

道路橋の耐震補強におけるダンパーの有効活用に関する研究

宮本 宏一¹・松田 泰治²・藤本 匡哉³・宇野裕恵⁴

¹株式会社エイト日本技術開発 国際事業本部技術部
(〒164-8601 東京都中野区本町5-33-11)

E-mail: miyamoto-hi @ej-hds.co.jp

²熊本大学大学院教授 自然科学研究科環境共生工学専攻
(〒860-855 熊本県熊本市黒髪2-39-1)

E-mail: mazda@kumamoto-u.ac.jp

³熊本大学大学院 自然科学研究科社会環境工学専攻
(〒860-855 熊本県熊本市黒髪2-39-1)

E-mail: 094d8829@st.kumamoto-u.ac.jp

⁴オイレス工業株式会社 免制震事業部

(〒108-0075 東京都港区港南 1-6-34 品川イースト6階)

E-mail: h.uno@oiles.co.jp

本論文は、橋梁制震設計に際して応答スペクトルを利用した制震ダンパー性能の設定方法と、実橋梁モデルへの適用性を検証したものである。まず制震ダンパーを考慮した1質点系モデルを用いて、橋梁固有周期に対して制震ダンパーの目標変位と必要抵抗力を求める非線形応答スペクトル曲線を設定した。その後既設橋梁を対象に各下部工への制震ダンパー抵抗力の配分方法を示し、制震ダンパー性能をパラメトリックに変化させた橋梁全体系非線形動的解析を行い、提案手法による推定応答値との対比を行った。この結果、橋梁周期や地震動の特性により推定精度は異なるが、提案手法を用いて制震ダンパーの性能を設定すれば目標変位を満足することを確認した。また推定制度が劣るケースについても、一般的な橋梁の固有周期範囲での最大応答値の差は数回の繰り返し計算により収束できる程度で、設計初期値の設定としては満足できる結果を得た。

Key Words : *dynamic response analysis, highway bridge, hysteresis damper, seismic retrofit, viscous damper*

1. はじめに

近年、ゴム支承を用いた橋梁の地震時水平変位の抑制や、河川内など下部工施工条件が制約される既設橋梁の耐震補強において制震ダンパーを用いた耐震設計の事例が増加している¹⁾。制震ダンパーにより地震時のエネルギーを吸収することで、構造物の動的応答を制御し、構造物の耐震性能を向上させることができる。制震ダンパーは履歴特性、形状、機構、取り付け箇所等により、いくつかの種類に分けられるが、単純な桁橋の補強検討によく使用されるものとして粘性型ダンパーと履歴型ダンパーの二種類があり、揺れの低減効果やコストなどにより単独、あるいは組み合わせで用いられている^{2), 3), 4)}。それぞれの制震ダンパーの評価法に関しては既往研究があり設計可能⁵⁾であるが、組み合わせで用いる場合の研究例は少ない。また種類の異なるダンパーの性能と配置を適

切に行うためには多くの繰り返し計算も必要になる。そこで本研究では、粘性型ダンパーと履歴型ダンパーを組み合わせた制震ダンパー設計の効率化に関して検討するものである。まず、粘性型ダンパーと履歴型ダンパーを組み合わせた制震ダンパーを有する橋梁構造を1質点系でモデル化する。そのモデルに基づき、応答変位と降伏震度を動的応答解析によって求め、履歴型ダンパーを効率的に用いることのできる抵抗力の最適な割合について検討した。その後1質点系モデルで得られた結果の全体系モデルへの適用性を検証した。

2. 1質点系モデルを用いた非線形応答スペクトル

(1) 解析手法とモデル

ダンパーを有する1質点系モデルを図-1に示すように設定する。このモデルでは、上部構造を質量Mに置き

換え、下部構造を粘性型ダンパーと履歴型ダンパーと天然ゴム系の積層ゴム支承を組み合わせたもので評価している。質点の重量は 1000kN とする。制震ダンパーは、式(1)のように粘性型ダンパーと履歴型ダンパーの組み合わせで評価し、全体の抵抗力は一定で、粘性型ダンパーと履歴型ダンパーの抵抗力の分担率を定めた。

$$F_{total} = F_V + F_{EP} \\ = nF_{total} + (1-n)F_{total} \quad (1)$$

$$\frac{F_{EP}}{F_V} = \frac{(1-n)}{n} \quad (0 \leq n \leq 1) \quad (2)$$

ここに、 F_{total} ：制震ダンパーの総抵抗力、 F_V ：粘性型ダンパーの抵抗力、 F_{EP} ：履歴型ダンパーの抵抗力
 n ：粘性型ダンパーの総抵抗力に対する比率

