

免震支承と制震ダンパーを併用した 橋梁システムのロバスト性に関する研究

亟原 和弥¹・井上 貴文²・中田 成智³

¹学生会員 徳島大学創成科学研究科理工学専攻博士前期課程 (〒770-8506徳島県徳島市南常三島町2-1)
E-mail: c612031029@tokushima-u.ac.jp

²正会員 阿南工業高等専門学校講師 創造技術工学科 (〒774-0017徳島県阿南市見能林町青木265)
E-mail: t-inoue@anan-nct.ac.jp (Corresponding Author)

³正会員 徳島大学准教授 大学院社会産業理工学研究部 (〒770-8506徳島県徳島市南常三島町2-1)
E-mail: nnakata@tokushima-u.ac.jp

不確定性が高い地震外力に対してロバスト性の高い構造システムの重要性が示されており、そのような構造システムが求められている。免震構造と制震構造を組み合わせることにより、ロバスト性の高い橋梁構造を実現するための取り組みがなされている。本研究では、免震支承と制震ダンパーを併用した橋梁システムを対象とし、そのロバスト性に及ぼす免震・制震デバイスの特性の影響について検討を行った。地震応答特性の変動が小さいことをロバスト性が優れていることであると考え、免震支承と制震ダンパーを併用した橋梁システムを2質点2自由度系にモデル化し、地震応答解析結果に基づき橋脚の最大応答変位の変動係数等を評価した。検討の結果、免震支承と制震ダンパーの特性は、橋脚の最大応答変位の変動係数等に顕著な影響を与えることがわかった。

Key Words: bridge systems, seismic isolation bearings, seismic dampers, robustness

1. はじめに

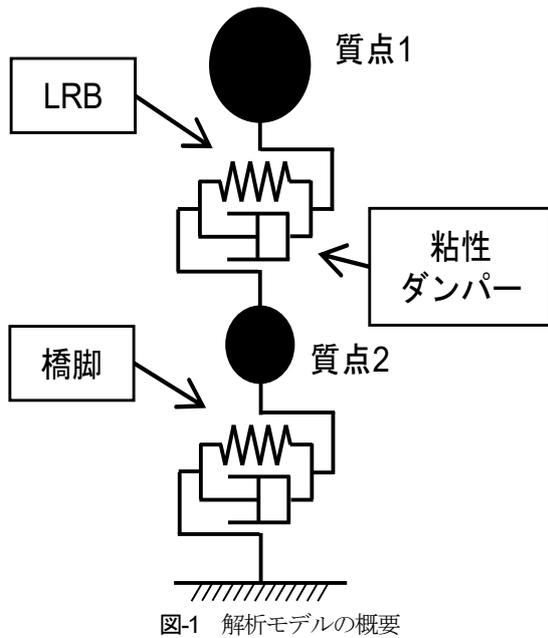
2011年東日本大震災以降、設計で考慮する事象を超えた事象への対応を考慮する「危機耐性」という概念が提案され、その概念を耐震設計体系に組み込む重要性が指摘されている^(例えば 1)。一方、近年、高橋・日高²⁾は、不確定性が高い地震外力に対する構造技術戦略として、地震作用による機能損失に鈍感な構造システム(鈍構造)を提案しているが、本田ら³⁾は、適切な「危機耐性」を実現するための概念の一つとして、状況変化に鈍(ロバスト)な構造(外力の変動に対する感度が低いという意味でのrobustness)を挙げている。また、それらの他にも、不確定性が高い地震外力に対してロバスト性の高い構造システムの重要性が指摘されている⁴⁾。ここでのロバスト性とは、パラメータ変動に対する頑強さを意味している⁵⁾。

高橋・日高²⁾は、先述した鈍構造の実現方法・課題について整理し、そして構造設計の観点による鈍構造を実現するため、「入力の変化に対し、応答の特性の変動が小さいこと」を応答改善効果と考え、振動特性を不均質にした構造システムの応答特性を、不規則振動論

に基づき解析的に検討を行った。その結果、構造特性が均質な場合に比べ、構造特性を不均質にすることで、変位応答平均値の減少に加え、入力の変化に対する最大変位応答値の変動をも小さくできる可能性を明らかにした。

一方で、免震構造と制震構造を組み合わせることにより、ロバスト性の高い橋梁構造を実現するための取り組みがなされている⁷⁾。松田ら⁸⁾は、多径間連続桁橋に免震支承、制震デバイス、すべり支承を適切に組み合わせる新たな耐震構造形式として、免制震すべりシステムを提案している。橋長約1,200mの長多径間連続桁橋を対象とした地震応答解析に基づく検討により、免制震すべりシステムはエネルギー吸収性能が高いことで耐震性能に優れ、地震波の影響を受けにくい安定した地震時挙動を示すことを明らかにしており、したがって、免制震すべりシステムはロバスト性の高い橋梁構造の1つの形態であると考えられる。

