

極大地震動に対する免震支承—RC橋脚系の地震時安全性の向上を図るために必要な部材間の耐力格差とRC橋脚の変形性能

小野寺 周¹・松崎 裕²・鈴木 基行³

¹学生会員 東北大学 大学院工学研究科土木工学専攻
(〒980-8579 宮城県仙台市青葉区荒巻字青葉6-6-06)
E-mail:meguru.onodera.r7@dc.tohoku.ac.jp

²正会員 東北大学助教 大学院工学研究科土木工学専攻 (同上)
E-mail:hiroshi.matsuzaki.e3@tohoku.ac.jp

³フェロー会員 東北大学教授 大学院工学研究科土木工学専攻 (同上)
E-mail:motoyuki.suzuki.a2@tohoku.ac.jp

免震橋梁において、設計地震動を超過した強度を有する極大地震動の作用下では、免震支承のハードニングやRC橋脚の塑性化進展の可能性がある、それらの地震時挙動に対する配慮が必要である。本研究では、極大地震動に対する免震支承—RC橋脚系の地震時安全性の向上を図るための部材間の耐力格差とRC橋脚の変形性能に関する検討を行った。その結果、RC橋脚の降伏耐力に対する免震支承のハードニング開始点における水平耐力の比を耐力格差のパラメータとして、耐力格差を大きくすることでRC橋脚へと損傷を誘導することができ、極大地震動に対する構造系の地震時安全性が向上できることを示した。さらに、損傷が誘導される部材であるRC橋脚の変形性能を高めることで、構造系としての地震時安全性の更なる向上を図られることを示した。

Key Words : *isolator, reinforced concrete column, seismic safety, capacity hierarchy, ductility, severe ground motion*

1. はじめに

橋梁全体系としての地震時安全性の向上を図るために用いられている免震・制震デバイスは、下部構造との間に明確な耐力格差を設けることによって、デバイスに主たる地震エネルギーを吸収させ、下部構造における応答の低減を図っている。免震橋梁の場合には、設計地震動に対しては免震支承で主たる地震エネルギーを吸収するように設計されている¹⁾。しかしながら、設計時に免震・制震デバイスと下部構造との間にどの程度の耐力格差を設け、各部材の応答にどの程度の余裕度を持たせるかは、照査を満足する範囲内で設計者の判断に委ねられている。一方で、設計地震動を超過した強度を有する極大地震動に対しては、図-1に示す復元力特性モデルを用いて著者ら²⁾も検討しているように、免震支承はハードニングを生じ得て、また免震支承からRC橋脚への荷重伝達により、RC橋脚の塑性化進展も起こり得る³⁾。その結果として、最終的な構造系としての損傷が免震支承の

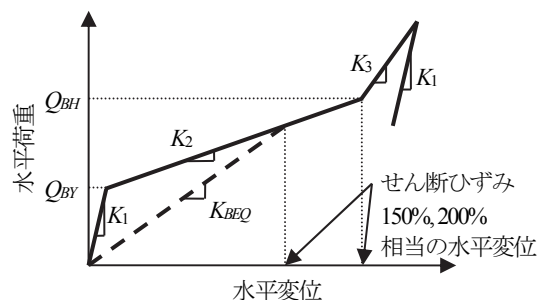


図-1 免震支承の水平荷重—水平変位関係

破断により決定されるのか、RC橋脚の終局変位への到達により決定されるのかは、設計された構造系毎に異なる²⁾。このように、最終的に損傷する部材が意識されていない設計では、震災後の復旧に支障があることから、極大地震動の作用下での地震時挙動にも適切な配慮をして、危機耐性を確保することが重要であると考えている。

著者ら²⁾は、極大地震動の作用下における免震支承の破断の可能性やRC橋脚の塑性化進展を支配するパラメ

表-1 各構造系の諸元

構造系	上部構造	RC 橋脚					免震支承				等価 固有周期 T_{EQ}	耐力比 R_{QH}
	質量	降伏耐力 Q_{CY}	降伏剛性	降伏変位	終局変位	靱性率 μ_{CU}	降伏耐力 Q_{BY}	降伏剛性 K_1	ハードニング 開始点での 水平耐力 Q_{BH}	等価剛性 K_{BEQ}		
	ton	kN	MN/m	m	m	-	kN	MN/m	kN	MN/m	s	-
A1	500	3160.3	100.6	0.0314	0.219	6.98	653.8	47.2	1714.9	11.9	1.67	0.54
A2							653.8	55.0	2244.5	12.1	1.66	0.71
A3							1118.0	51.1	2834.0	13.1	1.60	0.90
B1	450	3455.7	121.2	0.0285	0.177	6.20	758.2	50.4	1881.2	13.1	1.65	0.54
B2							990.4	49.2	2429.0	12.9	1.66	0.70
B3							1253.4	52.4	3157.5	13.5	1.62	0.91
C1	650	5007.0	162.2	0.0309	0.142	4.61	1118.0	52.7	2729.1	13.8	1.75	0.55
C2							1118.0	64.0	3504.8	14.7	1.71	0.70
C3							1118.0	68.1	4509.0	14.2	1.73	0.90

