

免震・制震デバイスを用いた橋梁システムのロバスト性に関する研究

徳島大学大学院 学生会員 ○照原和弥 徳島大学 正会員 井上貴文

1. はじめに

近年、橋梁のネットワークの一部としての社会的重要性が高くなっていることから、地震時においても免震・制震デバイスを利用して、損傷の程度を極力低減することが多くなっている¹⁾。さらに、高橋ら²⁾は、地震作用の不確実性を認識した上で、その特性が想定と異なったとしても、構造物が提供する機能の損失に対して鈍感な構造（鈍構造）の必要性を提唱している。また、鈍構造と同様な意味で、不確実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、そのような構造システムが求められている²⁾。

また、免制震構造の支承部デバイス機能が地震時の橋梁に与える減衰性能は大きい。しかし、免制震デバイスの各パラメータの設定によって地震時の挙動が異なるため、そのロバスト性を最大化させることが重要である。したがって本研究では、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支承部デバイスのパラメータの影響について検討を行った。なお、本研究では、免制震橋梁の橋脚部の最大応答変位から塑性率、変動係数を算出し、変動係数が小さいものほどロバスト性に優れた構造物とした。また、塑性率の平均値についても評価した。

2. 検討方法

橋梁システムを2質点系2自由度系としてモデル化した。モデルの概略図を図-1に、モデルのパラメータとその数値を表-1に示す。質点1は橋梁の上部工の質量を、質点2は橋脚の質量を表す。

図-1中の①は橋脚の非線形モデルとして「修正Clough型」、図-1中の②は免震支承の非線形モデルとして「バイリニア(移動硬化型)」、図-1中の③は制震ダンパーの非線形モデルとして「速度の α 乗非線形モデル」を設定した。その後、モデルについて固有値解析を行い、Rayleigh減衰の設定を行う。

道路橋示方書・同解説V耐震設計編に記載されている12種の地震波を作成したモデルに入力し、橋脚部の最大応答変位を記録する。

ここで、免震・制震のパラメータとして、支承部一次固有周期 T_{b1} 、支承部と橋脚部の降伏耐力比 K_{b1}/K_{b2} 、制震ダンパーの減衰定数 $C(kN \cdot s^{0.1}/m^{0.1})$ を表-1で示した値のように変化させて、同様の操作を繰り返す。本研究では、これら3つの免制震のパラメータを変化させて計16種のモデルについて解析を行った。変化させるパラメータの数値とモデル名を表-2に示す。

モデルごとに変動係数、塑性率を算出し、ロバスト性に及ぼす支承部デバイスのパラメータの影響について考察をした。

モデルごとに変動係数、塑性率を算出し、ロバスト性に及ぼす支承部デバイスのパラメータの影響について考察をした。

表-1 モデルのパラメータとその数値

	パラメータ	数値	
固定したパラメータ	質点質量比	0.2	
	橋脚固有周期 T_p	1.0	
	免震支承剛性比率 K_{b1}/K_{b2}	0.154	
	橋脚降伏震度 q_y	0.6	
	減衰率	免震支承 0%	橋脚 5%
変化させた免震・制震デバイスのパラメータ	支承部一次固有周期 T_{b1}	1.2, 2.0	
	支承部と橋脚部の降伏耐力比 P_{by}/P_y	0.3, 0.8	
	制震ダンパーの減衰定数 $C(kN \cdot s^{0.1}/m^{0.1})$	1000, 2000, 4000, 8000	