粘性型ダンパーの抵抗力は式(3)で表される。本研究では α については実務設計で実績の多い $\alpha=0.1$ とし、粘性係数は $V=1.0\text{m/sec}$ で設定した。

$$F_V = CV^\alpha \quad (3)$$

ここに、 F_V ：粘性型ダンパーの抵抗力、 C ：粘性係数
 V ：応答速度、 α ：速度の指数

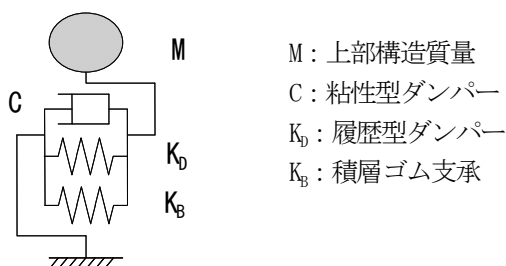


図-1 1質点系モデル

積層ゴム支承のせん断ばね定数 K_B は固有周期に対応して式(4)に従い設定した。一方履歴型ダンパーの抵抗力は図-2(b)で表される。履歴型ダンパーの剛性 K_D と履歴特性は完全弾塑性のせん断ばねとし、初期剛性は式(4)に従い、質量 M の質点に対して弾塑性ダンパーのみで水平方向に支持したと仮定した場合の固有周期が1.0secとなるばねを設定した。

$$K_B = \frac{4\pi^2 M}{T^2} \quad (4)$$

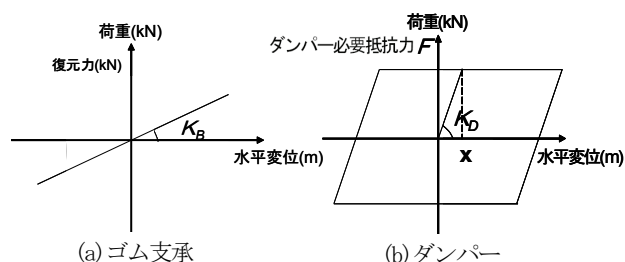


図-2 ダンパーとゴム支承せん断バネのモデル化

(2) 1自由度モデルの応答解析手法

ダンパーを用いた耐震設計では、上部構造の桁遊間やダンパー構造の可能移動量など許容できる変位すなわち目標変位を定める必要がある。一般的に目標変位は地震時に上部構造に発生すると予想される変位の最大値を指す。ここでは0.1mから0.5mまで0.05m刻みの目標設計変位を定めて、これに合致する必要なダンパー抵抗力と各ダンパーの分担比率をもとめた。すなわち、(1)で述べた制震ダンパーの抵抗力モデルを用いて、ダンパーの総抵抗力 $F_{total}(=F_V + F_{EP})$ を漸増させながら各ダンパーの分担比率も変化させた繰り返し計算を行い、得られた最大変位と目標変位の誤差が1%以内となった時点での値を目標変位に対する制震ダンパーの抵抗力とするものである。

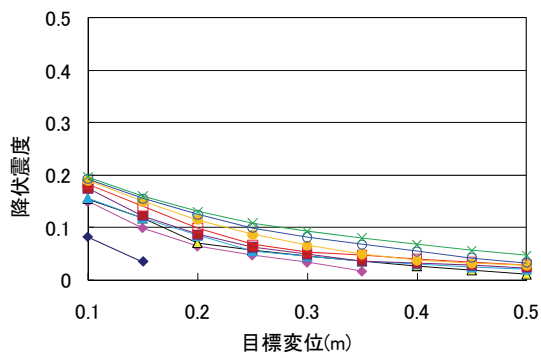
時刻歴動的解析で用いる積分計算の手法はNewmark' B method($\beta=0.25$)とし、積分間隔は0.002secとした。解析に用いた入力地震動は道路橋示方書・同解説V^⑥に示されるI種地盤のタイプI、II地震動に対する標準波である。