ータとして、図-1に示す免震支承のハードニング開始点における水平耐力 Q_{BH} に着目し、RC橋脚の降伏耐力に対する免震支承の水平耐力 Q_{BH} の比を耐力格差のパラメータ R_{QH} として提案した。そして、耐力比 R_{QH} によって免震支承－RC橋脚系の損傷配分の変化を有意に捉えられる可能性を示している。ただし、その後も検討を重ねる中で、こうした極大地震動の作用下では、RC橋脚も地震エネルギーを吸収する役割を担うため、耐力比 R_{QH} が同一であっても、RC橋脚の変形性能の違いにより、構造系の地震時安全性は有意に異なる点に着目すべきだと認識した。すなわち、極大地震動に対する免震橋梁の地震時安全性の向上を図るためには、免震支承－RC橋脚間の耐力格差だけでなく、RC橋脚の変形性能も考慮することが望ましいと考えられる。

一方、免震橋梁において、免震支承の経年劣化による性能低下が報告されており⁹⁾、著者らも免震支承の経年劣化が免震支承－RC橋脚系の地震応答に及ぼす影響について漸増動的解析を用いた検討を行っている⁹⁾。そして、免震支承の経年劣化に伴う切片荷重の低下や剛性の増加⁹⁾は構造系の損傷配分にも有意に影響を及ぼすことを示している。この種の検討を進めることで、免震支承－RC橋脚系の地震時安全性に影響を及ぼさない免震支承の劣化程度が明らかになることが期待される。本研究は、健全な免震支承－RC橋脚系において、設計地震動だけでなく、極大地震動に対しても配慮した上で、地震時安全性の向上を図るための構造諸元の在り方を検討するものである。参考文献6)と本研究を組み合わせることで、地震時安全性に影響を及ぼさない範囲に免震支承の劣化程度を抑える設計・維持管理が行われれば、ライフタイムにわたって、極大地震動を含めて高い地震時安全性を確保できる免震橋梁の実現が可能になると考える。

そこで本研究では、前述したこれまでの検討を踏まえ、極大地震動に対する構造系としての地震時安全性の向上に必要な免震支承－RC橋脚間における耐力格差とRC橋

脚の変形性能に関して検討を行う。具体的には、健全な免震橋梁を対象として、まず、極大地震動の作用下において、RC橋脚の変形性能が構造系の地震応答に及ぼす影響について基礎的な評価を行う。そして、地震動および免震支承－RC橋脚系に内在する各種不確定性を考慮したフラジリティ評価を行う。その上で、提案した免震支承－RC橋脚間における耐力格差のパラメータ R_{QH} およびRC橋脚の変形性能に関して検討する。

2. 解析条件

(1) 免震支承－RC橋脚間における耐力格差の評価

著者らのこれまでの検討²⁾で用いてきた耐力格差のパラメータと同様に、免震支承のハードニング開始点における水平耐力に着目した耐力比を次式で定義する。

$$R_{QH} = Q_{BH} / Q_{CY} \quad (1)$$

ここに、 R_{QH} ：RC橋脚に対する免震支承の耐力比、 Q_{BH} ：免震支承のハードニング開始点における水平耐力、 Q_{CY} ：RC橋脚の降伏耐力である。この耐力比 R_{QH} に基づいて、後述する解析対象橋梁の諸元を決定する。

(2) 解析対象橋梁

I種地盤上の免震橋梁として、支間長40mの5径間連続桁橋を想定した。免震支承には鉛プラグ入り積層ゴム支承(LRB: Lead Rubber Bearing)を採用し、RC橋脚1基につきLRBが5基設置されている。それぞれ同一の免震支承とRC橋脚から成る下部構造を有する複数の免震橋梁における振動単位(以下、振動単位を構造系と呼ぶ)を解析対象とした。各構造系の諸元を表-1に示す。表-1に関して、英字が同じ構造系同士は同一のRC橋脚を有しているためRC橋脚の靱性率が等しい。また、数字が同一の構造系同士は耐力比 R_{QH} がほぼ等しいように設計されている。これらの諸元に基づいて、耐力比 R_{QH} およびRC橋脚の変