松田ら⁸⁾では、ある条件において、免震構造や制震構造等を組み合わせたシステムが地震波の影響を受けにくい安定した地震時挙動を示すことを明らかにしているが、免震・制震デバイスの特性が橋梁システムのロバスト性



にどのような影響を及ぼすかまでは十分には検討がなされていない。免震・制震デバイスの特性によって橋梁システムの地震応答特性は変化することが考えられることから、そのロバスト性にも影響を及ぼすことが予想される。以上のことに関する知見を得ておくことは、ロバスト性に優れた橋梁システムを目指した設計実務において有用であると考えられる。

以上のようなことから、本研究では、文献5)を参考にして、入力地震動のパラメータ変動に対する頑強さをロバスト性と考え、免震支承と制震ダンパーを併用した橋梁システムを対象とし、そのロバスト性に及ぼす免震・制震デバイスの特性の影響について検討を行った。具体的には、地震応答特性の変動が小さいほどロバスト性に優れていると考え、免震支承と制震ダンパーを併用した橋梁システムを2質点2自由度系にモデル化し、解析モデルを用いた地震応答解析結果に基づき橋脚の最大応答変位の変動係数を評価した。さらに、橋脚の最大塑性率の平均値も評価し、橋梁システムのロバスト性について考察を行った。

2. 解析モデルおよび入力地震動

本研究では、免震支承と制震ダンパーを併用した橋梁システムを2質点2自由度系にモデル化し、解析モデルを用いた地震応答解析結果に基づき橋梁システムのロバスト性について検討を行った。橋梁システムの地震応答解析には汎用動的解析ソフトTDAP III®を用いた。ここでは、解析モデルと入力地震動について説明を行う。

表-1 検討ケース

条件	数値
質量比	0.2
橋脚固有周期 T_p (s)	1.0
免震支承剛性比率 (剛性低下率) K_{b_1}/K_{b_2}	0.154
減衰率	免震支承 0 % 橋脚 5 %
支承部1次固有周期 T_{b_1} (s)	1.2, 2.0
支承部と橋脚部の降伏耐力比 P_{b_y}/P_y	0.3, 0.8
ダンパーの減衰定数 C ($\text{kN} \cdot \text{s}^{0.1}/\text{m}^{0.1}$)	1000, 2000, 4000, 8000
橋脚降伏震度 q_y	0.6, 0.2
1次固有周期 (s) ($T_{b_1}=1.2$ (s))	1.528
1次固有周期 (s) ($T_{b_1}=2.0$ (s))	2.206

(1) 解析モデル

本研究で対象とする橋梁システムは、図-1に概要を示す2質点2自由度系モデルで表現できる橋梁システムを想定する。本研究での検討ケースを表-1に示す。本研究のモデルは、質点1は橋梁の上部工の質量を表し、質点2は橋脚の質量を表している。質量比は0.2とし、質点1を600(t)、質点2を120(t)とした。橋脚は、非線形ばね要素によりモデル化し、その復元力特性はRC構造を対象とした修正Clough型とした。剛性低下率を0.1、除荷剛性低下指数は-0.2とした。免震支承については、本研究ではLRBを対象とすることとし、非線形ばね要素によりモデル化した。その復元力特性としては移動硬化型のバイリニアモデルを用いた。制震ダンパーとしては粘性ダンパーを対象とした。粘性ダンパーは非線形粘性要素によりモデル化し、ダンパーの減衰力は、以下の式(1)のように、速度 α 乗に比例するものとした。

$$F = C \cdot V^{0.1} \quad (1)$$

ここで、 F は減衰力(kN)、 C は減衰定数($\text{kN} \cdot \text{s}^{0.1}/\text{m}^{0.1}$)、 V は速度(m/s)である。なお、線形域の上限速度として、全てのケースについて0.1(m/s)とした。基礎地盤系の条件としては、基礎固定であるとした。

橋脚固有周期 T_p は1.0、免震支承剛性比率(剛性低下率) K_{b_1}/K_{b_2} は一般的な値として、0.154とした。減衰マトリクスは、減衰率を支承部0%、橋脚部5%とし、Rayleigh型減衰により設定した。解析における時間に関する積分手法としてはNewmark- β 法($\beta=0.25$)を用い、計算時間間隔 Δt は0.01(s)とした。