(3) 解析結果

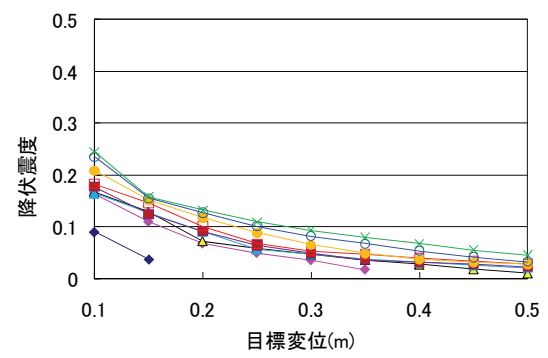
ここでは、目標変位に対して必要となるダンパー抵抗力を質点の重量で除して無次元化した降伏震度を用いて、目標変位と各ダンパー分担比率との関係を整理した。図-3、4に一例としてType I-I-1地震動とType II-I-1地震動の結果を示す。

目標変位0.3m以上では、Type I地震動とType II地震動ともに、粘性型ダンパーと履歴型ダンパーの抵抗力の適用割合を変化させても降伏震度の差異は見られない。

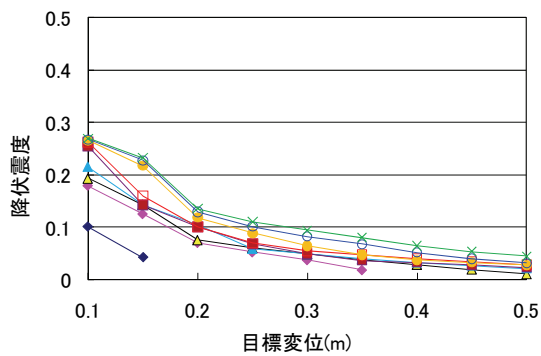
一方で、目標変位が0.2m以下では、Type I地震動およびType II地震動ともに、履歴型ダンパーの抵抗力の割合が100%の結果では適切な解が得られなかった。このため、目標変位をこの範囲に抑えるためには粘性型ダンパーを設置する必要性が高くなる。また、粘性型ダンパーの抵抗力の割合が50%以下になると大きな降伏震度が必要となり、この傾向はType I地震動に比べてType II地震動で顕著に見られ、最大降伏震度はType I地震動では0.9程度であり、Type II地震動では2.0程度にもなる。これに対して、粘性型ダンパーの抵抗力の割合が60%以上では、Type I地震動、Type II地震動ともに降伏震度が小さくなっており、これ以上分担率を大きくしても顕著な差異は生じない。すなわち粘性型ダンパー60%、履歴型ダンパー40%程度ので組み合わせたときが、安定した目標変位と降伏震度の関係が得られると考えられる。



