# 2016年熊本地震の強震動の繰返し作用による 道路橋の耐震性に及ぼす影響の検討

石井 洋輔1・矢部 正明2・中尾 吉宏3・片岡 正次郎4

<sup>1</sup>正会員 国土技術政策総合研究所 道路地震防災研究室 研究員 (〒305-0804 茨城県つくば市旭 1) E-mail:ishii-y92ta@mlit.go.jp

<sup>2</sup>正会員 株式会社長大 構造事業本部 副技師長 (〒305-0812 茨城県つくば市東平塚 730) <sup>3</sup>非会員 国土技術政策総合研究所 社会資本マネジメント研究室長 (〒305-0804 茨城県つくば市旭 1) (元 国土技術政策総合研究所 道路地震防災研究室 主任研究官)

4 正会員 国土技術政策総合研究所 道路地震防災研究室長 (〒305-0804 茨城県つくば市旭 1)

2016年熊本地震では、土木施設に対し強い地震動が繰返し作用した.本論文は、道路橋に対し、強い地 震動の繰返し作用が及ぼした影響を考察する為、E-ディフェンスで行われた RC 橋脚の繰返し載荷実大実 験結果を用いて、耐震設計に用いられる動的解析モデルで地震応答解析をした際の再現性を検討し、既往 の非線形履歴モデルにチューニングを施した.そして、レベル 2 地震動を考慮して耐震設計された道路橋 を対象に、熊本地震により同一地点で繰返し生じた地震動を順次作用させた非線形動的解析を行い、その 影響を検討した.検討の結果、熊本地震により同一地点で繰返し生じた強い地震動による RC 橋脚の塑性 応答の繰返し回数は、平成 24 年道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編の限界状態の設定で考慮された繰返 し載荷回数の範囲内であった.

# *Key Words:* nonlinear seismic response, repetitive strong earthquake motion, roadway bridge The 2016 Kumamoto Earthquakes

# 1. はじめに

2016年熊本地震は、多くの土木施設に被害を及ぼ したことが報告されている<sup>1)</sup>.この原因として、最 大震度7を2回計測するなど、同一地点で強い地震 動が土木施設に繰返し作用したことが示唆されてい るが、道路橋の分野では、熊本地震の繰返し地震動 の影響を検討している例は限られている.

道路橋に繰返し作用する地震動の影響に関する既 往の研究では、一自由度振動系のモデルを用いて非 線形動的解析を行い、塑性応答の繰返し回数に着目 し、RC 橋脚の固有周期と応答特性に関する考察を 行っている<sup>2),3)</sup>が、熊本地震のような、同一地点で 連続して実測された強震記録を入力地震動として検 討した例はない.

熊本地震では、同一地点で短期間に強い地震動が いくつも観測されており、実測記録を用いた検討が 可能である.しかし、道路橋を対象に、複数回強い 地震動が作用する事象を検討した事例は限られてお り、通常の耐震設計に用いる簡易な動的解析モデル で、強い地震動の繰返し作用を何処まで再現できる かは不明である.

本論文では、強い地震動の繰返し入力が道路橋に

及ぼす影響を評価するため、レベル2地震動を考慮 して耐震設計された道路橋を対象に、熊本地震によ り同一地点で繰返し生じた地震動を順次作用させる 非線形動的解析を行った.

その際,強い地震動の繰返し作用を表現できる動 的解析モデルを選定するため,E-ディフェンスで行 われた繰返し載荷実大実験で得られた結果 4)を用い て,解析モデルにファイバー要素,または非線形梁 要素を用いた場合に,強い地震動の繰返し作用の再 現性を検証した.検証結果を踏まえ,非線形梁要素 で用いた既往の非線形履歴モデル<sup>5)</sup>をチューニング した動的解析モデルを用いた.そして,強い地震動 を繰返し作用させた非線形動的解析結果に基づき, 熊本地震によって生じた強い地震動の繰返し入力が 道路橋の耐震性に及ぼす影響を検討した.

また,熊本地方の一部の地域では,地域別補正係数の地域区分が異なっていることを踏まえ,地域別 補正係数を変更して設計した道路橋を用いて,同様の解析を行った.

表-1 E-ディフェンス C1-5 実験の加震条件一覧

加震回数	加震強度	上部構造質量	
1回目		2074	
2回目	80%	307t	
3回目			
4回目	1000/	372t	
5回目	100%		



図-1 強い地震動が繰返し作用した場合の RC 橋脚の 地震応答(E-ディフェンス C1-5 実験)

# 2. 繰返し強い地震動が作用するRC橋脚の応答

E-ディフェンス を用いて実施された RC 橋脚の実 大実験のシリーズのうち, C1-5 実験と呼ばれている 実験<sup>4)</sup>を対象に, RC 橋脚に繰返し強い地震動が作用 する場合に生じる損傷がどのように進展するかを検 討することで,解析モデルの再現性の検証を行った. 同実験では,膨大な数のセンサーや歪み計が設置さ れているが,本論文では,耐震設計に利用すること を意図して,上部構造慣性力作用位置の水平力-水 平変位関係や, RC 橋脚躯体の変形量に応じて変化 する剛性や固有周期に着目した.

#### (1) E-ディフェンス実大実験結果の整理

**表-1**は、同実験で行われた加震ケースを整理した ものである.対象とした RC 橋脚は、平成 14 年道路 橋示方書・同解説<sup>6</sup>を基に設計された、直径 2.0mの 円形断面を有する、躯体高さ 7.5m(フーチング含ま ず)の都市内高架橋の RC 橋脚である.**表-1** に示す ように、同実験では、5 回の加震実験が行われてい る.入力地震動は、1995年兵庫県南部地震のJR鷹 取駅で得られた強震記録の3成分で、1回目と2回 目および3回目は、観測された強震記録の80%で加 震を行っており、4回目と5回目の加震は、観測さ れた強震記録の100%で加震を行っている.また、3 回目と4回目および5回目は上部構造質量を1回目 と2回目より1.21倍大きくしている.繰返し作用す る強い地震動という観点では、1回目と2回目の加 震および4回目と5回目の加震が同じ地震動強度が 繰返し作用する場合で、2回目から3回目さらに4回 目の加震は、より大きな強度を有する地震動が続け て作用する場合に相当する.

#### (2) C1-5 実験での地震動の繰返し作用

図-1は、上部構造慣性力作用位置の水平力-水平 変位関係を、橋軸方向と橋軸直角方向毎に示したも のである.支承条件より、上部構造から作用する慣 性力は, 橋軸方向は当該橋脚だけで支持するが, 橋 軸直角方向は当該橋脚と両側の端部に設置した架台 で支持するため、橋軸方向の方が大きな水平力と水 平変位が生じている.同じ地震動強度で加震してい る1回目と2回目では、水平力-水平変位関係に大 きな変化が生じておらず、地震動強度は同じである が、上部構造から作用する慣性力を大きくした3回 目加震では、水平力と水平変位ともに、大きくなっ ている. 地震動強度を大きくした 4 回目加震では 3 回目加震よりもさらに大きな水平力と水平変位が生 じているが、5回目加震では、水平力が小さく、水 平変位は大きくなっている.4回目と5回目の加震 条件は同じであるが、RC 橋脚に生じた状態は異な ることがわかる.