表-2 入力地震動（レベル2地震動・タイプI）⁹⁾を参考に作成

地盤種別	地震名	記録場所及び成分	呼び名
I種地盤	平成15年十勝沖地震	清水道路維持出張所構内地盤上 EW成分	I-I-1
		開北橋周辺地盤上 EW成分	I-I-2
	平成23年東北地方太平洋沖地震	新晩翠橋周辺地盤上 NS成分	I-I-3
II種地盤	平成15年十勝沖地震	直別観測点地盤上 EW成分	I-II-1
		仙台河川国道事務所構内地盤上 EW成分	I-II-2
	平成23年東北地方太平洋沖地震	阿武隈大堰管理所構内地盤上 NS成分	I-II-3

表-3 入力地震動（レベル2地震動・タイプII）⁹⁾を参考に作成

地盤種別	地震名	記録場所及び成分	呼び名
I種地盤	平成7年兵庫県南部地震	神戸海洋気象台地盤上 NS成分	II-I-1
		神戸海洋気象台地盤上 EW成分	II-I-2
		猪名川架橋予定地点周辺地盤上 NS成分	II-I-3
II種地盤		JR西日本鷹取駅構内地盤上 NS成分	II-II-1
		JR西日本鷹取駅構内地盤上 EW成分	II-II-2
		大阪ガス葺合供給所構内地盤上 N27W成分	II-II-3

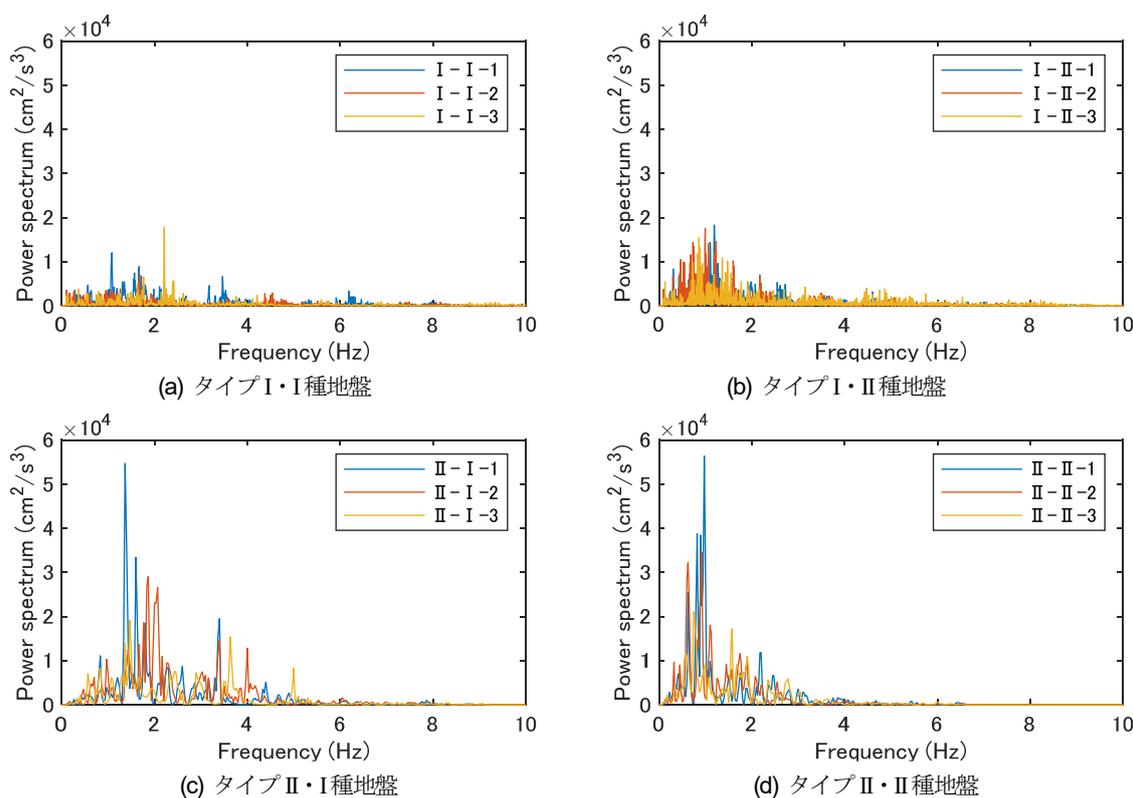


図-2 入力地震動のパワースペクトル

支承部一次固有周期 T_{b1} には、1.2, 2.0の2ケースを考え、LRBの特性の影響を考慮した。支承部と橋脚部の降伏耐力比 P_{by}/P_y は、0.3, 0.8の2ケースを考え、その影響についても考慮した。ダンパーの減衰定数 C ($\text{kN} \cdot \text{s}^{0.1}/\text{m}^{0.1}$)は、1000, 2000, 4000, 8000の4ケースを考え、制震ダンパーの減衰力の影響を考慮した。橋脚降伏震度 q_y につい