表-2 入力地震動とした観測記録

地震動	観測点
兵庫県南部地震 (1995年)	JMA 神戸海洋気象台
鳥取県西部地震 (2000年)	K-NET 新見 KiK-net 伯太
芸予地震 (2001年)	K-NET 三原, 湯来 KiK-net 三原
新潟県中越地震 (2004年)	K-NET 十日町
岩手・宮城内陸地震 (2008年)	K-NET 椿台 KiK-net 一関西, 東成瀬

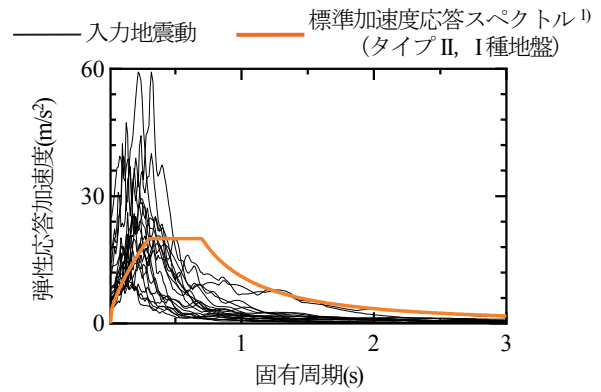


図-2 入力地震動の弾性加速度応答スペクトル

表-3 考慮する各種不確定要因

不確定要因		分布	特性値	平均値	変動係数
上部構造	質量	正規分布	表-1 に示す値	1.05 ⁸⁾	0.05 ⁸⁾
RC 橋脚	コンクリートの圧縮強度		23.5N/mm ²	1.20 ⁸⁾	0.10 ⁸⁾
	鉄筋の断面積		公称値	0.97 ⁸⁾	0.01 ⁸⁾
	鉄筋の降伏強度		295N/mm ²	1.20 ⁸⁾	0.07 ⁸⁾
	鉄筋の弾性係数		2.06×10 ⁵ N/mm ²	0.97 ⁸⁾	0.01 ⁸⁾
	質量		表-1 に示す値	1.05 ⁸⁾	0.05 ⁸⁾
	終局限界状態に相当する水平変位		表-1 に示す値	1.062 ¹⁰⁾	0.181 ¹⁰⁾
免震支承	降伏耐力 Q_{BY}		表-1 に示す値	1.13 ⁸⁾	0.18 ⁸⁾
	剛性 K_1, K_2, K_3		表-1 に示す値	0.93 ⁸⁾	0.10 ⁸⁾
	破断ひずみ		250% ⁸⁾	1.34 ⁸⁾	0.11 ⁸⁾

形性能が構造系としての地震時安全性に及ぼす影響を検討する。また、これらの構造系は全て道路橋示方書¹⁾および道路橋支承便覧⁷⁾に基づいて免震設計されており、免震支承は常時および地震時の照査を満たしている。なお、後述するように構造系に内在する各種不確定要因を考慮した fragility 評価を行うが、表-1には、材料の基準強度や公称値から算定された値を示している。

(3) 解析モデル

動的解析モデルは免震支承とRC橋脚から成る2質点2自由度系モデルとし、Newmark β 法($\beta=1/4$)により時刻歴応答解析を行った。履歴復元力特性に関して、免震支承は図-1に示すハードニングを考慮したトリリニア型でモデル化し、ハードニングは足立⁸⁾と同様にせん断ひずみ200%で生じ始めるものとした。各剛性の比は、 $K_1:K_2=1:0.15^7)$ 、 $K_{BEQ}:K_3=1:2.59^8)$ である。RC橋脚は完全弾塑性型の骨格曲線を有するTakeda型モデル⁹⁾とした。減衰に関して、各要素の減衰定数として免震支承は0%、RC橋脚は2%とし、Rayleigh減衰で評価した。

(4) 免震支承-RC橋脚系の損傷評価

免震支承-RC橋脚系において、免震支承もしくはRC橋脚のいずれかが終局限界状態に到達した場合に、構造系として損傷が生じるものと仮定した。各部材の終局限界状態は水平変位に関する限界状態として、免震支承の

破断ひずみ、RC橋脚の終局変位で評価する。なお、本研究では、RC橋脚の終局変位を耐震性能3の限界状態に相当する水平変位¹⁾とした。

また、免震支承もしくはRC橋脚のうち、いずれか先行して終局限界状態に到達した部材を構造系における損傷部材とした。そして、後述する各種不確定要因を考慮した fragility 評価において、免震支承-RC橋脚間の耐力格差およびRC橋脚の変形性能と構造系の損傷確率との関係を検討する。

