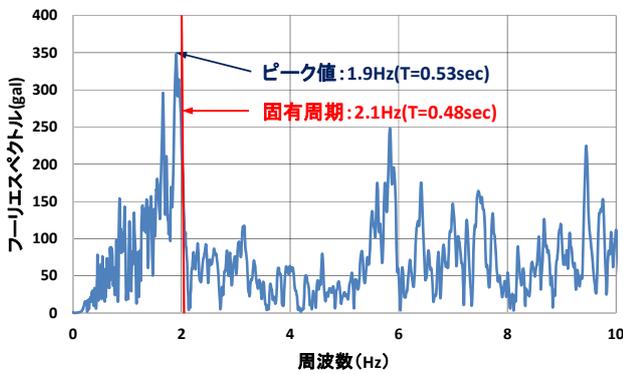
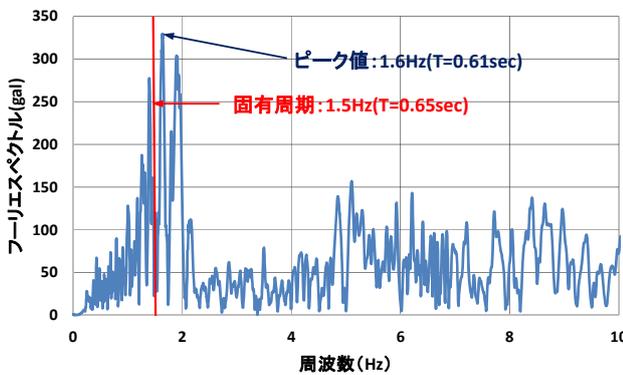


図-6 加速度応答スペクトル（地表面）



(a) 橋軸方向



(b) 橋軸直角方向

図-7 フーリエスペクトル図（梁天端加速度）

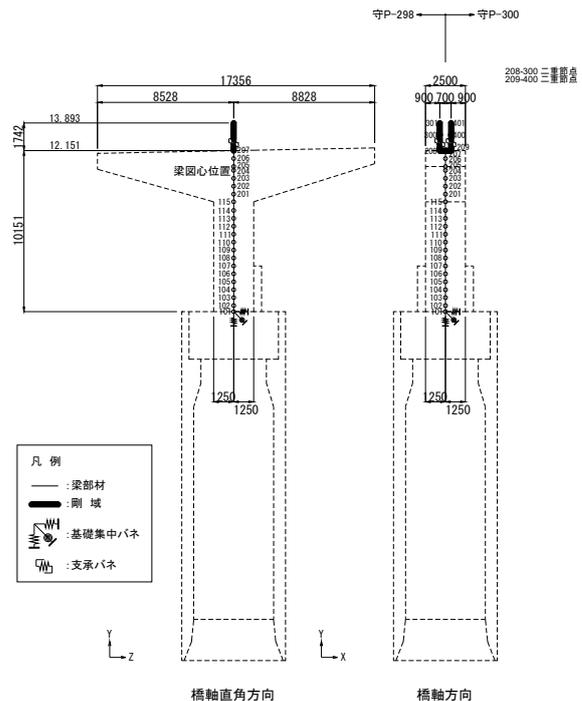


図-8 解析モデル（単柱モデル）

算定した上で、運動方程式の減衰マトリックスをレーリー減衰としてモデル化を行った。

地震動の加振方法としては、観測された地表面加速度を、橋軸方向、橋軸直角方向それぞれ一方向ずつ作用させて解析を実施した。

(2) 固有値解析

解析モデルに対する固有値解析を実施した。解析結果一覧表を表-2 に示すが、橋軸方向の卓越周期は 0.478sec (4 次モード)、橋軸直角方向の卓越周期は 0.651sec (3 次モード) となっている。2 次モードは可動ゴム支承の変形モードで、橋脚の固有周期としてはみなしていない。梁天端の観測された加速度のフーリエスペクトルから確認できる守 P-299 の卓越する周期帯は、橋軸方向で 0.5sec 程度、橋軸直角方向で 0.6sec 程度とほぼ一致することから、解析モデルの振動特性は、実挙動を概ね再現できていると考えられる。