ても0.6, 0.2の2ケースを考え、その影響についても考慮した。線形系の1次固有周期も表-1に示す。

(2) 入力地震動

検討に用いた入力地震動を表-2, 3に示す。道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編⁹⁾に記載されているレベル2

表4 橋脚降伏震度 $q_y=0.6$ の場合の変動係数

C ($\text{kN} \cdot \text{s}^{0.1}/\text{m}^{0.1}$)	1000	2000	4000	8000
$T_{b1}=1.2, P_{by}/P_y=0.3$	0.16689	0.14381	0.30602	0.33314
$T_{b1}=1.2, P_{by}/P_y=0.8$	0.54082	0.41818	0.30602	0.33314
$T_{b1}=2.0, P_{by}/P_y=0.3$	0.26178	0.11123	0.25558	0.33435
$T_{b1}=2.0, P_{by}/P_y=0.8$	0.32614	0.12668	0.25558	0.33435

表5 橋脚降伏震度 $q_y=0.2$ の場合の変動係数

C ($\text{kN} \cdot \text{s}^{0.1}/\text{m}^{0.1}$)	1000	2000	4000	8000
$T_{b1}=1.2, P_{by}/P_y=0.3$	0.26225	0.34677	0.33927	0.32744
$T_{b1}=1.2, P_{by}/P_y=0.8$	0.43622	0.35217	0.33927	0.32698
$T_{b1}=2.0, P_{by}/P_y=0.3$	0.35680	0.32806	0.33895	0.32764
$T_{b1}=2.0, P_{by}/P_y=0.8$	0.48010	0.32842	0.33895	0.32681

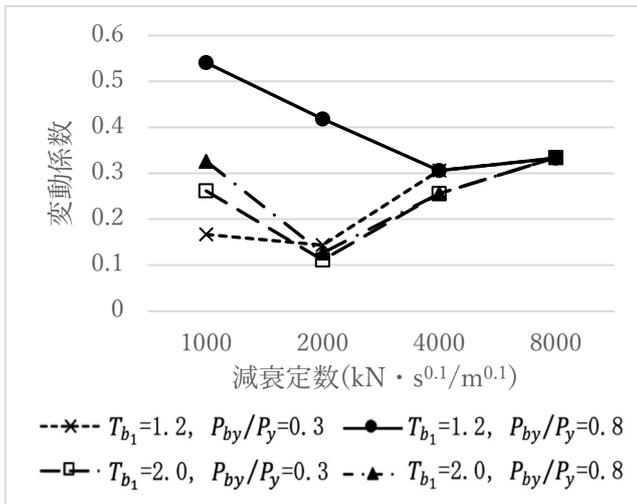


図3 橋脚降伏震度 $q_y=0.6$ の場合の変動係数

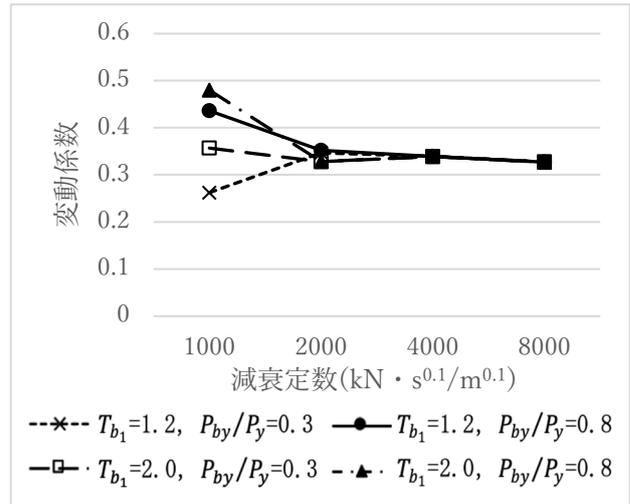


図4 橋脚降伏震度 $q_y=0.2$ の場合の変動係数

地震動 18 波の内、第 III 種地盤の地震動を除く 12 波を用いることとした。第 III 種地盤は軟弱地盤であり、免震支承を採用することは考えにくい。本研究では第 III 種地盤の地震動を除外することとした。入力地震動のパワースペクトルを図-2 に示す。