図-2 は、図-1 に示した水平力-水平変位関係か ら、各加震時の最大水平力と最大水平変位および最 大水平変位と原点を結んだ直線の勾配より求めた等 価剛性<sup>7</sup>の変化である.図-2より、地震動強度が同 じ1回目と2回目の加震では、水平力と水平変位の 変化は小さいことがわかる.等価剛性は、1回目の 加震より2回目の加震の方が小さくなっており、2 回目の加震は1回目の約2/3の大きさに低下してい る.3回目の加震は、地震動強度は同じであるが、 上部構造から作用する慣性力が大きく、水平力と水 平変位が大きくなり、等価剛性も低下している.3 回目よりもさらに地震動強度を大きくした4回目加 震では、水平力と水平変位も大きくなり、5回目加 震では、水平力は小さくなり水平変位は増加してい る.

図-3 はフーチング上で計測された応答加速度波形 を入力とし、橋脚頂部で計測された応答加速度波形 を出力として求めた周波数応答関数である.5回の 加震ともに、周期約0.75秒付近、約1.0秒付近、約 1.45秒付近の3箇所に明瞭なピークが現れている. 3つの周期のピーク値の増幅率の変化を整理すると 図-4が得られる.図-3および図-4より、加震回数 が進むにつれて、短周期側で大きな増幅率が得られ るよ







図-3 強い地震動が繰返し作用した場合の RC 橋脚の周波数応答関数(橋脚頂部/フーチング上)



図-4 強い地震動が繰返し作用した場合の RC 橋脚の卓越周期の変化

うに変化していることがわかる.これは, RC 橋脚 に生じた損傷に応じて,損傷部の剛性が低下した結 果, RC 橋脚の地震応答中の卓越周期が短周期から 長周期に移行したことが原因である.

図-1~図-4 より, RC 橋脚は,同じ地震動強度を 有する強い地震動が連続して作用した場合には,剛 性は低下するがその地震応答は大きく変化しないこ とがわかる.しかし,1度強い地震動を受けた後, さらにより強い地震動を受けた場合には,損傷が進 展し大きな塑性変形が生じることがわかる.RC橋 脚に作用させる地震動の強度を漸増させていくと最 大水平力に達した後,水平力が低下し,生じる塑性



図-5 強い地震動が繰返し作用した RC 橋脚の水平力-水平変位関係のファイバー要素による再現性



図-6 強い地震動が繰返し作用した RC 橋脚の損傷進 展状況のファイバー要素による再現性

変形量もより大きくなる. なお,今回検討対象とした加震実験の中にはなかったが,1度強い地震動を 受けた RC 橋脚に再度作用する地震動強度が1回目 よりも小さい場合には,損傷は進展せずに,その水 平カー水平変位関係は,1回目の強い地震動で生じ た最大水平変位を目指すような履歴を描き,1回目 の強い地震動で生じた最大水平変位を超えることは ない<sup>8</sup>と考えられる.

# 3. 繰返し強い地震動を考慮した解析モデル

表-1 に示した C1-5 実験の加震条件で,一般的な RC 橋脚の耐震設計に用いる動的解析モデルで地震 応答解析した際の再現性を検討した.用いたモデル は,道路橋の耐震設計で使用頻度の高いファイバー 要素 <sup>9</sup>と非線形梁要素の 2 種類である.ファイバー 要素のコンクリートと鉄筋の応力-ひずみ関係は, 土木学会の2002年制定コンクリート標準示方書[耐 震性能照査編]<sup>10</sup>に従った.非線形梁要素は,曲げ 損傷する RC 橋脚の過去の最大変形の耐力点を指向 し,生じた変形の大きさに応じて剛性が低下する履 歴則に,繰返しによる耐力低下を考慮したもの<sup>50</sup>を 用いた.解析は,加震実験での支承部の摩擦や両端 部の架台等の影響,減衰の影響を排除し,純粋に解 析モデルが複数回強い地震動の作用を受ける RC 橋 脚の非線形応答の再現性を検証できるように,加震 実験で計測された橋脚頂部の橋軸方向と橋軸直角方 向変位の時刻歴波形を同時に載荷する強制変位載荷 で行った.載荷は,1回目の加震から5回目の加震 を連続して行った.そのため,1回目の加震終了時 に変位生じた場合は,連続して順次作用させる場合 の2回目以降に考慮される初期値として考慮されて いる.

#### (1) ファイバー要素の再現性の検証

図-5 は、ファイバー要素による水平カー水平変位 関係と加震実験結果を比較したものである.図-5 に は、2回目と3回目および4回目の加震に対する比 較結果を示している.解析より得られた水平力は、 RC 橋脚柱基部の反力を示している.図-5 より、加 震回数が進むにつれて、解析結果の加震実験結果に 対する再現性が低下しているが、概ね、水平カー水 平変位関係を再現できていることがわかる.

ファイバー要素を用いた場合の RC 棒部材の耐震 性能照査における評価指標としてコンクリートの平 均弾性剛性残存率  $\overline{K}$ と断面損傷指数  $F(=1-\overline{K})$ が提 案<sup>10~12</sup>されている.平均弾性剛性残存率と断面損傷 指数の具体的な算出法は,文献 10)と文献 11),12)を 参照されたい.図-6は、ファイバー要素を用いた解 析から得られた指標をグラフに示したもので、一般 的に損傷の進展度合いの指標として用いられる RC



図-7 強い地震動が繰返し作用した RC 橋脚の地震応答 と損傷進展状況の非線形梁要素による再現性

橋脚の鉛直方向変位<sup>13)</sup>と断面損傷指数である.鉛直 方向変位に着目すると、1回目から4回目の加振ま では変位が徐々に大きくなっている.この傾向は、 C1-5実験での損傷の進展状況に近似する変化を示し ている.しかし、5回目の加振では、加振終了時に 変位が小さくなっている.C1-5実験では、4回目の 加振すでRC橋脚の耐力は保たれていたが、5回目の 加振の際にRC橋脚の耐力の限界を迎えたことが考 えられるため<sup>4)</sup>、ファイバー要素での解析結果で、 鉛直方向の変位に着目するだけでは、RC橋脚の耐 力を超えた後の損傷の進展までは表現しきれないこ とが考えられる.