3. 考慮した不確定要因

(1) 入力地震動

レベル2地震動タイプII相当の強震動として、表-2に示す国内10地点のI種地盤上で観測されたNS、EWの計20成分を選定した。選定したオリジナル地震動群の弾性加速度応答スペクトルを図-2に示す。これらのオリジナル地震動について、地震動の応答スペクトル特性が構造系の地震応答に及ぼす影響を考慮するために、fragility 評価における地震動強度指標には、構造系の等価固有周期 T_{EQ} に対応した弾性応答加速度 $S_a(T_{EQ})$ を用いた。そして、 $S_a(T_{EQ})$ が所定の値となるように振幅調整したものを fragility 評価における入力地震動とした。

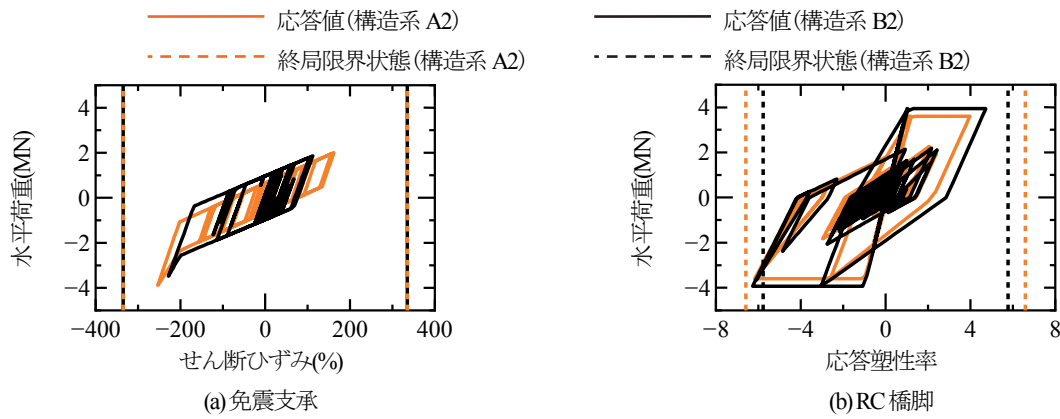


図-3 構造系 A2および構造系 B2の水平荷重－水平変位の履歴

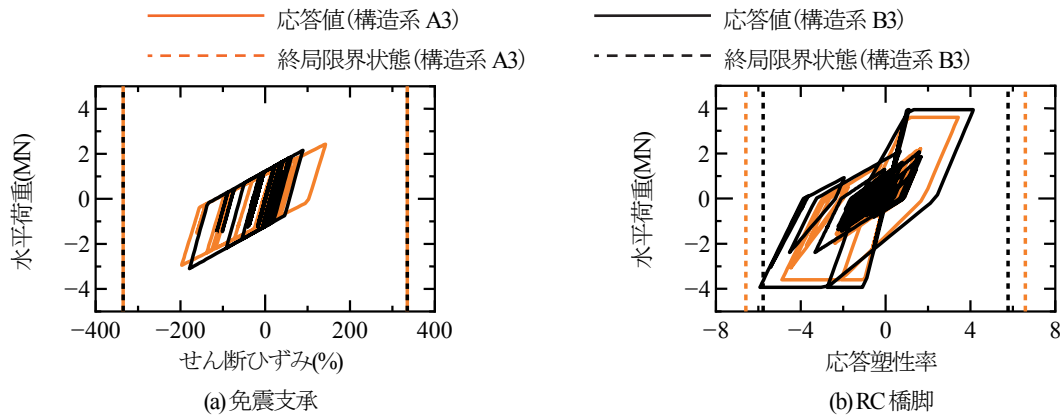


図-4 構造系 A3および構造系 B3の水平荷重－水平変位の履歴

(2) 免震支承－RC橋脚系に内在する不確定要因

免震支承－RC橋脚系に内在する不確定性として、足立⁸⁾の研究に基づいた各種不確定要因を考慮した。さらに、RC橋脚の終局変位の算定に係る不確定性として、星限ら¹⁰⁾の研究に基づく統計量を用いた。これらをまとめて表-3に示す。