3. 解析結果

(1) 橋脚の応答

設定した 32 種類の解析モデルごとに 12 種類の地震動を入力し、橋脚の最大応答変位から、変動係数と塑性率の平均値を算出した。

a) 変動係数

橋脚降伏震度 q_y ごとに各モデルの変動係数をまとめる。橋脚降伏震度 $q_y = 0.6$ の変動係数を表-4, 図-3 に示す。また、橋脚降伏震度 $q_y = 0.2$ の変動係数を表-5, 図-4 に示す。

まず、橋脚降伏震度 $q_y = 0.6$ の場合について述べる。

表6 橋梁システムの等価周期

$T_{b1}=1.2, P_{by}/P_y=0.3$	2.197 (s)
$T_{b1}=2.0, P_{by}/P_y=0.3$	2.436 (s)
$T_{b1}=2.0, P_{by}/P_y=0.8$	2.209 (s)

$T_{b1} = 1.2, P_{by}/P_y = 0.8$ を除き、ダンパーの減衰定数 $C=2000$ ($\text{kN} \cdot \text{s}^{0.1}/\text{m}^{0.1}$)のときに変動係数が小さく応答のばらつきが小さくなっており、ロバスト性が最も高くなっていることが分かる。これは、免震支承による長周期化により共振を免れ、ダンパーの減衰力により応答が低減するためであると考えられる。これらのケースについて、塑性率が最大となる地震動・時刻での橋脚と免震支承のばね要素の等価剛性を求め、それらから等価周期を評価すると表-6に示すようになり、システムが長周期化していることがわかる。

ダンパーの減衰が大きすぎても、逆に小さすぎても、共振により揺れが大きくなる場合が存在し変動係数が大きくなると考えられる。一例として、 $T_{b1} = 2.0, P_{by}/P_y = 0.3$ の場合の全ての検討ケースにおいて橋脚の

変位が最大となる時刻における解析モデルの変位図を図-5に示す。図-5より、ダンパーの減衰定数が小さいときは免震支承が大きく変形しているが、ダンパーの減衰定数が大きくなると免震支承の変形が小さくなり固定に近い挙動となっていることがわかる。

$T_{b1} = 1.2$, $P_{by}/P_y = 0.8$ のモデルについては、ダンパーの減衰定数 $C=1000, 2000$ ($\text{kN} \cdot \text{s}^{0.1}/\text{m}^{0.1}$) のときの変動係数が他のモデルと比較して大きくなっている。これは、1) 初期剛性が大きいことにより他のケースよりも固有周期が相対的に短く、入力地震動に対して応答が生じやすいこと、2) 降伏耐力が比較的大きいため橋脚に力を伝えやすいことにより応答が大きくなっていることによるものであると考えられる。さらに、橋脚の降伏の有無により応答変位が大きく変化することも影響していると考えられる。

以上のことより、制震ダンパーの減衰定数によって変動係数が大きく変化する為、実設計においては減衰定数の設定において注意が必要であると考えられる。

次に、橋脚降伏震度 $q_y = 0.2$ のモデルについて述べる。

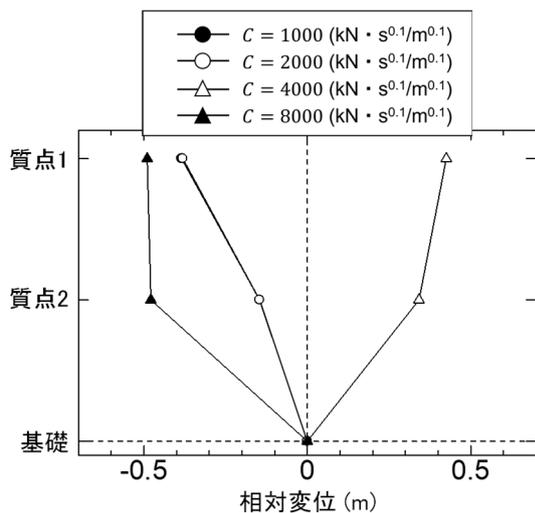


図-5 解析モデルの変位図

ダンパーの減衰定数 $C=2000, 4000, 8000$ ($\text{kN} \cdot \text{s}^{0.1}/\text{m}^{0.1}$) のモデルは変動係数が 0.3 から 0.4 の間に収まる結果となった。一方、ダンパーの減衰定数 $C=1000$ ($\text{kN} \cdot \text{s}^{0.1}/\text{m}^{0.1}$) のモデルは橋脚降伏震度の変化に関わらず変動係数にある程度のばらつきが見られた。したがって、ダンパーの減衰定数を小さくし過ぎると、 T_{b1} , P_{by}/P_y の設定によって変動係数が大きく変化すると言える。これはダンパーの減衰定数が小さ過ぎるため、十分な減衰効果を発揮できていないことが原因であると考えられる。それ以外のケースでは、いずれもある程度大きな変動係数となっており、大きな差異が見られない。これは、橋脚が塑性化し長周期化することによるものであると考えられる。

b) 塑性率の平均値

橋脚降伏震度 q_y ごとに各モデルの最大塑性率の平均値をまとめる。橋脚降伏震度 $q_y = 0.6$ の最大塑性率の平均値を表-7、図-6に示す。また、橋脚降伏震度 $q_y = 0.2$ の最大塑性率の平均値を表-8、図-7に示す。