一方、断面損傷指数も、加震回数が進むにつれて 大きくなっていることがわかる. 文献11),12)によれ ば、断面損傷指数 0.5 は、最大耐力近傍から若干水 平耐力が低下した変位点に相当することが報告され ている.図-6より、断面損傷指数は1回目の加震で 約 0.2, 2 回目の加震で約 0.3 に達している. 同じ地 震動強度を作用させているが,損傷の進展度合いは, 2回目の加震より1回目の加震の方が大きいことが わかる. 上部構造から作用する慣性力を大きくした 3回目の加震で断面損傷指数は約0.4に達し、さらに 地震動強度を大きくした 4 回目の加震では断面損傷 指数が約 0.5 に達している. 5 回目の加震では断面 損傷指数は約 0.6 となっている. この傾向は, 鉛直 方向に進展した変位の傾向とほぼ一致し、かつ鉛直 方向の変位では表現しきれなかった 5 回目加振の損 傷の進展まで表現できていることが考えられる. つ まり,ファイバー要素を用いて連続的に地震動を作 用させた解析を行い,断面損傷指数に着目すること で,RC 橋脚の損傷の進展をある程度表すことがで きる.

# (2) 非線形梁要素の再現性の検証

図-7は、非線形梁要素による解析結果と加震実験 結果を比較したものである. 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編に関する参考資料<sup>14)</sup>では, RC 橋脚の 骨格曲線を Takeda 型モデルでモデル化する際の2次 剛性比として10-5を推奨しているが、2次剛性比を 10<sup>-5</sup>とすると、加震実験で生じた橋脚基部から脚柱 高さ方向への損傷分布を解析で再現できなかったの で、本論文では、2次剛性比を10-3とした.2次剛 性比を10-3にし、解析より得られる曲率分布と加震 実験で観測された損傷分布の近似度が高かった時の 値を図-7の(1)に示す. 非線形梁要素は, 2 方向 から作用する荷重や変位の影響を考慮できないため, ここでは、損傷が大きい橋軸方向を対象とした.ま た非線形梁要素は、ファイバー要素のように断面損 傷指数を算出できないので、ここでは履歴吸収エネ ルギーの変化に着目した.

2 次剛性比を10<sup>-3</sup>にした場合の水平力-水平変位の関係を示したものを図-7(2)に示す.(2)より,非線形梁要素ような簡易な解析モデルであっても,最大水平力の大きさを再現できていることがわかる.また図-7(3)より,履歴吸収エネルギーに着目すると,ファイバー要素の際に見られた,損傷が進展している傾向と一致するため,加震回数が進むことによる損傷の進展状況に近似する変化を示していることが考えられる.

以上より,ファイバー要素と非線形梁要素の両方 で強い地震動が繰返し作用の再現性を確認した.そ して本論文では,モデル化を簡易にするため,前述 のチューニングを施した非線形梁要素を用いること とした.

			~ -	1764 17-1 276 6				_						
道	[路橋名	A	В	C	D	E		Ę	G					
地	盤種別	III 種	III 種	III 種	III 種	III 種	II	種	II 種					
Ŀ	:部構造	3径間連続 非合成鋼 箱桁	4径間 非合成	引連続 鋼鈑桁	6径間連続 非合成細 幅鋼箱桁	3径間連続 非合成鋼 鈑桁	7径間連続 非合成鋼箱桁		3径間連続 合成少数 鋼鈑桁					
	橋脚													
着	目方向	橋軸												
支	承条件	分散 固定 固定 免震 固定												
基	礎構造				杭基	基礎			•					
橋脚	躯体高	3.4	6.5	7.8	6.4	8.0	11	.1	17.4					
諸	橋軸幅	2.0	2.0	2.0	2.0	1.5	3.5		3.0					
元 (m)	直角幅	3.0	3.0	5.0	4.5	7.0	3	3.5						
				地域別	」補正係数 1.	0								
μ	呼 称	A1-1	B1-1	C1-1	D1-1	E1-1	F1-1	F2-1	G1-1					
固石	有周期(s)	1.01	0.90	1.11	0.53	0.68	1.64	1.84	1.23					
				地域別	補正係数 0.8	35								
μ	呼 称	A1-2	B1-2	C1-2	D1-2	E1-2	F1-2	F2-2	G1-2					
固れ	有周期(s)	1.00	0.88	1.08	0.50	0.69	1.64	1.83	1.00					
				地域別	」補正係数 0.	7								
p	乎 称	A1-3	B1-3	C1-3	D1-3	E1-3	F1-3	F2-3	G1-3					
固不	有周期(s)	1.00	0.88	1.08	0.50	0.69	1.64	1.83	1.03					

表-2 検討対象とした道路橋の構造概要



図-8 検討対象とした RC 橋脚の構造特性

#### 4. 検討対象とした道路橋

表-2は、本論文で、熊本地震により同一地点で繰返し生じた地震動を順次作用させる非線形動的解析 を行う対象とした道路橋の一覧である.何れも、平成14年道路橋示方書・同解説のもしくは平成24年 道路橋示方書・同解説<sup>15)</sup>で耐震設計された道路橋で あり、表-2に示すように、耐震設計上の地盤種別が II種地盤上に建設されるRC橋脚がのべ3基(F橋は 橋軸方向と橋軸直角方向に着目)、III種地盤上に建 設されるRC橋脚が5基である.図-8は、対象とし た道路橋の固有周期と死荷重による橋脚基部断面の 軸方向応力度、橋脚基部断面の軸方向鉄筋比と横拘 東筋体積比、塑性ヒンジ長である.図-8より、固有 周期や軸方向応力度および軸方向鉄筋比と横拘束筋 の体積比は、一般的な道路橋の構造諸元を概ね包括 できていると考えられる.

本論文では、ここに示した RC 橋脚 8 基を、1 基の 下部構造とそれが支持する上部構造質量からなる振 動系にモデル化した.動的解析モデルには、前述の 2 次剛性比を10<sup>-3</sup>とした非線形梁要素の解析モデル を使用して、非線形動的解析を行った.その地震応 答値を用いて、道路橋示方書に規定される B 種の橋 としての照査<sup>15)</sup>を満足することを確認した.後述す る検討は、全て、その動的解析モデルを使用した非 線形動的解析より求めた地震応答値を用いて行って いる.