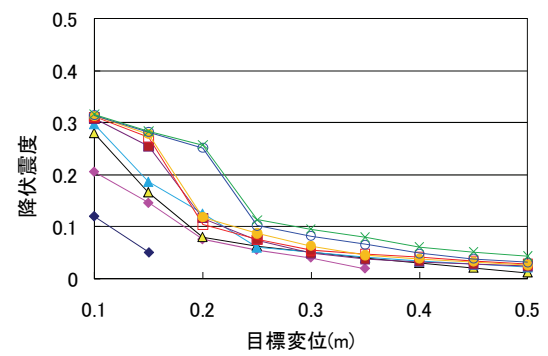
1) 粘性型ダンパー100%, 履歴型ダンパー0%



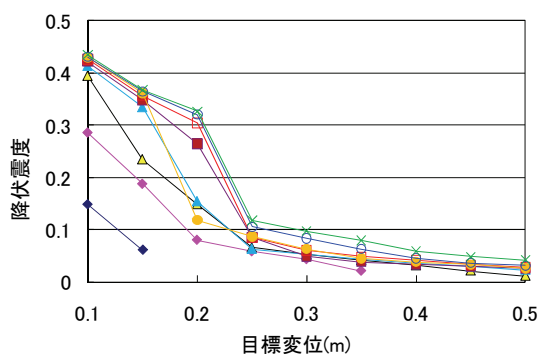
2) 粘性型ダンパー80%, 履歴型ダンパー20%



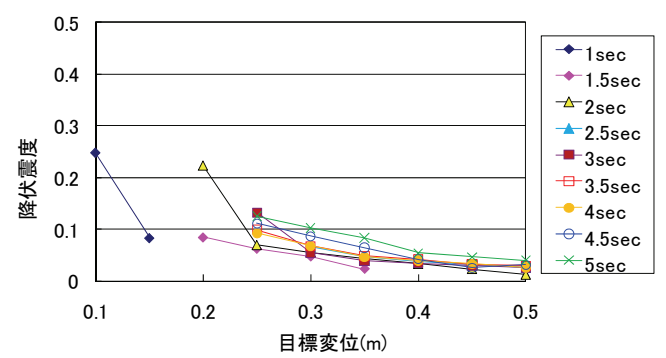
3) 粘性型ダンパー60%, 履歴型ダンパー40%



4) 粘性型ダンパー40%, 履歴型ダンパー60%

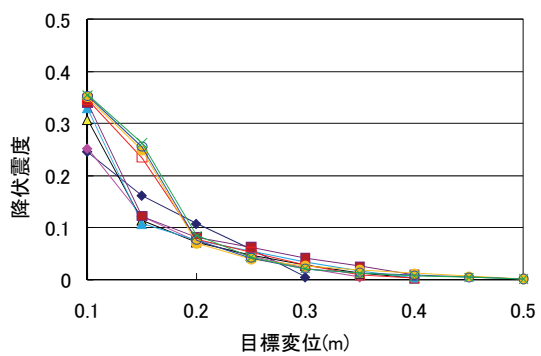


5) 粘性型ダンパー20%, 履歴型ダンパー80%

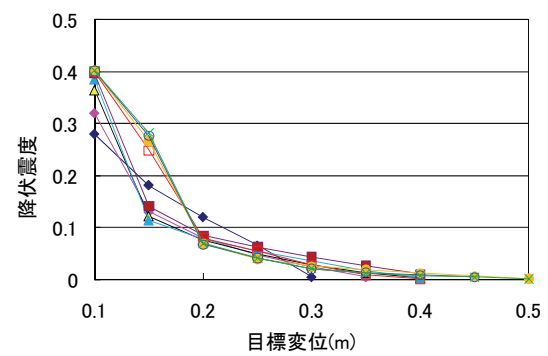


6) 粘性型ダンパー0%, 履歴型ダンパー100%

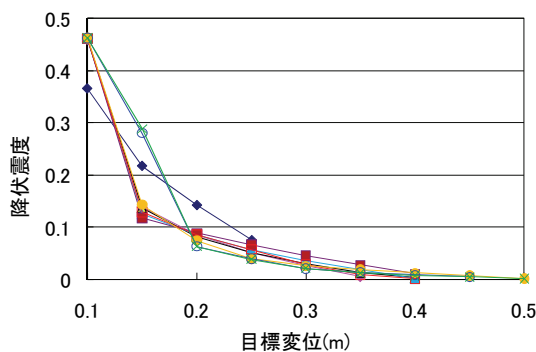
図-3 固有周期と目標変位に対するダンパー降伏震度 (Type I - I-1)