まず、橋脚降伏震度 $q_y = 0.6$ のモデルについて述べる。ダンパーの減衰定数 $C=1000, 2000$ ($\text{kN} \cdot \text{s}^{0.1}/\text{m}^{0.1}$) の $T_{b1}=1.2$, $P_{by}/P_y=0.8$ を除き、ダンパーの減衰定数が増加するにつれて最大塑性率の平均値も増加していることが分かる。これはダンパーの減衰定数が増加するにつれ、支承部が固定された状態に近づき、共振により揺れが大きくなる場合が存在することが原因であると考えられる。これは後述する橋脚降伏震度 $q_y = 0.2$ のモデルについても同様のことが言える。

さらに、 $T_{b1} = 1.2$, $P_{by}/P_y = 0.8$ を除くダンパーの減衰定数 $C=1000, 2000$ ($\text{kN} \cdot \text{s}^{0.1}/\text{m}^{0.1}$) のモデルは塑性率の平均値が 1.0 以下となった。また、ダンパーの減衰定数 2000 ($\text{kN} \cdot \text{s}^{0.1}/\text{m}^{0.1}$)、支承部一次固有周期 $T_{b1}=2.0$ 、支承部と橋脚部の降伏耐力比 $P_{by}/P_y=0.3$ のモデルは、入力地震動に関わらず最大塑性率が 1.0 以下となり橋脚の応答は弾性域に留まっており、免震・制震デバイスに

表-7 橋脚降伏震度 $q_y=0.6$ の場合の最大塑性率の平均値

C ($\text{kN} \cdot \text{s}^{0.1}/\text{m}^{0.1}$)	1000	2000	4000	8000
$T_{b1}=1.2, P_{by}/P_y=0.3$	0.70027	0.83167	1.63042	1.97386
$T_{b1}=1.2, P_{by}/P_y=0.8$	1.05735	1.03325	1.63042	1.97386
$T_{b1}=2.0, P_{by}/P_y=0.3$	0.6065	0.8103	1.56652	1.99492
$T_{b1}=2.0, P_{by}/P_y=0.8$	0.63415	0.81796	1.56652	1.99492

表-8 橋脚降伏震度 $q_y=0.2$ の場合の最大塑性率の平均値

C ($\text{kN} \cdot \text{s}^{0.1}/\text{m}^{0.1}$)	1000	2000	4000	8000
$T_{b1}=1.2, P_{by}/P_y=0.3$	3.89671	6.0664	6.44165	6.62391
$T_{b1}=1.2, P_{by}/P_y=0.8$	5.0062	6.08887	6.44165	6.62928
$T_{b1}=2.0, P_{by}/P_y=0.3$	2.89329	5.92086	6.47736	6.68159
$T_{b1}=2.0, P_{by}/P_y=0.8$	3.49309	5.92254	6.47736	6.66734