また、本論文で対象とする道路橋は、地域別補正 係数の違いを検討するため、設計地震動に地域別補 正係数 0.85 と 0.7 を乗じたものでも設計し、地震時 保有水平耐力法による照査と動的解析による照査を





表-3	入力地震動の諸元と繰返し入力パターン
10 0	

地盤種別	区分	観測地点	入力パターン
Π 種地船	KiK-net	益城	最大前震*1+前震①*2+前震②*3+本震*4+余震*5
Ⅱ裡地溢	KiK-net	豊野	最大前震**1+本震**4
Ⅱ・Ⅲ種	K-NET	熊本	最大前震*1+本震*4+余震*5
地盤	K-NET	宇土	最大前震**1+本震**4
Ⅲ種卅船	MLIT	加勢川水門	最大前震*1+本震*4
Ⅲ浬地隘	MLIT	緑川下流出張所	最大前震*1+本震**4

※1:4/14 21:26 発生, ※2:4/14 22:07 発生, ※3:4/15 00:03 発生, ※4:4/16 01:25 発生, ※5:4/16 01:45 発生

表−4	地域別補正係数 1.0 で記	設計された道路橋に	地震動が繰返し	乍用すること	こによる地震応答
■複数回地震動が作用し	した場合の最大応答変位と許容変位	ての比			

				許容変位	MLIT加季	勢川水門	MLIT緑川 <sup>-</sup>	下流出張所	K-NE'	T熊本	K-NE	T宇土
橋梁 番号	橋梁名	地盤種別	1次 固有周期 s	許容変位 m	最大曲げ変位 m	最大曲げ変位 /許容変位	最大曲げ変位 m	最大曲げ変位 /許容変位	最大曲げ変位 m	最大曲げ変位 /許容変位	最大曲げ変位 m	最大曲げ変位 /許容変位
1	A1-1	Ⅲ種地盤	1.01	0.078	0.009	0.12	0.009	0.11	0.008	0.10	0.030	0.38
2	B1-1	Ⅲ種地盤	0.9	0.121	0.019	0.16	0.018	0.15	0.021	0.17	0.070	0.58
3	C1-1	Ⅲ種地盤	1.11	0.168	0.025	0.15	0.020	0.12	0.015	0.09	0.024	0.14
4	D1-1	Ⅲ種地盤	0.53	0.095	0.015	0.16	0.011	0.11	0.049	0.51	0.077	0.80
5	E1-1	Ⅲ種地盤	0.68	0.208	0.033	0.16	0.030	0.14	0.080	0.38	0.144	0.69
46.000			11/2	<b></b>	KiK-ne	et益城	KiK-n	et豊野	K-NE'	T熊本	K-NE	T宇土
備柴 番号	橋梁名	地盤種別	固有周期 s	可 召 友 恒 m	最大曲げ変位 m	最大曲げ変位 /許容変位	最大曲げ変位 m	最大曲げ変位 /許容変位	最大曲げ変位 m	最大曲げ変位 /許容変位	最大曲げ変位 m	最大曲げ変位 /許容変位
6	F1-1	Ⅱ種地盤	1.64	0.080	0.033	0.41	0.031	0.39	0.026	0.33	0.034	0.43
7	F2-1	Ⅱ種地盤	1.84	0.083	0.029	0.35	0.028	0.33	0.024	0.28	0.026	0.31
8	G1-1	Ⅱ種地盤	1.23	0.285	0.247	0.87	0.051	0.18	0.058	0.20	0.071	0.25

■本震のみが作用した場合の最大応答変位と許容変位の比

- 74× 72	2	010 00 0 00	又元后及臣	これも次に								
14G 200			11/12	卖应亦应	MLIT加拿	勢川水門	MLIT緑川「	下流出張所	K-NE'	T熊本	K-NE	「宇土
備架 米号	橋梁名	地盤種別	田方田期。	<b></b> 一百多世	最大曲げ変位	最大曲げ変位	最大曲げ変位	最大曲げ変位	最大曲げ変位	最大曲げ変位	最大曲げ変位	最大曲げ変位
			回有向旁S		m	/許容変位	m	/許容変位	m	/許容変位	m	/許容変位
1	A1-1	Ⅲ種地盤	1.01	0.078	0.001	0.06	0.009	0.11	0.006	0.07	0.030	0.38
2	B1-1	Ⅲ種地盤	0.9	0.121	0.001	0.08	0.018	0.15	0.014	0.12	0.070	0.58
3	C1-1	Ⅲ種地盤	1.11	0.168	0.003	0.09	0.020	0.12	0.014	0.08	0.024	0.14
4	D1-1	Ⅲ種地盤	0.53	0.095	0.002	0.08	0.011	0.11	0.044	0.46	0.077	0.80
5	E1-1	Ⅲ種地盤	0.68	0.208	0.002	0.08	0.026	0.13	0.080	0.38	0.144	0.69
14G 200			11/2	<b></b>	KiK-n	et益城	KiK-ne	et豊野	K-NE	T熊本	K-NE	「宇土
備采 米号	橋梁名	地盤種別	田右周期。	11 任发世	最大曲げ変位	最大曲げ変位	最大曲げ変位	最大曲げ変位	最大曲げ変位	最大曲げ変位	最大曲げ変位	最大曲げ変位
			回有向拘S	m	m	/許容変位	m	/許容変位	m	/許容変位	m	/許容変位
6	F1-1	Ⅱ種地盤	1.64	0.080	0.033	0.41	0.031	0.39	0.024	0.30	0.034	0.43
7	F2-1	Ⅱ種地盤	1.84	0.083	0.029	0.35	0.028	0.33	0.024	0.28	0.026	0.31
8	G1-1	Ⅱ種地盤	1.23	0.285	0.246	0.86	0.051	0.18	0.058	0.20	0.071	0.25

満足するように配筋を変更している.地域別補正係数を考慮した道路橋は,地域別補正係数 1.0 で設計 した際の固有周期を大きく変更させないように,橋 脚躯体の断面寸法は変えず,配筋だけを変更している.なお,道路橋 A, B, C, F に該当する地震時水平 力分散構造や免震支承を用いた道路橋は,固有周期

表-5 地域別補正係数 0.85 で設計された道路橋に地震動が繰返し作用することによる地震応答 ■複数回地震動が作用した場合の最大応答変位と許容変位の比

			a >> [		MLIT加	勢川水門	MLIT緑川 <sup>-</sup>	下流出張所	K-NE	T熊本	K-NE'	Γ宇土
橋梁 番号	橋梁名	地盤種別	Ⅰ次 固有周期 s	許容変位 m	最大曲げ変位 m	最大曲げ変位 /許容変位	最大曲げ変位 m	最大曲げ変位 /許容変位	最大曲げ変位 m	最大曲げ変位 /許容変位	最大曲げ変位 m	最大曲げ変位 /許容変位
1	A1-2	Ⅲ種地盤	1.01	0.074	0.011	0.14	0.009	0.13	0.009	0.12	0.045	0.61
2	B1-2	Ⅲ種地盤	0.9	0.102	0.041	0.40	0.038	0.38	0.040	0.39	0.113	1.11
3	C1-2	Ⅲ種地盤	1.11	0.134	0.087	0.65	0.047	0.35	0.020	0.15	0.068	0.51
4	D1-2	Ⅲ種地盤	0.53	0.091	0.017	0.19	0.012	0.13	0.052	0.57	0.099	1.09
5	E1-2	Ⅲ種地盤	0.68	0.255	0.032	0.13	0.029	0.11	0.079	0.31	0.143	0.56
					KiK-n	et益城	KiK-n	et豊野	K-NE	T熊本	K-NE'	Γ宇土
橋梁 番号	橋梁名	地盤種別	1次 固有周期 s	許容変位 m	最大曲げ変位 m	最大曲げ変位 /許容変位	最大曲げ変位 m	最大曲げ変位 /許容変位	最大曲げ変位 m	最大曲げ変位 /許容変位	最大曲げ変位 m	最大曲げ変位 /許容変位
6	F1-2	Ⅱ種地盤	1.64	0.079	0.037	0.47	0.033	0.42	0.026	0.33	0.034	0.43
7	F2-2	Ⅱ種地盤	1.84	0.085	0.030	0.36	0.028	0.33	0.024	0.28	0.025	0.30
8	G1-2	田孫林敏	1 22	0.202	0.220	1.12	0.155	0.55	0.070	0.25	0.161	0.57