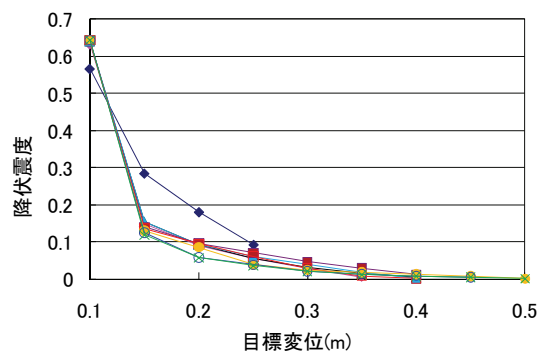
1) 粘性型ダンパー100%, 履歴型ダンパー0%



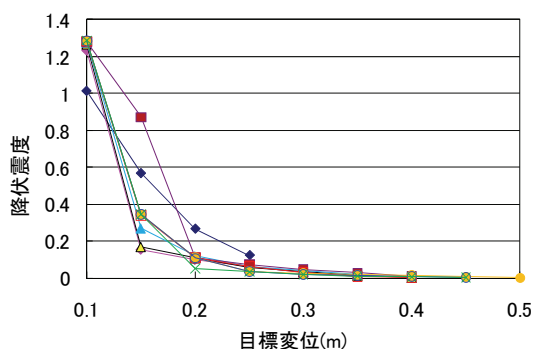
2) 粘性型ダンパー80%, 履歴型ダンパー20%



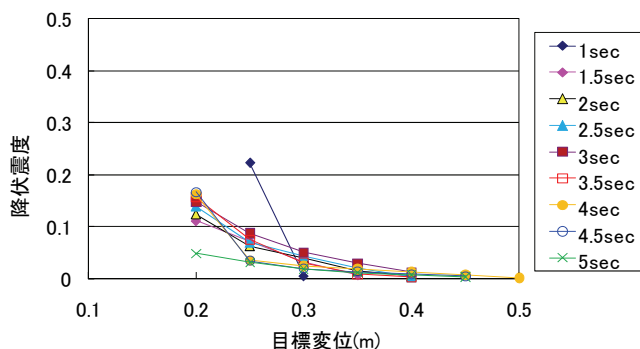
3) 粘性型ダンパー60%, 履歴型ダンパー40%



4) 粘性型ダンパー40%, 履歴型ダンパー60%



5) 粘性型ダンパー20%, 履歴型ダンパー80%



6) 粘性型ダンパー0%, 履歴型ダンパー100%

図-4 固有周期と目標変位に対するダンパー降伏震度 (Type II-I-1)

3. 既設橋梁耐震補強への適用性

(1) 対象構造の概要

2. で示した制震ダンパー性能設定方法の適用性を、昭和55年道路橋示方書に従い設計された既設の4径間連続鋼鈑桁橋を対象に検討した。当時の一般的な橋梁形式⁷⁾として取り上げたもので、図-5に橋梁概要を示す。

・下部構造の使用材料

コンクリート： $\sigma_{ck}=21\text{N/mm}^2$ ，鉄筋：SD295

・耐震設計条件

地域区分：A 地域

耐震設計上の地盤種別：I 種地盤

設計水平震度： $k_h=0.20$

・上部構造の重量：表-1 参照

表-1 各下部構造の死荷重反力と支承最大反力

	A1 (A2)	P1 (P3)	P2
死重反力 R_d (kN)	2,422 (1.00)	6,691 (2.86)	5,756 (2.36)
支承最大反力 (kN/支承)	863 (1.00)	2,417 (2.80)	2,033 (2.36)

(2) 解析モデル

既設橋脚の配筋状態を図-6に示す。橋脚基部の曲げ

モーメントと回転角の関係は表-2の通りである。

表-2 橋脚基部曲げモーメントと回転角の関係

	P1,P3 (可動橋脚)		P2(固定橋脚)	
	曲げモーメント (kN・m)	回転角 (μ rad)	曲げモーメント (kN・m)	回転角 (μ rad)
ひび割れ時	12,617	103.7	26,121	92.8
初降伏	25,067	994.0	84,769	1012.5
終局	タイプ I	28,295	12851.0	108,391
	タイプ II	28,297	13556.2	108,451

橋脚は非線形2次元はり要素とし、橋脚基部には表-2に示した弾塑性回転ばねを設け、復元力特性として武田モデルを用いた。また基礎は基礎底面中心位置での集約ばねでモデル化した。各部材の減衰定数は道路橋示方書⁶⁾に従い設定し（ただしゴム支承ばねの減衰は2%（制震ダンパーは無視）、動的解析に用いる減衰特性はひずみエネルギー比例型減衰から作成した等価粘性減衰を用いた。