(3) フラジリティ評価

前述した各種不確定要因を考慮してモンテカルロシミュレーション(MCS)に基づくフラジリティ評価を行った。入力地震動は前述した20成分からランダムに選定し、試行回数を20,000回としてMCSを行った。そして、免震支承が先行して終局限界状態に到達する確率 p_B 、RC橋脚が先行して終局限界状態に到達する確率 p_C を算定した。つまり、構造系としての損傷が生じる確率 p_S は部材の損傷確率の和として次式で表される。

$$p_S = p_B + p_C \quad (2)$$

4. RC橋脚の変形性能が免震支承－RC橋脚系の地震応答に及ぼす影響

免震支承およびRC橋脚が塑性化するような地震動の

作用下において、RC橋脚の変形性能が構造系の地震応答に及ぼす影響について検討する。RC橋脚の変形性能は表-1に示す靱性率で評価する。同程度の耐力格差が確保されておりRC橋脚の靱性率が異なる構造系A2($R_{QH}=0.71, \mu_{cu}=6.98$)および構造系B2($R_{QH}=0.70, \mu_{cu}=6.20$)、構造系A3($R_{QH}=0.90, \mu_{cu}=6.98$)および構造系B3($R_{QH}=0.91, \mu_{cu}=6.20$)を対象として検討を行う。ここで、各構造系の応答は表-3に示す各種不確定要因の平均値を用いて算出している。これは、表-3に示す各種不確定要因を考慮した部材の平均的な応答を検討するためである。入力地震動は2004年新潟県中越地震のK-NET 十日町で観測されたNS成分について、各構造系の等価固有周期 T_{EQ} に対応した弾性応答加速度 $S_a(T_{EQ})$ を 5.5m/s^2 に振幅調整したものとした。

まず、構造系A2($R_{QH}=0.71, \mu_{cu}=6.98$)および構造系B2($R_{QH}=0.70, \mu_{cu}=6.20$)について、各構造系における部材の水平荷重－水平変位の履歴を図-3に合わせて示す。ただし、図-3について、横軸は異なる諸元を有する部材の応答を応答塑性率およびせん断ひずみで基準化して表している。