■本震のみが作用した場合の最大応答変位と許容変位の比

46.00			11/2	対応亦た	MLIT加拿	勢川水門	MLIT緑川「	下流出張所	K-NE	T熊本	K-NE'	Γ宇土
<b>橋</b> 梁 番号	橋梁名	地盤種別	固有周期 s	計谷変位 m	最大曲げ変位 m	最大曲げ変位 /許容変位	最大曲げ変位 m	最大曲げ変位 /許容変位	最大曲げ変位 m	最大曲げ変位 /許容変位	最大曲げ変位 m	最大曲げ変位 /許容変位
1	A1-2	Ⅲ種地盤	1.01	0.074	0.011	0.14	0.009	0.13	0.006	0.08	0.045	0.61
2	B1-2	Ⅲ種地盤	0.9	0.102	0.036	0.35	0.033	0.33	0.017	0.16	0.113	1.11
3	C1-2	Ⅲ種地盤	1.11	0.134	0.072	0.54	0.046	0.34	0.019	0.14	0.074	0.55
4	D1-2	Ⅲ種地盤	0.53	0.091	0.020	0.21	0.012	0.13	0.051	0.56	0.086	0.94
5	E1-2	Ⅲ種地盤	0.68	0.255	0.032	0.12	0.026	0.10	0.077	0.30	0.140	0.55
					KiK-n	et益城	KiK-n	et豊野	K-NE'	T熊本	K-NE'	Γ宇土
橋梁 番号	橋梁名	地盤種別	1次 固有周期 s	許容変位 m	最大曲げ変位 m	最大曲げ変位 /許容変位	最大曲げ変位 m	最大曲げ変位 /許容変位	最大曲げ変位 m	最大曲げ変位 /許容変位	最大曲げ変位 m	最大曲げ変位 /許容変位
6	F1-2	Ⅱ種地盤	1.64	0.079	0.037	0.47	0.033	0.42	0.025	0.31	0.034	0.43
7	F2-2	Ⅱ種地盤	1.84	0.085	0.031	0.36	0.028	0.33	0.024	0.28	0.025	0.30
8	G1-2	Ⅱ種地盤	1.23	0.282	0.288	1.02	0.075	0.27	0.055	0.19	0.161	0.57

を大きく変化させないために地域別補正係数 1.0 で 設計された積層ゴム系支承をそのまま用いて設計さ れている.

# 5. 入力地震動の選定

熊本地震の本震で観測された代表的な地震動の加 速度応答スペクトル(減衰定数 0.05)を,道路橋の 耐震設計上の地盤種別ごとに分類したものを図-9に 示す.図-9の赤帯で示した,一般的に構造物への影 響が大きいとされる固有周期0.5秒から2.0秒程度の 加速度応答スペクトルは,II種地盤とIII種地盤で大 きい.そこで,熊本地震による地震動の繰返し入力 の影響を検討するため,本論文では,II種地盤とIII 種地盤で得られた地震動を用いて検討した結果を示 す.なお,K-NET 熊本及び K-NET 宇土は,基盤面 までのS波速度300(m/s)等の地盤情報が得られてい ないため,II種地盤およびIII種地盤の両方として解 析を実施した.

表-3は、検討対象とした入力地震動の観測地点と その作用の順番を整理したものである.対象とした 強い地震動の観測地点は6地点で、対象地震は、 2016年熊本地震の前震と本震および余震の5地震で ある.入力地震動は、対象地震で観測された地震動 の中から、各観測地点で観測された計測震度6弱以 上、または加速度応答スペクトルの固有周期0.5秒 から2.0秒が卓越し、道路橋に影響が強いと思われ る観測記録を入力地震動として、各地点ごとの入力 パターンを決定した.

# 6. 繰返し入力が非線形挙動に及ぼす影響

表-2 で示した道路橋に対し,表-3 の入力パター ンで非線形動的解析を行った. なお解析は,表-3 に 基づき強い地震動が繰返し作用した場合と,本震の みが作用した場合の2種類行った.

#### (1) 地域別補正係数 1.0 での照査結果

道路橋 A1-1~G1-1 で, 表-3 に示す入力パターン で非線形地震応答解析を実施し,最大曲げ変位をま とめた結果を表-4 に示す.

表-4の赤字で示した部分に着目すると,II 種地盤 上の橋脚に作用させた K-NET 宇土, KiK-net 豊野及 び,III 種地盤上の橋脚に作用させた K-NET 宇土, MLIT 緑川下流出張所は,強い地震動が繰返し作用 した場合の照査結果と本震のみを作用させた場合の 照査結果がほぼ同じになる傾向が見られた.この理 由として,地域別補正係数 1.0 とレベル 2 地震動を 考慮して耐震設計された RC 橋脚では,熊本地震に の最大前震によって生じた変位は微小であることが 考えられ,連続して順次作用させる場合の 2 回目以 降に考慮される初期値が小さく,相対的に本震によ って変位が生じていることが考えられる.

また、本震に続いて作用させた余震は、地震動強 度が小さいため、ここで用いた RC 橋脚の非線形履 歴モデル則に従って過去の最大点(本震で生じた最 大変位点)を指向しながら応答しているが、その地 震応答は過去の最大点を超えることはなかったと考 えられる.同様な傾向は、既往の研究<sup>8</sup>によっても 確認されている.