5. 地震時応答解析と解析的検証

(1) 地震時応答解析結果

前述の基本条件に基づき解析を実施した結果を表-3 に示す。観測値の最大応答加速度に対する解析結果は、橋軸方向で 0.2 倍程度、橋軸直角方向の 0.5 倍程度となっており、再現性が低い結果となった。

(2) 解析結果と実挙動の差異に関する解析的検証

解析結果と観測結果の不整合に関する原因の一つとし

表-2 固有値解析結果

(a) 橋軸方向

モード次数	固有振動数(Hz)	固有周期(sec)	刺激係数	有効質量比	ひずみエネルギー
2	1.0482	0.9541	28.4620	0.502	0.04170
4 *	2.0907	0.4783	27.0100	0.453	0.07050
7 *	19.8881	0.0503	-8.3964	0.044	0.13000
9	69.8123	0.0143	-1.4620	0.001	0.04460

(b) 橋軸直角方向

モード次数	固有振動数(Hz)	固有周期(sec)	刺激係数	有効質量比	ひずみエネルギー
3 *	1.5353	0.6513	-33.2520	0.918	0.06630
6 *	16.6252	0.0601	-9.7399	0.079	0.13450
8	58.9428	0.0170	-1.9270	0.003	0.04800

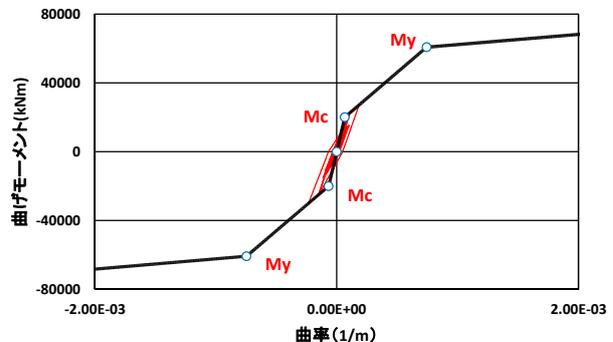
表-3 動的解析結果 (減衰定数: 規定値)

方向	減衰h					方向	加速度		
	上部工	橋脚		基礎	支承		測定値 (gal)	解析値 (gal)	解析値/測定値
		線形	非線形						
橋軸方向	0.02	0.05	0.02	0.20	0.03	正	995.54	235.53	0.24
						負	-927.83	-193.89	0.21
橋軸直角方向	0.02	0.05	0.02	0.20	0.03	正	495.55	256.95	0.52
						負	-533.34	-281.01	0.53

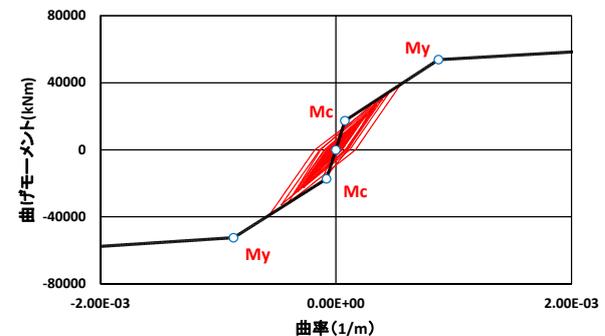
て、要素別減衰定数が考えられる。要素別減衰定数の評価方法の精度は十分ではなく、H14 道示までは減衰定数は範囲で定められていた。本稿では、各構造物の要素別減衰定数について、以下の観点から検討を行った。

基礎について、守 P-299 はケーソン基礎であり、II 種地盤上で一般的に用いられている杭基礎よりも剛性が非常に高いことから、直接基礎と同等程度と考えられる。よって、基礎の減衰定数を直接基礎相当の 0.1 の場合について検討を実施した。また、橋脚の柱部の動的解析の結果では、図-9 の通り、降伏に至っておらず、非線形特性による履歴減衰が多く発生していない状況である。ひび割れモーメント (Mc) は超えていることから、ひび割れが発生していることが考えられるが、基部は RC 巻き立て、地上部は鋼板巻き立てによる補強が実施されており、実際として大きな損傷も発生していないことから、0.02 の減衰は考慮できないと考える。以上の観点から、柱部の減衰定数として 0.01 のケースについても検討を実施した。