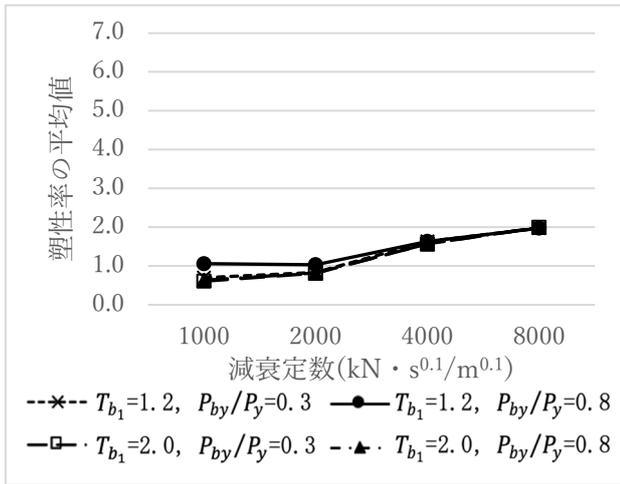


図-6 橋脚降伏震度 $q_y=0.6$ の場合の最大塑性率の平均値

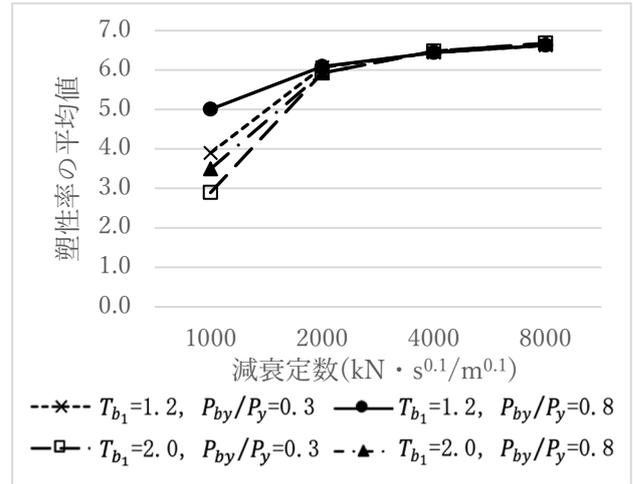
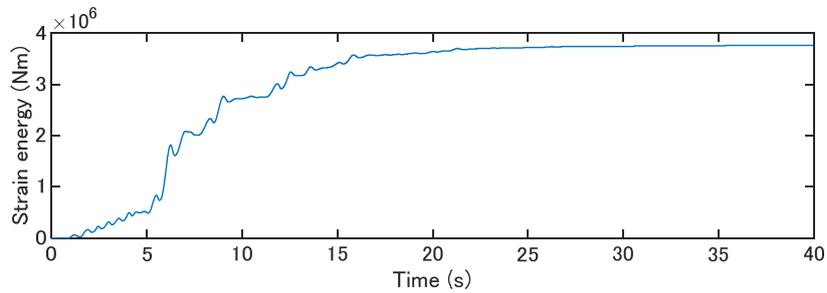
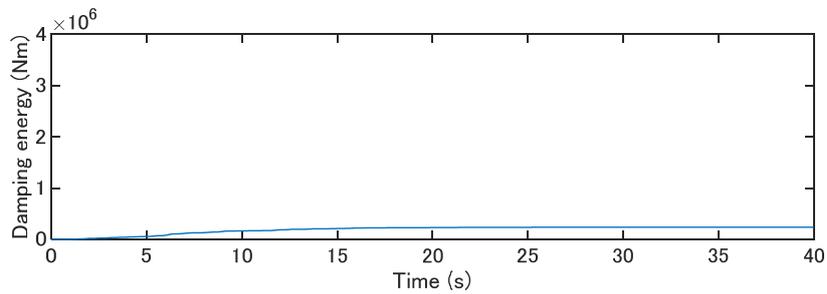


図-7 橋脚降伏震度 $q_y=0.2$ の場合の最大塑性率の平均値



(a) 橋脚のひずみエネルギーの時刻歴波形



(b) ダンパーの減衰エネルギーの時刻歴波形

図-8 エネルギーの時刻歴波形

よる地震応答低減効果は高くなっている。

次に、橋脚降伏震度 $q_y = 0.2$ のモデルについて述べる。いずれのケースについても、ダンパーの減衰定数が大きくなるほど最大塑性率の平均値は大きくなっている。ダンパーの減衰定数 C が $2000 (\text{kN} \cdot \text{s}^{0.1}/\text{m}^{0.1})$ より大きくなると最大塑性率の平均値が 6.0 から 7.0 の間である程度収束していく傾向が見られる。 $C=8000(\text{kN} \cdot \text{s}^{0.1}/\text{m}^{0.1})$, $T_{b1}=2.0$, $P_{by}/P_y=0.3$ のケースについて、塑性率が最大となる地震動 II-II-1 を受ける場合の橋脚のひずみエネルギーとダンパーの減衰エネルギーの時刻歴波形を図-8に示す。この図より、橋脚の損傷によるエネルギー吸収がかなり大きくなっており、ダンパーの減衰エネルギーと比

較してもより大きくなっていることがわかる。

4. おわりに

本研究では、免震支承と制震ダンパーを併用した橋梁システムを対象とし、そのロバスト性に及ぼす免震・制震デバイスの特性の影響について検討を行った。地震応答特性の変動が小さいことをロバスト性が優れていることであると考え、免震支承と制震ダンパーを併用した橋梁システムを2質点2自由度系にモデル化し、解析モデルを用いた地震応答解析結果に基づき橋脚の最大応答変