一方, 表-4の青字で示した部分に着目すると, III 種地盤上の橋脚に作用させた MLIT 加勢川水門は, 複数回作用させた照査結果が本震のみを作用させた

表-6 地域別補正係数 0.7 で設計された道路橋に地震動が繰返し作用することによる地震応答 ■複数回地震動が作用した場合の最大応答変位と許容変位の比

			4.24		MLIT加雪	勢川水門	MLIT緑川	下流出張所	K-NE	T熊本	K-NE	T宇土
橋梁	橋梁名	地盤種別	1次 四右田畑	許容変位	最大曲げ変位	最大曲げ変位	最大曲げ変位	最大曲げ変位	最大曲げ変位	最大曲げ変位	最大曲げ変位	最大曲げ変位
ш 7			回有问别S		m	/許容変位	m	/許容変位	m	/許容変位	m	/許容変位
1	A1-3	Ⅲ種地盤	1.01	0.077	0.040	0.52	0.034	0.44	0.016	0.20	0.078	1.01
2	B1-3	Ⅲ種地盤	0.9	0.102	0.044	0.43	0.044	0.43	0.043	0.42	0.116	1.13
3	C1-3	Ⅲ種地盤	1.11	0.134	0.098	0.73	0.059	0.44	0.022	0.16	0.078	0.58
4	D1-3	Ⅲ種地盤	0.53	0.091	0.017	0.19	0.012	0.13	0.052	0.57	0.099	1.09
5	E1-3	Ⅲ種地盤	0.68	0.255	0.032	0.13	0.029	0.11	0.079	0.31	0.143	0.56
					KiK-n	et益城	KiK-n	et豊野	K-NE	T熊本	K-NE	T宇土
橋梁 番号	橋梁名	地盤種別	1次 固有周期 s	許容変位 m	最大曲げ変位 m	最大曲げ変位 /許容変位	最大曲げ変位 m	最大曲げ変位 /許容変位	最大曲げ変位 m	最大曲げ変位 /許容変位	最大曲げ変位 m	最大曲げ変位 /許容変位
6	F1-3	Ⅱ種地盤	1.64	0.079	0.037	0.47	0.033	0.42	0.026	0.33	0.034	0.43
7	F2-3	Ⅱ種地盤	1.84	0.085	0.030	0.36	0.028	0.33	0.024	0.28	0.025	0.30
8	G1-3	Π 1新40-40-	1.22	0 272	0.227	1.20	0.202	0.74	0.070	0.26	0.110	0.40

■本震のみが作用した場合の最大応答変位と許容変位の比

MG 202			11/2	主应亦应	MLIT加剩	勢川水門	MLIT緑川「	下流出張所	K-NE	T熊本	K-NE	Γ宇土
簡架 来号	橋梁名	地盤種別	155	<b></b> 一	最大曲げ変位	最大曲げ変位	最大曲げ変位	最大曲げ変位	最大曲げ変位	最大曲げ変位	最大曲げ変位	最大曲げ変位
- 88 - 5			回有 向 刑 S	m	m	/許容変位	m	/許容変位	m	/許容変位	m	/許容変位
1	A1-3	Ⅲ種地盤	1.01	0.077	0.035	0.46	0.028	0.36	0.007	0.10	0.078	1.01
2	B1-3	Ⅲ種地盤	0.9	0.102	0.039	0.38	0.036	0.36	0.017	0.16	0.116	1.14
3	C1-3	Ⅲ種地盤	1.11	0.134	0.079	0.59	0.057	0.43	0.019	0.14	0.077	0.58
4	D1-3	Ⅲ種地盤	0.53	0.091	0.020	0.21	0.012	0.13	0.051	0.56	0.086	0.94
5	E1-3	Ⅲ種地盤	0.68	0.255	0.032	0.12	0.026	0.10	0.077	0.30	0.140	0.55
					KiK-n	et益城	KiK-n	et豊野	K-NE	T熊本	K-NE	T宇土
橋梁 番号	橋梁名	地盤種別	1次 固有周期 s	許容変位 m	最大曲げ変位 m	最大曲げ変位 /許容変位	最大曲げ変位 m	最大曲げ変位 /許容変位	最大曲げ変位 m	最大曲げ変位 /許容変位	最大曲げ変位 m	最大曲げ変位 /許容変位
6	F1-3	Ⅱ種地盤	1.64	0.079	0.037	0.47	0.033	0.422	0.025	0.31	0.034	0.43
7	F2-3	Ⅱ種地盤	1.84	0.085	0.031	0.36	0.028	0.327	0.024	0.28	0.025	0.30
8	G1-3	Ⅱ種地盤	1.23	0.273	0.314	1.15	0.101	0.371	0.061	0.22	0.110	0.40



図-10 道路橋 A1 の地域別補正係数ごとの変化

照査結果を上回った.これは,強い地震動が繰返し 作用した場合に,本震以前の最大前震の作用時にも 道路橋の地震応答に影響する曲げ変位が生じ,さら に本震の作用によって変位量が増加したことを示し ており,強い地震動が繰返し作用することの影響が 現れている.なお,K-NET 熊本及び KiK-net 益城の 地震動でも,道路橋毎にばらつきはあるが同様の傾 向を示している.

また, III 種地盤上の橋脚に作用させた MLIT 加勢 川水門と MLIT 緑川下流出張所に着目すると, 図-9 より,加速度応答スペクトルの形状はほぼ同程度な のに対し,加勢川水門は繰返し地震動を作用させた 影響がみられているが,緑川下流出張所では繰返し 地震動を作用させた場合の影響がみられていない. この理由として,加速度応答スペクトルが,固有周 期 0.5 秒から 2.0 秒の範囲で加勢川水門が上回ってい ることの影響が考えられる.

#### (2) 地域別補正係数 0.85 での照査結果

道路橋 A1-2~G1-2 で表-3 に示す入力パターンで

非線形地震応答解析を実施し、最大曲げ変位をまと めた結果を表-5に示す。

表-4の地域別補正係数 1.0の照査結果と表-5 に示 す地域別補正係数 0.85の照査結果に着目すると, III 種地盤上の道路橋の照査結果では, すべての入力地 震動のパターンで, 地域別補正係数が小さい方が照 査結果が厳しくなる傾向を示している. 特にB1-2と D1-2 に着目すると, K-NET 宇土の地震動が繰返し 作用した場合の照査結果では, 地域別補正係数 1.0 の場合は, 照査を満足していたが, 地域別補正係数 0.85 の場合は, 最大曲げ変位が許容変位を上回って いる.

なお,地域別補正係数 1.0 での照査で得られた, 繰返し作用した場合の照査結果と本震のみを作用さ せた場合の照査結果がほぼ同じになる傾向は,K-NET 宇土の地震動をⅡ種地盤上の橋脚に作用させた 場合に見られた.

#### (3) 地域別補正係数 0.7 での照査結果

道路橋 A1-3~G1-3 で表-3 に示す入力パターンで 非線形地震応答解析を実施し,最大曲げ変位をまと めた結果を表-6 に示す.