もう一つの原因としては、モデル化の範囲の影響が考えられる。これまでの解析は、振動単位系が単純であることを前提に、1 本棒モデルとしていた。しかし、実挙動としては上部構造の挙動、その上部構造を支持する下部構造の影響も考慮して解析を行う必要があると考えられる。解析的検証方法の一つとして、隣接橋脚と上部構造を考慮した 3 次元解析モデルに基づき検討を実施した。



(a) 橋軸方向



(b) 橋軸直角方向

図-9 橋脚基部の動的解析時の非線形特性

解析モデルの概要図を図-10に示す。

(3) 要素別減衰定数が応答に及ぼす影響

要素別減衰定数を変更した場合について検討を行った結果を表-4に示す。

応答加速度としては、減衰定数を小さくすればするほど解析上の応答加速度は大きくなる。すなわち、一般的な設計で用いる解析における減衰の設定が、実挙動の応答よりも小さいと考えられる。理由としては、発生した地震動の最大応答加速度が小さく、あまり変形していないので、構造物としての減衰効果が作用していないと考えられる。

また、減衰定数の影響として、橋脚の減衰定数を 0.02

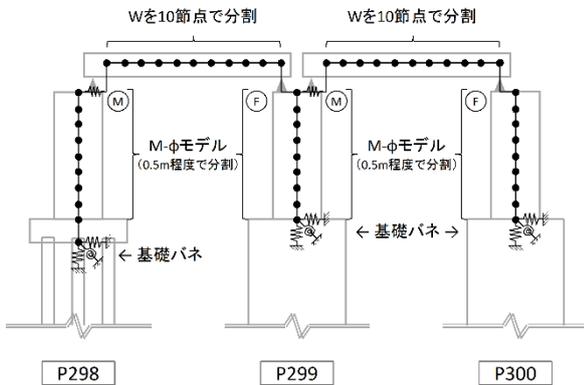


図-10 解析モデル (側径間考慮)

表-4 動的解析結果 (減衰定数: 各パターンで実施)

方向	減衰h				レールー減衰の係数設定に用いた次数	固有値解析		最大加速度					
	上部工	橋脚		基礎		α	β	観測値 (gal)	解析値 (gal)	解析値/観測値			
		線形	非線形										
橋軸方向	0.02	0.05	0.02	0.20	0.03	4	7	0.00198	1.50986	正	995.54	235.53	0.24
				負						-927.83	-193.89	0.21	
	0.02	0.05	0.02	0.10	0.03	4	7	0.00105	0.97034	正	995.54	249.95	0.25
				負						-927.83	-225.65	0.24	
橋軸直角方向	0.02	0.05	0.02	0.20	0.03	3	6	0.00248	1.04844	正	495.55	256.95	0.52
				負						-533.34	-281.01	0.53	
	0.02	0.05	0.02	0.10	0.03	3	6	0.0013	0.66263	正	495.55	293.12	0.59
				負						-533.34	-320.78	0.60	
0.02	0.05	0.02	0.01	0.03	3	6	0.00124	0.5251	正	495.55	302.02	0.61	
			負						-533.34	-329.51	0.62		

表-5 動的解析結果 (側径間考慮モデルの場合)

方向	減衰h				レールー減衰の係数設定に用いた次数	固有値解析		最大加速度					
	上部工	橋脚		基礎		α	β	観測値 (gal)	解析値 (gal)	解析値/観測値			
		線形	非線形										
橋軸方向	0.02	0.05	0.02	0.20	0.03	5	27	0.00235	1.48951	正	995.54	340.11	0.34
				負						-927.83	-256.61	0.28	
	0.02	0.05	0.02	0.10	0.03	5	27	0.00125	0.91655	正	995.54	370.42	0.37
				負						-927.83	-272.96	0.29	
橋軸直角方向	0.02	0.05	0.02	0.05	0.03	5	27	0.0007	0.62908	正	995.54	416.38	0.42
				負						-927.83	-294.38	0.32	
	0.02	0.05	0.02	0.20	0.03	4	28	0.00212	1.16548	正	495.55	364.04	0.73
				負						-533.34	-388.11	0.73	
橋軸直角方向	0.02	0.05	0.02	0.10	0.03	4	28	0.00114	0.722	正	495.55	459.75	0.93
				負						-533.34	-470.15	0.88	
	0.02	0.05	0.02	0.05	0.03	4	28	0.00066	0.50036	正	495.55	496.82	1.00
				負						-533.34	-538.49	1.01	