位の変動係数を評価した。さらに、最大塑性率の平均値も評価した。本研究で得られた結果を以下に示す。

- (1) 免震支承と制震ダンパーの特性は、橋脚の最大応答変位の変動係数・最大塑性率に顕著な影響を与える。
- (2) 今回の検討ケースにおいて、最も変動係数が小さく、ロバスト性に優れているケースは、ダンパーの減衰定数 $2000 \text{ (kN} \cdot \text{s}^{0.1}/\text{m}^{0.1})$ 、支承部一次固有周期 $T_{b1}=2.0$ 、支承部と橋脚部の降伏耐力比 $P_{by}/P_y=0.3$ 、橋脚降伏震度 $q_y=0.6$ のケースである。また、このケースは入力地震動に関わらず、橋脚は弾性域に留まっている。
- (3) ダンパーの減衰定数が $8000 \text{ (kN} \cdot \text{s}^{0.1}/\text{m}^{0.1})$ と比較的大きい場合、橋脚の最大応答変位の変動係数は支承部一次固有周期 T_{b1} 、支承部と橋脚部の降伏耐力比 P_{by}/P_y の変化に関わらずある一定の値に収束する。また、最大塑性率の平均値は比較的大きくなった。
- (4) ダンパーの減衰定数が $1000 \text{ (kN} \cdot \text{s}^{0.1}/\text{m}^{0.1})$ と比較的小さい場合、橋脚の最大応答変位の変動係数は、支承部一次固有周期 T_{b1} 、支承部と橋脚部の降伏耐力比 P_{by}/P_y によっては、ばらつきが大きくなる場合があった。
- (5) 橋脚降伏震度の設定を小さくすることによって最大塑性率の平均値がより大きくなる傾向が見られた。

本研究で得られた知見は、免震支承と制震ダンパーを併用した橋梁システムを合理的に設計するために有用であると考えられる。免震支承と制震ダンパーを併用した橋梁システムをよりロバスト性に優れるものとするためには、適切に免震・制震デバイスのパラメーターを設定することが必要である可能性がある。より広範な条件における検討やロバスト性のメカニズムについての更なる検討が今後の課題としてあげられる。

参考文献

- 1) 高橋良和, 秋山充良, 片岡正次郎, 本田利器: 国内外の道路橋の設計指針にみられる「危機耐性」の分析, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), Vol.72, No.4, pp. I_821-I_830, 2016.
- 2) 本田利器, 秋山充良, 片岡正次郎, 高橋良和, 野津厚, 室野剛隆: 「危機耐性」を考慮した耐震設計体系一試案構築にむけての考察一, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), Vol.72, No.4, pp.I_459-I_472, 2016.
- 3) 武田篤史, 西村隆義: 橋梁耐震への危機耐性導入に関する一考察, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), Vol.75, No.4, pp.I_688-I_700, 2019.
- 4) 高橋良和, 日高拳: 不確定性の高い地震作用に対する構造技術戦略としての鈍構造の提案とその適用事例に関する一考察, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), Vol.70, No.4, pp.I_535-I_544, 2014.
- 5) 竹脇出: 不確定性を有する構造物のロバスト性の非確率的評価法, 日本建築学会構造系論文集, 第 581 号, pp.55-61, 2004.
- 6) 日本建築学会: 建築構造設計における冗長性とロバスト性 (応用力学シリーズ12), 丸善, 2013.
- 7) 松田哲夫, 五十嵐晃, 上田卓司, 宮崎貞義, 松田宏: 免震すべりシステムを適用した橋梁における支承部デバイス機能に関する一考察, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), Vol.68, No.4, pp.I_683-I_696, 2012.
- 8) (株) アーク情報システム: TDAPIII ver3.00 理論説明書, 2007.
- 9) (社) 日本道路協会: 道路橋示方書 (V耐震設計編)・同解説, 丸善, 2012.

(Received October 25, 2021)
(Accepted February 12, 2022)

RESEARCH ON ROBUSTNESS OF BRIDGE SYSTEMS USING SEISMIC ISOLATION BEARINGS AND SEISMIC DAMPERS

Kazuya JOUHARA, Takafumi INOUE and Narutoshi NAKATA

The importance of a structural system with high robustness against seismic forces with high uncertainty has been shown, and such a structural system is required. Efforts are being made to realize a highly robust bridge structure by combining seismic isolation bearings and seismic dampers. In this study, we investigated the influence of characteristics of seismic isolation bearings and seismic dampers on the robustness of bridge systems using seismic isolation bearings and seismic dampers. It was found that characteristics of seismic isolation bearings and seismic dampers have a great influence on the coefficient of variation of the maximum response displacement of a pier and maximum plasticity rate.