表-4 及び表-5 と比較すると、地震動の作用パタ ーンによらず、地域別補正係数 0.7 で設計した方が より厳しい結果となることを示している.特にA1-3 は、K-NET 宇土の地震動が作用した場合に、地域別 補正係数が 0.85 から 0.7 へと変化したことで、最大 応答曲げ変位が許容変位より大きくなっている(図 -10).解析結果の中には、図-10のように曲げ変位 が許容変位を超えているケースもあるが、その値は 大きなもので許容変位の1.2倍程度であり、RC 橋脚 は終局変位には至っていない状態である<sup>15</sup>.

なお,地域別補正係数 0.7 の解析結果でも,K-



図-11 塑性変形の繰返し回数の計数の一例

表-7 塑性応答の繰返し回数の計数結果

114 ար	括		補正伊	《数 1.0	補正係	《数 0.85	補正係	《数 0.7
地盛	間	観測地点	塑	生率	塑	性率	塑性	生率
俚加	采		2~3	3~4	2~3	3~4	2~3	3~4
		熊本	0	0	0	0	0	0
		宇土	1	0	3	1	1	4
	А	加瀬川水門	0	0	0	0	4	2
		緑川下流出張所	0	0	0	0	0	1
		熊本	0	0	0	0	0	0
	р	宇土	1	0	3	0	3	0
	Б	加瀬川水門	0	0	0	0	0	0
		緑川下流出張所	0	0	0	0	0	0
		熊本	0	0	0	0	0	0
ш	C	宇土	0	0	1	0	1	0
ш	C	加瀬川水門	0	0	2	0	2	0
		緑川下流出張所	0	0	0	0	0	0
		熊本	2	0	2	0	2	0
	D	宇土	1	0	2	0	1	0
	D	加瀬川水門	0	0	0	0	0	0
		緑川下流出張所	0	0	0	0	0	0
		熊本	0	0	0	0	0	0
	Б	宇土	0	1	0	1	0	1
	E	加瀬川水門	0	0	0	0	0	0
		緑川下流出張所	0	0	0	0	0	0
		益城	0	0	0	0	0	0
	E1	熊本	0	0	0	0	0	0
	ГІ	宇土	0	0	0	0	0	0
		豊野	0	0	0	0	0	0
		益城	0	0	0	0	0	0
	БJ	熊本	0	0	0	0	0	0
11	ΓZ	宇土	0	0	0	0	0	0
		豊野	0	0	0	0	0	0
		益城	0	0	1	0	1	0
	C	熊本	0	0	0	0	0	0
	G	宇土	0	0	0	0	0	0
		豊野	0	0	0	0	0	0

NET 宇土の地震動を II 種地盤上の道路橋に作用させた場合は、繰返し作用した場合の照査結果と本震のみを作用させた場合の照査結果が同様になる傾向が見られた.これにより、道路橋 F1, F2, G に K-NET 宇土の地震動を作用させても、連続して順次作用さ

せる場合の2回目以降に考慮される初期値が小さい ため、地域別補正係数を変更しても道路橋の耐震性 に繰返し地震動が作用することの影響が現れないこ とが考えられる.

# 7. 塑性応答の繰返し回数

非線形動的解析により得られた応答波形より,塑 性応答の繰返し回数を計数した.レベル2地震動に 対する道路橋の耐震設計で考慮されている限界状 態は,RC橋脚の正負交番載荷実験に基づき求めら れており,実験で考慮された地震動の繰返し作用 は,塑性率2~3及び塑性率3~4に対し,それぞれ 6回である<sup>16</sup>.

本論文では、熊本地震の繰返し地震動による塑性 応答の繰返し回数が、平成24年道路橋示方書・同解 説V耐震設計編<sup>15)</sup>の限界状態の設定で考慮された繰 返し載荷の範囲内であるかという点に着目した.

# (1) 塑性応答の繰返し回数の計数方法

塑性応答の繰返し回数の計数方法を図-11 に示す. 非線形域に入った地震応答変位は、基線のずれを生 じることがあるが、本論文では、動的解析より得ら れた地震応答変位を補正せずに、道路橋示方書・同 解説 V 耐震設計編<sup>15)</sup>に規定される降伏変位 $\delta_y$ (正負) よりも大きな振幅変位が、地震応答中に生じる回数 を塑性変形の繰返し回数として計数した. 具体的に は、応答波形より、ゼロクロッシングして降伏変位 を超える時刻を求め、時刻区間における水平変位が  $1\delta_y$ よりも大きくなる場合に対して、その時刻区間 における水平変位の絶対値の最大値 $\delta_i$ を算出後、式 (1)で応答塑性率 $\mu_i$ を算出し<sup>3</sup>)、塑性率を 1.0 刻みご とに計数した.

$$\mu_i = \delta_i / \delta_y \tag{1}$$

#### (2) 塑性応答の繰返し回数の計数結果

繰返し入力により,道路橋モデルに塑性率 2~3 及び塑性率 3~4の応答が生じた回数を表-7に示す. 表-2 の道路橋の固有周期を踏まえると,固有周期 が短い道路橋の方が,比較的繰返し回数が大きい 値を示している.

表-7 より,地域別補正係数に着目すると,道路 橋 A の MLIT 加勢川水門及び K-NET 宇土で,地域 別補正係数 0.85 の場合より地域別補正係数 0.7 の場 合の方が,繰返し回数が増加している.参考に道 路橋 A での MLIT 加勢川水門及び K-NET 宇土の入 力時の応答波形を図-12 に示す.それ以外では,多 少の変化はみられるものの,地域別補正係数の違 いだけでは塑性応答の繰返し回数に変化がないこ とが考えられる.

また表-7 より、本論文での道路橋の解析結果は、 塑性率2~3及び塑性率3~4で入力地震動によらず 実験で載荷された6回を下回る.従って、熊本地震



図-14 強い地震動を複数回作用させた時と本震のみを作用させた時の履歴吸収エネルギーの比較

により繰返し同一地点で生じた地震動は,平成24 年道路橋示方書・同解説V耐震設計編<sup>15)</sup>の限界状態の設定で考慮された繰返し載荷の範囲に収まっ ており,熊本地震によってレベル2地震動を考慮し て耐震設計されたRC橋脚に大きな損傷が生じてい なかったことと対応していることがわかる.

# 8. 履歴吸収エネルギー

熊本地震での繰返し作用する地震動による履歴吸 収エネルギーと固有周期の関係に着目した.図-13 は、複数回地震動を作用させた際の履歴吸収エネル ギーと道路橋の固有周期の関係を地盤種別ごとに分 類して示したものである.なお、II 種地盤の道路橋 は免震支承と非免震橋に分類した. 図-13 より, 履 歴吸収エネルギーは固有周期が短いほど大きくなる 傾向にあることが分かり, 塑性応答の繰返し回数と 同様の傾向を示している.