免震支承の応答を比較すると、図-3(a)より、2つの構造系の応答せん断ひずみは200%を超過してハードニングが生じており、ほぼRC橋脚の降伏耐力と同程度の水

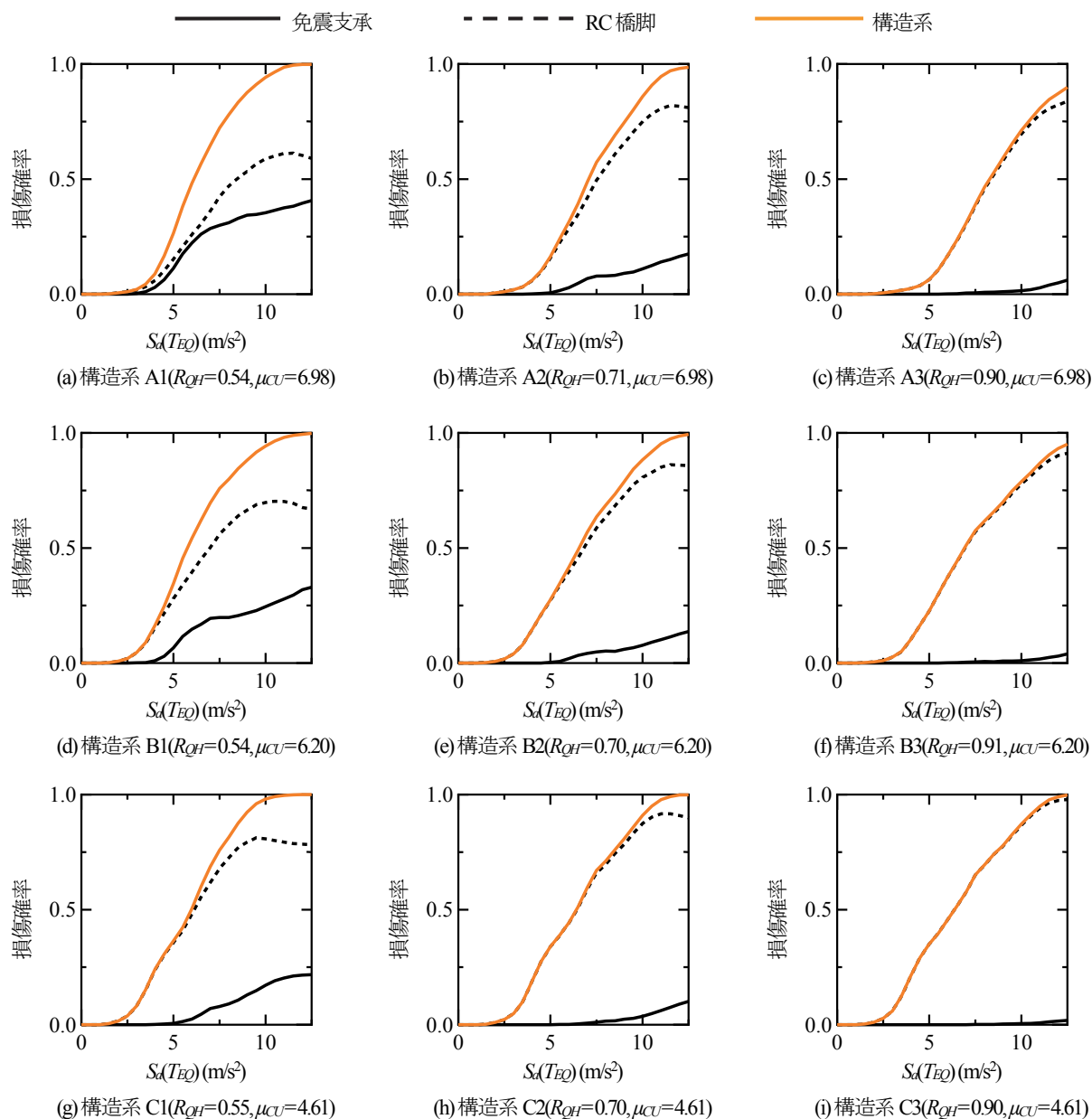


図-5 各構造系の fragility 曲線

平荷重が作用している。その結果、図-3(b)に示すように、RC橋脚の応答塑性率はいずれの構造系でも同程度まで進展している。しかしながら、図-3より明らかなように、RC橋脚の靱性率が比較的小さい構造系B2ではRC橋脚が終局限界状態に到達し、構造系としての損傷が生じている一方で、RC橋脚の靱性率が大きい構造系A1では、いずれの部材も終局限界状態に到達していない。

次に、構造系A3($R_{QH}=0.90$, $\mu_{CU}=6.98$)および構造系B3($R_{QH}=0.91$, $\mu_{CU}=6.20$)を対象として同様の検討を行う。図-3に示した検討と比較して、構造系A3および構造系B3は構造系A2および構造系B2よりも耐力比 R_{QH} が3割程度大きい。各部材の応答として、図-4に水平荷重—水平変位の履歴を示す。

図-4(a)より、免震支承の応答について、免震支承にはハードニングが生じておらず、最大水平荷重も図-3(a)の

結果よりも減少している。つまり、耐力比 R_{QH} の増加によって、免震支承の終局限界状態に対する応答の余裕度が増加したと言える。これは、耐力比 R_{QH} が増加したことで、免震支承の水平耐力がRC橋脚の降伏耐力に比べて相対的に大きくなったためである。その結果、RC橋脚の応答は図-4(b)に示すように、いずれの構造系においても図-3(b)の結果よりも減少している。しかしながら、RC橋脚の靱性率が小さい構造系B3のみがRC橋脚の終局限界状態への到達によって損傷が生じていることが分かる。

以上より、免震支承—RC橋脚間の耐力比 R_{QH} を大きく確保することで、免震支承の破断に対する余裕度が増加し、RC橋脚に損傷が誘導されやすくなる。さらに、RC橋脚に損傷が誘導された場合、耐力比 R_{QH} が同程度であっても、RC橋脚の変形性能が大きい方が構造系としての地震時安全性は向上することが確認された。そのため、

表4 構造系 A1, B1, C1 における構造系の損傷確率

地震動強度 $S_d(T_{EQ}) (m/s^2)$	構造系 A1 ($\mu_{CU}=6.98$)	構造系 B1 ($\mu_{CU}=6.20$)	構造系 C1 ($\mu_{CU}=4.61$)
5.0	0.264	0.345	0.363
7.5	0.722	0.758	0.758
10.0	0.942	0.943	0.980

表5 構造系 A2, B2, C2 における構造系の損傷確率

地震動強度 $S_d(T_{EQ}) (m/s^2)$	構造系 A2 ($\mu_{CU}=6.98$)	構造系 B2 ($\mu_{CU}=6.20$)	構造系 C2 ($\mu_{CU}=4.61$)
5.0	0.163	0.275	0.339
7.5	0.573	0.635	0.670
10.0	0.859	0.883	0.910

表6 構造系 A3, B3, C3 における構造系の損傷確率

地震動強度 $S_d(T_{EQ}) (m/s^2)$	構造系 A3 ($\mu_{CU}=6.98$)	構造系 B3 ($\mu_{CU}=6.20$)	構造系 C3 ($\mu_{CU}=4.61$)
5.0	0.063	0.226	0.351
7.5	0.389	0.575	0.651
10.0	0.711	0.788	0.871