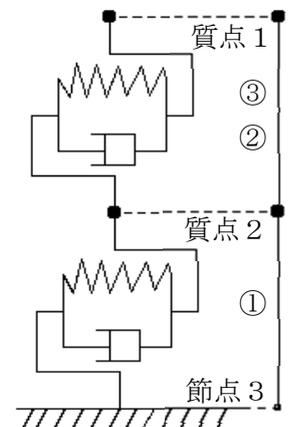


図-1 モデルの概略図

表一 変化させるパラメータの数値とモデル名

ダンパーの減衰定数 $C=1000(kN \cdot s^{0.1}/m^{0.1})$

P_{b_y}/P_y	T_{b_1}	1.2	2.0
0.3		モデル A	モデル C
0.8		モデル B	モデル D

ダンパーの減衰定数 $C=2000(kN \cdot s^{0.1}/m^{0.1})$

P_{b_y}/P_y	T_{b_1}	1.2	2.0
0.3		モデル E	モデル G
0.8		モデル F	モデル H

ダンパーの減衰定数 $C=4000(kN \cdot s^{0.1}/m^{0.1})$

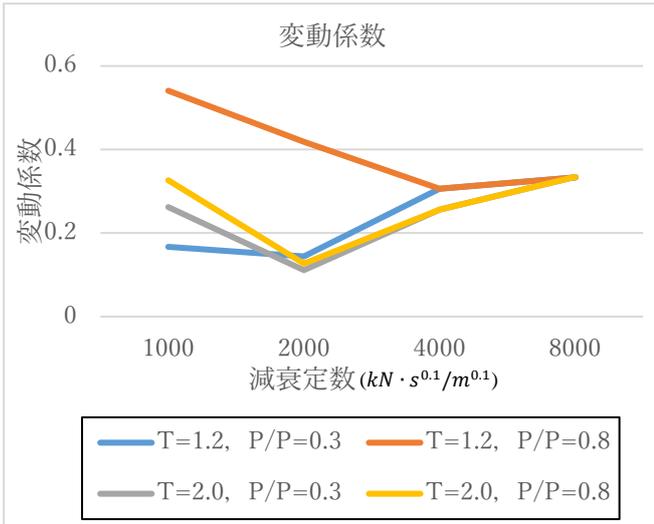
P_{b_y}/P_y	T_{b_1}	1.2	2.0
0.3		モデル I	モデル K
0.8		モデル J	モデル L

ダンパーの減衰定数 $C=8000(kN \cdot s^{0.1}/m^{0.1})$

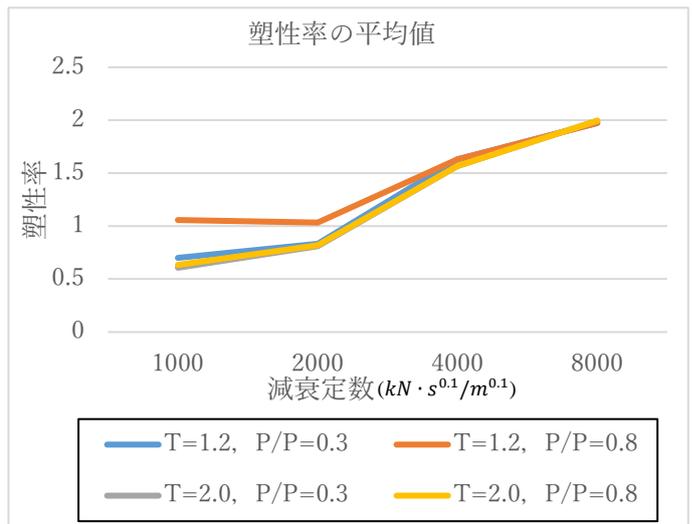
P_{b_y}/P_y	T_{b_1}	1.2	2.0
0.3		モデル M	モデル O
0.8		モデル N	モデル P

3. 解析結果

図一 2 にモデルごとの変動係数、図一 3 にモデルごとの塑性率の平均値を示す。



図一 2 モデルごとの変動係数



図一 3 モデルごとの塑性率の平均値

- 図一 2 より、本研究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のはモデル G (ダンパーの減衰定数 $2000(kN \cdot s^{0.1}/m^{0.1})$ 、支承部一次固有周期 $T_{b_1}=2.0$ 、支承部と橋脚部の降伏耐力比 $P_{b_y}/P_y=0.3$) である。またモデル G は、入力地震動に関わらず塑性率は 1.0 以下となったことから、橋脚は弾性域が保たれており一定の損傷を示す程度の被害に収まると言える。
- $C=2000(kN \cdot s^{0.1}/m^{0.1})$ において、変動係数の小さいモデルが集中しておりロバスト性が高いと言えるが、例外として、モデル F (変動係数 0.41818) が比較的大きくなった。したがって、支承部一次固有周期 T_{b_1} 、支承部と橋脚部の降伏耐力比 P_{b_y}/P_y の変化によっては、入力地震動による最大応答変位のバラつきが大きくなることが言える。また、モデル F を除くと、本研究における $C=2000(kN \cdot s^{0.1}/m^{0.1})$ のように橋脚と免震支承ごとに最適なダンパーの減衰定数があると考えられる。
- $C=4000, 8000(kN \cdot s^{0.1}/m^{0.1})$ において、どの地震波を入力しても、支承部と橋脚部の降伏耐力比 P_{b_y}/P_y の変化による橋脚の最大応答変位の変化がなかった。これはダンパーの減衰定数が大きくなったことにより、免震支承における地震慣性力の低下を制震ダンパーのみで担ったことが考えられる。その結果、免震支承が降伏しなくなる為、支承部と橋脚部の降伏耐力比 P_{b_y}/P_y を変化させても、橋脚の最大応答変位が全て等しくなった可能性がある。
- 図一 3 より、塑性率の平均値は、ダンパーの減衰定数が大きくなるにつれて増加していることから、ダンパーの減衰定数を小さくするほど塑性率を低減できると言える。しかし図一 2 より、 $C=1000(kN \cdot s^{0.1}/m^{0.1})$ のように、ある一定の値より小さくなると変動係数が急激に大きくなるため注意が必要である。

参考文献 1) 家村浩和: 招待論文 免震・制震手法による長大橋の耐震性能向上技術の発展と将来, 土木学会 構造工学論文集, Vol. 58A, 2012. 2) 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・地震工学論文集第 33 巻), Vol. 70, No. 4 (地震工学論文集第 33 巻), I_535-I_544, 2014.