図-14 は、複数回地震動を作用させた場合と本震 のみを作用させた場合に得られた履歴吸収エネルギ ーの相関を示したものである.図-14 より、地震動 を繰返し作用させた方が、本震のみ作用させた場合 と比べ、履歴吸収エネルギーが大きい値を示してい る.3.(2)で述べたように、履歴吸収エネルギー値は 断面の損傷に近日する変化を示すことから、繰返し 地震動を作用させた場合の方が、道路橋の損傷が進 展していることが考えられる.

なお、地域別補正係数 0.7 の C1-3 に K-NET 宇土 の記録を作用させた場合のみ、本震だけを作用させ た場合の方が大きい値が得られている.この原因と して、図-12 に示すように、本震開始後、早い段階 で基線がずれたため、偏った地震応答となったこと から、履歴吸収エネルギーが小さくなったことが考 えられる.

# 9. 結論

本論文では、レベル 2 地震動を考慮して耐震設計 された道路橋を設計し、E-ディフェンスの実験結果 を考慮して作成した解析モデルを用いて、同一地点 の強い地震動を入力地震動として連続して作用させ ることにより、道路橋の耐震性への影響を検討した. 本論文の成果は以下のとおりである.

- ① E-ディフェンス C1-5 実験データによる 5 回の加 震実験結果より、1 回目に強い地震動が作用し、 続けて同じ地震動強度を有する強い地震動が作 用しても、RC 橋脚の損傷の進展度合いは、2 回 目の作用の方が 1 回目の作用よりも小さいこと が確認できた.なお、後続する地震動強度が大 きくなる場合には、損傷は進展していた.
- ② 道路橋の耐震設計に用いられることが多いファイバー要素や非線形梁要素を用いた解析モデルに連続的に地震動を作用させることによって、最大耐力に達する領域までならば、その地震応答を概ね再現できることを確認した.なお、ファイバー要素の場合は断面損傷指数、非線形梁要素の場合は履歴吸収エネルギーに着目すれば、損傷の進展状況に近似する変化を示していることが考えられる.
- ③ 塑性応答の繰返し回数や履歴吸収エネルギーは、 固有周期が短い道路橋ほど大きくなる傾向にあ る。
- ④ 塑性応答の繰返し回数は,値が大きい道路橋で, 塑性率2~3では3回程度,塑性率3~4では4回 程度となっており,平成24年道路橋示方書・同 解説 V 耐震設計編の限界状態の設定で考慮され た繰返し載荷の範囲内であった.

謝辞:解析には(国研)防災科学技術研究所および 国土交通省九州地方整備局の強震記録を使用した. 記して謝意を表する.

#### 参考文献

- 国土技術政策総合研究所,(国研)土木研究所: 平成28年(2016年)熊本地震土木施設被害調査報告,国土技術政策総合研究所資料 No.967,土木研究 所資料 No.4359,2017.
- 2) 星隈順一,運上茂樹:鉄筋コンクリート橋脚の地震時非線形応答の繰り返し特性,第24回地震工学研究 発表会講演論文集,pp.993-996,1997.
- 3) 星隈順一,運上茂樹:入力地震動の特性と RC 橋脚 に生じる塑性応答回数,コンクリート工学年次論文 集, Vol.23, No.3, pp.1243-1248, 2001.
- 右近大道,梶原浩一,川島一彦,佐々木智大,運上 茂樹,堺淳一,高橋良和,幸左賢二,矢部正明,松 崎裕:E-Defenseを用いた実大 RC 橋脚(C1-5 橋脚) 震動破壊実験研究報告-現在の技術基準で設計した RC 橋脚の耐震性に関する震動台実験及びその解析 -,防災科学技術研究所研究資料第 369 号,2012.
- 5) 野上勇太,室野剛隆,佐藤勉:繰返しによる耐力低下を考慮した RC 部材の履歴モデルの開発,鉄道総研報告 Vol.22, No.3, pp.17-22, 2008.
- (社)日本道路協会:道路橋示方書・同解説 V 耐震 設計編,2002.
- 柴田明徳著:最新建築学シリーズ9最新耐震構造解 析,森北出版, pp.127-129, 1988.
- 8) 出水俊彦,北村春幸,萩原武尊:複数回地震動に遭 遇する超高層 RC 造建物の地震動レベルの発生順序 に着目した P-δ効果を考慮した最大応答評価,日 本建築学会構造系論文集,第81巻,第729号, pp.1809-1819,2016.
- K.MAEKAWA, A.PIMANMAS AND H.OKAMURA : Nonlinear Mechanics Of Reinforced Concrete, Spon Press, pp.248-299, 2004.
- 10) (公財) 土木学会コンクリート委員会:2002 年制定 コンクリート標準示方書 [耐震性能照査編], pp.21-32, 73-89, 114-117, 2002.
- 11) 土屋智史,前川宏一:多方向入力を受ける RC 棒部 材断面の損傷指標,土木学会論文集,No.718/V-57, pp.45-57,2002.
- 12) Satoshi Tsuchiya and Koichi Maekawa : Cross-Sectional Damage Index for RCBeam-Column Members Subjected to Multi-Axial Flexure, Journal of Advanced Concrete Technology, Vol.4, No.1, pp.179-192, 2006.
- 13) 例えば、牧剛史、斉藤成彦、土屋智史、渡邊忠朋, 島弘:正負交番載荷を受ける RC 骨組み構造物の非 線形有限要素解析による損傷評価、土木学会論文集 E2, Vol. 69, No. 1, 33-52, 2013.
- 14) (公社)日本道路協会:道路橋示方書・同解説 V 耐 震設計編に関する参考資料,2015.
- 15) (社) 日本道路協会:道路橋示方書・同解説 V 耐震 設計編, 2012.
- 16) (独) 土木研究所:鉄筋コンクリート橋脚の地震時 限界状態の評価手法に関する研究,土木研究所資料 No, 4262, 2013.

# EXAMINATION OF INFLUENCE ON SEISMIC PERFORMANCE OF HIGHWAY BRIDGES BY THE REPETITIVE STRONG EARTHQUAKE MOTION DURING THE 2016 KUMAMOTO EARTHQUAKES

# Yosuke ISHII, Masaaki YABE, Yoshihiro NAKAO and Shojiro KATAOKA

Repetitive strong earthquake motion acted on public works during the 2016 Kumamoto earthquakes. The purpose of this study is to examie influence of repetitive strong earthquake motion during the 2016 Kumamoto earthquake on seismic performance of highway bridges. In this study, first, nonlinear beam element model was tuned based on the results from a large-scale experiment of repetitive loading on RC pier at E-defense. A series of nonlinear dynamic analyses of highway bridges was carried out using strong motions repeatedly observed at the same sites during the 2016 Kumamoto earthquakes; the seismic performance of the highway bridges had been verified by Level-2 earthquake motions. As a result, number of plastic response of the RC pier was confirmed to remain under criteria of the 2012 seismic design specifications for highway bridges.