次章ではRC橋脚の変形性能も考慮した上で、極大地震動に対して構造系としての地震時安全性を向上するために必要な耐力比 R_{QH} について検討を行う。

5. 極大地震動に対する構造系の地震時安全性の向上に必要な耐力格差とRC橋脚の変形性能

4.で得られた知見を基に、RC橋脚の変形性能として靱性率を考慮した上で、極大地震動に対する構造系としての地震時安全性が向上するような耐力比 R_{QH} について検討を行う。表-1の各構造系について、表-3に示した各種不確定性および地震動の不確定性を踏まえたMCSにより得られたフラジリティ曲線を図-5に示す。図-5について、横軸は表-1に示す構造系の等価固有周期 T_{EQ} に対応した弾性応答加速度 $S_d(T_{EQ})$ とした。また、縦軸は各部材の先行して損傷する確率 p_B および p_C と式(2)で表される構造系の損傷確率 p_S で評価した。

まず、免震支承—RC橋脚間の耐力比 R_{QH} による構造系の損傷配分の誘導を試みる。RC橋脚の変形性能が等しい場合として、図-5の(a)～(c), (d)～(f)および(g)～(i)のそれぞれに着目すると、耐力比 R_{QH} を大きく確保することによって、構造系の損傷確率に対するRC橋脚の損傷確率の割合が増加していることが分かる。特に耐力比 R_{QH} を0.9程度とした(c), (f), (i)では、いずれの地震動強度に対してもRC橋脚の損傷確率が免震支承よりも十分に大きく、確実に損傷をRC橋脚へと誘導できている。さらに、耐力比 R_{QH} の増加によって構造系としての損傷確率も低下していることが確認できる。ここで、耐力比 R_{QH}

が0.9程度とは、一例として図-4に示されるように、RC橋脚が降伏するまでに免震支承がほとんどハードニングを生じず、免震支承の履歴減衰として地震エネルギーの吸収がより図られていることを意味している。極大地震動の作用下では、免震支承にはRC橋脚の降伏耐力と同等かそれ以上の水平荷重が作用するが、耐力比 R_{QH} の増加によって免震支承の減衰性能が向上することで、RC橋脚における応答の低減並びに構造系としての損傷の抑制が図られている。

次に、RC橋脚の変形性能が構造系の地震時安全性に及ぼす影響について検討を行う。耐力比 R_{QH} がほぼ等しく靱性率 μ_{CU} が異なる場合として、図-5の(a)-(d)-(g), (b)-(e)-(h)および(c)-(f)-(i)のそれぞれの組み合わせに着目して比較すると、靱性率が大きい程、構造系の損傷確率に対するRC橋脚の損傷確率の割合が増加している。また、図-5について、特定の地震動強度に対する構造系の損傷確率を表-4～表-6に示して比較する。表-4～表-6より、同程度の耐力格差を設けていたとしても、RC橋脚の変形性能が大きい方が構造系としての損傷確率が低下していることが確認される。特に、表-6に示す構造系のように、図-5においてRC橋脚に確実に損傷が誘導されている場合、弾性応答加速度 $S_d(T_{EQ})$ が10.0m/s²ではRC橋脚の損傷確率が構造系としての損傷確率とほぼ等しいため、RC橋脚の変形性能が構造系の地震時安全性に強く影響を及ぼしている。

以上より、免震支承—RC橋脚間の耐力比 R_{QH} を十分に確保することで、極大地震動の作用下において損傷を確実にRC橋脚に誘導することができる。さらに、損傷部材がRC橋脚に誘導される結果、構造系の損傷はRC橋脚の応答によって決定されるため、変形性能が優れている程、構造系としての地震時安全性の向上が可能となる。

なお、本研究では地震動の応答スペクトル特性が構造系の地震応答に及ぼす影響を考慮するために、地震動強度として、構造系の等価固有周期 T_{EQ} に対応した弾性応答加速度 $S_d(T_{EQ})$ によって評価した。今回検討対象とした構造系に対しては、この $S_d(T_{EQ})$ によって構造系の地震時安全性の向上に必要な耐力比 R_{QH} およびRC橋脚の変形性能の傾向を十分に示すことが可能であると考えられる。ただし、免震支承—RC橋脚系の等価固有周期の算定にはRC橋脚の降伏剛性を用いており、RC橋脚における降伏後の非線形応答特性は考慮されていない。そのため、必要な耐力格差や変形性能の範囲を同定するためには、地震動の周期特性や位相特性および構造系の応答特性を考慮した地震動強度指標により評価を行うことがより望ましいと考えられる。

6. まとめ

本研究では、免震支承－RC橋脚系において、極大地震動に対する地震時安全性の向上を目的として、RC橋脚の降伏耐力に対する免震支承のハードニング開始点における水平耐力の比を耐力格差のパラメータ R_{QH} とし、望ましい免震支承－RC橋脚間における耐力格差およびRC橋脚の変形性能について検討を行った。