から 0.01 に変更しても大きな影響はない。基礎の減衰定数は、0.20 を 0.10 に変更すると応答値に大きな影響が生じた。以上より、基礎の減衰定数の影響が応答値に大きな影響を及ぼすことが確認できた。

(4) 隣接桁のモデル化が応答に及ぼす影響

解析モデルを変更した場合の解析結果を表-5に示す。なお、本解析の際の要素別減衰定数としては、前述の検討により基礎の減衰定数が解析に大きな影響を与えることが確認できたため、0.20 の標準値に加えて、0.10, 0.05 とした場合について検討を実施した。橋脚と支承の減衰定数は規定値とした。

橋軸方向は、単柱モデルの解析結果に比べて大きくなったが、観測された最大応答加速度の 40% 程度の応答に留まった。これは、隣接桁をモデル化することで、隣接桁とそれを支持する上部構造の挙動が大きく影響したためと考えられる。具体的には、隣接上部構造、下部構造をモデル化することで守 P-299 の変形が抑制され、固有周期が若干短くなった。2018 年大阪府北部地震の特徴として図-6 に示す通り、短周期で応答加速度が大きくなる傾向であることから、その影響で応答加速度が大きくなったと考えられる。

橋軸直角方向の応答加速度は、橋軸方向とは異なり、単柱モデルよりも大きくなり、観測加速度と同程度の加速度となった。これも、理由としては、橋軸方向と同様に、隣接桁やそれを支持する下部構造の影響が大きいと考えられる。守-P298~守-P299 間の上部重量の分担は、単柱モデルでは死荷重相当を分担していると仮定していたが、実挙動としては剛性の高いケーソン基礎を有する守-P299 の分担重量が大きかったことが原因として考えられる。解析結果を考察すると、上部構造重量約 8000kN に対して、分担比率が 4:6 となっていた。

6. 解析結果の考察

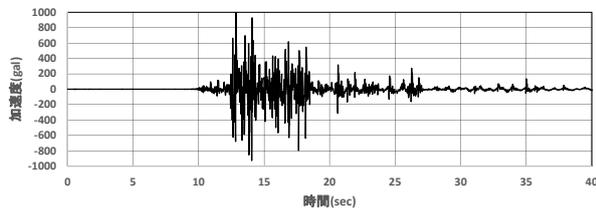
(1) 解析における橋脚天端の加速度波形について

最大応答加速度に着目した場合で精度を高めた解析モデル、減衰定数での動的解析結果における、梁天端の応答加速度の時刻歴応答値図について、橋軸方向の応答加速度の対比図を図-11 に、橋軸直角方向の対比図を図-12 に示す。橋軸方向は解析結果が非常に小さいが、波形としては、概ね近似している。直角方向は、応答が大きくなる時間が 2 か所観測されていることから、観測された加速度波形と近似しており、本検討の解析モデルが実挙動をおおむね再現できていることが確認できた。

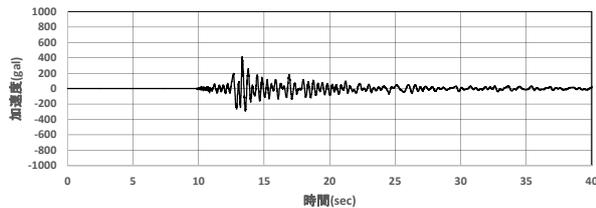
(2) 解析における橋脚天端の加速度について

側径間もモデル化した場合の最大応答加速度は、橋軸方向で 416gal、橋軸直角方向で 538gal となった。橋脚天端の応答加速度に関するフーリエスペクトル解析結果について、橋軸方向の結果を図-13 に、橋軸直角方向の結果を図-14 に示す。図-7 に示す梁天端で観測された加速度のフーリエスペクトル解析結果と比べると、橋軸直角方向は概ね整合するが、橋軸方向は観測された加速度に比べて短い周期で卓越する振動特性となった。

実際に観測された加速度との対比では、橋軸直角方向は概ね整合しているが、橋軸方向で大きく異なる結果となっている。原因の一つとしては、本橋脚が軟弱地盤上

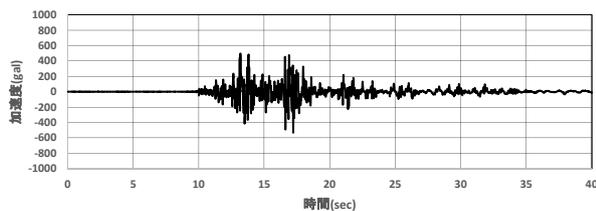


(a) 観測結果

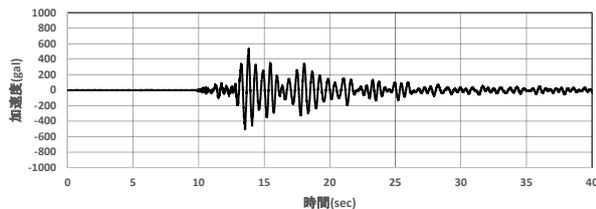


(b) 解析結果

図-11 応答加速度の対比（橋軸方向）



(a) 観測結果



(b) 解析結果

図-12 応答加速度の対比（橋軸直角方向）

で建設されたケーソン基礎であることが考えられる。架橋地点は、支持層までの20m程度の土層が非常に軟弱地盤であり、観測された地表面加速度は地盤の減衰効果により非常に小さな加速度になった可能性がある。それに対し、ケーソン基礎を有する橋脚は、地震動がケーソン基礎下端から伝達したため増幅特性が異なると考えられる。

(3) 橋脚天端の加速度の増幅率について

増幅率は、橋軸方向で観測された最大地表面加速度 233gal に対して、解析結果が 416gal で 1.79 となっている。橋軸直角方向は観測された最大地表面加速度 349gal に対して、解析結果が 538gal で 1.54 となっている。しかし、橋軸方向の梁天端の応答加速度は 995gal と増幅率 4 以上と非常に高く、解析結果とは大きく異なる結果となった。何らかの原因で大きな加速度になったと考えられるが、今後の課題として検討を進める予定である。

(4) 橋脚天端の最大加速度の応答時間について

最大加速度の応答時間は、観測加速度では、橋軸方向で 12.85sec 時、直角方向では 17.22sec であった。解析結果では、橋軸方向で 13.33sec 時、直角方向では 13.82sec であった。