- 1) 耐力比 R_{QH} を大きくすることで、免震支承の終局限界状態に対する余裕度が増加し、RC橋脚へと損傷が誘導される。特に、耐力比 R_{QH} を十分に確保した場合、構造系としての損傷はほぼRC橋脚の損傷によって生じる。また、免震支承の減衰性能が向上するため、構造系としての損傷確率も低下する。
- 2) 耐力比 R_{QH} を十分に確保し、RC橋脚へと確実に損傷を誘導した場合、構造系としての損傷確率はRC橋脚の損傷確率とほぼ等しくなるため、耐力比 R_{QH} が同程度の場合であっても、RC橋脚の変形性能が大きい程、構造系としての損傷確率は低下する。
- 3) 1), 2)より、極大地震動に対して免震支承－RC橋脚系の地震時安全性の向上を図るためには、免震支承－RC橋脚間の耐力比 R_{QH} を十分に確保し、RC橋脚へと損傷を誘導することが望ましい。また、損傷が誘導されるRC橋脚の変形性能を高めることで、構造系としての地震時安全性はさらに向上する。

本研究で対象とした構造系の諸元は、現行の設計基準に準拠したものであり、適切な耐力格差に配慮することによって地震時安全性の向上が期待される。ただし、本研究で得られた知見は、健全な免震支承を対象としたものである。実際は供用期間にわたって免震支承が経年劣化を生じる可能性があり、部材間の耐力格差が経年的に変化し得ることに配慮する必要がある。今後は、免震橋梁のライフタイムにおいて極大地震動に対する地震時安全性が常に確保されるように、免震支承における劣化の

限界状態と本研究の内容を組み合わせた議論を行う予定である。

謝辞：本研究は、科学研究費基盤研究(C)(課題番号：26420452，研究代表者：松崎裕)により実施しました。また、気象庁，防災科学技術研究所K-NETおよびKiK-netによって観測された強震記録を使用しました。ここに記して関係各位に謝意を表します。

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，丸善出版，2012。
- 2) 小野寺周，松崎裕，鈴木基行：不確定性を考慮した免震支承－RC 橋脚系の損傷モード評価，第 8 回構造物の安全性・信頼性に関する国内シンポジウム論文集，印刷中，2015。
- 3) 庄司学，川島一彦，斎藤淳：免震支承と RC 橋脚がともに塑性化する場合の免震橋の耐震性に関する実験的検討，土木学会論文集，No. 682/I-56，pp. 81-100，2001。
- 4) 鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説，2013。
- 5) 林訓裕，足立幸郎，甲元克明，八ツ元仁，五十嵐晃，党紀，東出知大：経年劣化した鉛プラグ入り積層ゴム支承の残存性能に関する実験的検証，土木学会論文集 A1，Vol. 70，No. 4，pp. I_1032-I_1042，2014。
- 6) 小野寺周，松崎裕，鈴木基行：免震支承の経年劣化が免震支承－RC 橋脚系の地震応答に及ぼす影響，土木学会論文集 A1，印刷中，2015。
- 7) 日本道路協会：道路橋支承便覧，丸善出版，2004。
- 8) 足立幸郎：激震動下における免震橋梁構造の信頼性評価と限界状態設計法に関する研究，京都大学博士論文，2002。
- 9) Takeda, T., Sozen, M. A. and Nielsen, N. N.: Reinforced concrete response to simulated earthquakes, *Journal of the Structural Division, ASCE*, Vol. 96, No. 12, pp. 2557-2573, 1970。
- 10) 星隈順一，堺淳一，小森暢行，坂柳皓文：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，第 4262 号，2013。

CAPACITY HIERARCHY OF BRIDGES WITH ISOLATOR AND DUCTILITY OF RC COLUMNS FOR IMPROVEMENT OF SEISMIC SAFETY SUBJECTED TO SEVERE GROUND MOTIONS

Meguru ONODERA, Hiroshi MATSUZAKI and Motoyuki SUZUKI

It is necessary to consider the seismic safety of bridges with isolator subjected to severe ground motions. The capacity hierarchy of bridges with isolator and ductility of RC columns were investigated for improvement of the seismic safety subjected to severe ground motions by fragility analysis in this study. It was shown that the damage is induced at reinforced concrete columns as the strength ratio of hardening-initiated strength of isolator to the yield strength of reinforced concrete columns increases. Furthermore, in that case, it was shown that the seismic safety of bridges with isolator is improved as the ductility of reinforced concrete columns increases.