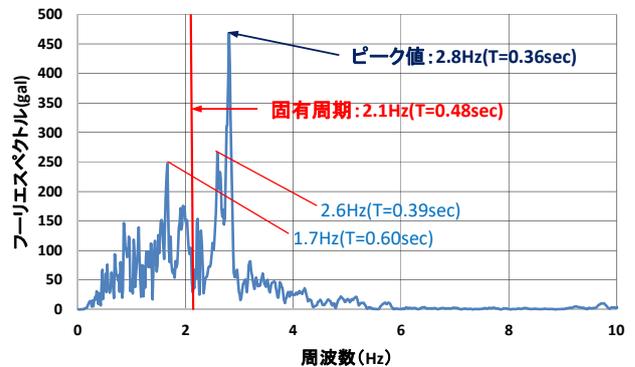


図-14 橋脚天端の応答加速度に関するフーリエスペクトル解析結果（橋軸方向）

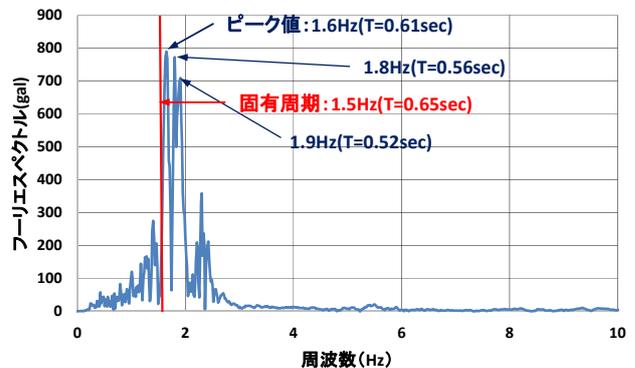


図-15 橋脚天端の応答加速度に関するフーリエスペクトル解析結果（橋軸直角方向）

橋軸方向は概ね同時刻であったが、直角方向は、最大応答加速度発生時刻がずれている結果となった。これは、直角方向の応答加速度は最大加速度程度となる時間帯が2か所あり、観測された応答加速度は2回目の時間帯で最大加速度が観測されたが、解析結果では1回目の時間帯で最大加速度が発生している。応答加速度と解析における加速度履歴は傾向が異なる結果となったが、今後の課題として検討を進める予定である。

7. まとめ

2018年大阪府北部地震時に得られた実地震記録を用いて、阪神高速道路12号守口線P-299に対して再現解析を実施した。得られた知見と今後の課題は以下のとおりである。

- 1) 観測結果として得られた橋軸方向の最大加速度は地表面で233gal程度であったが、梁天端では995galと大きく増幅していた。解析的検証では同等の結果とはならず、その傾向は再現できなかった。観測加速度の増幅率が非常に大きいことから、何らかの影響により増幅していたと考えられるが、今後、検証していくべき課題と考える。
- 2) 橋軸直角方向の加速度は、梁天端で概ね再現できる結果となった。解析モデルは、隣接桁を考慮したモデルのほうが観測加速度と近似していたことから、単純桁を支持する単純な構造であるが、隣接桁も考慮した解析手法が再現精度が高いことが判明した。
- 3) 要素別減衰定数は解析結果に大きな影響を与える。

今回の2018年大阪府北部地震では、それほど大きな加速度ではなかったことから、減衰定数は小さいほうが応答加速度に近づき、特に基礎の減衰定数が応答値に大きな影響を与えることが確認できた。

- 4) 直角方向の最大応答加速度は概ね再現できたが、最大応答が発生する時間は異なる傾向がみられた。

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。

参考文献

- 1) 土木学会：2018年6月18日大阪府北部の地震の調査報告会，土木学会・地震工学委員会，2018.7.23.
- 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.
- 3) 株式会社 東京測振：サーボ型速度計 VSE-355EI カタログ
- 4) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，2017.
- 5) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，2002.
- 6) 国土技術政策総合研究所：国総研資料 第700号 既設橋の耐震補強設計に関する技術資料，2012.

EARTHQUAKE OBSERVATION RECORD AND EVALUATION OF RESPONSE CHARACTERISTICS OF THE 2018 OSAKA NORTHERN EARTHQUAKE IN STEEL SIMPLE COMPOSITE PLATE WITH CAISSON FOUNDATION

Kenichi TOMI, Jiayi XU, Masahiro HATTORI, Kazuya MAGOSHI,
Masatsugu SHINOHARA

In the 2018 Osaka northern earthquake, The ground surface acceleration and acceleration at the beam end of the Hanshin expressway No. 12 Moriguchi Line P - 299 pier were observed since the seismograph was installed on this pier. A nonlinear dynamic analysis of the existing bridge model was performed and the analytical verification on the reproducibility of the observed acceleration and the response acceleration was conducted by using these observation results in the 2018 Osaka northern earthquake. During the reconstruction analysis, damping constant by element and scope of model were considered as parameters. As the result, the maximum acceleration in the bridge axis perpendicular direction was almost was reproduced, but the response acceleration by the analysis in the bridge axis direction was smaller than the observed acceleration. About the acceleration waveform, the acceleration waveform by the analysis was equivalent to the observed acceleration waveform.