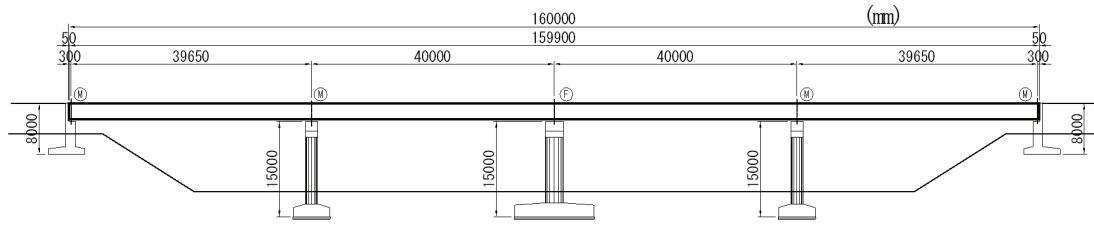


図-5 検討対象橋梁（I種地盤A地域の河川橋梁）

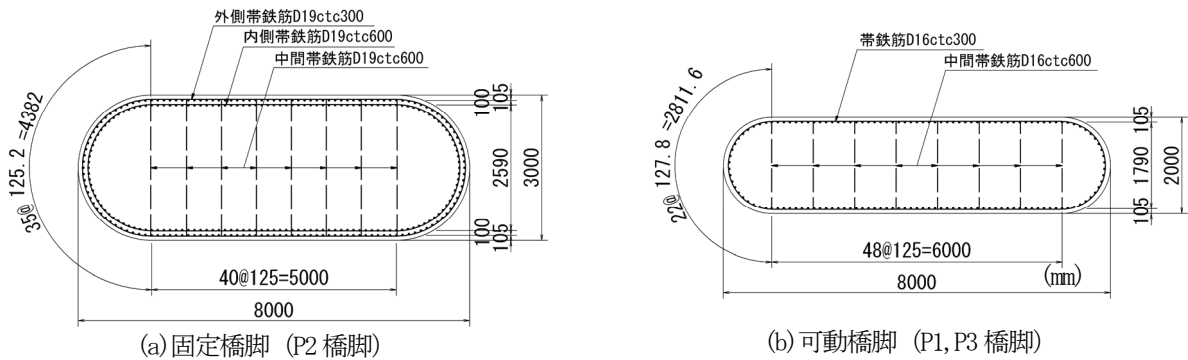


図-6 橋脚断面図（設計水平震度 $k_h=0.2$ での試算断面）

(3) 解析条件

耐震補強設計では下部構造に加えて、支承部も重要な補強箇所である。支承取替えの構造高さや施工条件に加えて、橋脚補強条件も考慮しながら橋梁全体系として適切な支承部補強方法が決定される。これに対して本研究では、まず全ての支承をBタイプの積層ゴム支承に取り替えて、レベル2地震時において増加する上部構造水平変位や下部構造作用力をダンパーにより制御する補強方法を対象としている。

各下部構造のゴム支承せん断ばね定数は、まず橋梁全体のゴム支承せん断ばね定数 ΣK_B を、上部構造の全質を用いて式 (1) に従い求めた後、表-1に示した鉛直反力比に応じて以下のように配分した。

$$A1 : P1 : P2 : P3 : A2 = 1 : 2.5 : 2.5 : 2.5 : 1$$

表-3に解析を行った固有周期と支承せん断ばね定数 ΣK_B の関係を示す。なお、常時に対して必要な支承諸元は、橋台部で平面寸法 $400 \times 400 \text{ mm}$ 、橋脚部で $600 \times 600 \text{ mm}$ 、ゴム厚は $t_e = 40 \text{ mm}$ 程度であり、この時の周期は $T = 0.75 \text{ sec}$ である。

表-3 固有周期と支承せん断ばね定数 ΣK_B

周期 (sec)	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0
ΣK_B (kN/m)	98,826	24,706	10,981	6,177	3,953

一方、粘性型ダンパーの減衰特性は、上部工全重量

に対して、1自由度系の計算結果より求められる粘性型ダンパーの降伏震度を乗じて算出した。履歴型ダンパーの減衰特性は、上部工全重量に対してダンパーの初期剛性を用いて計算した固有周期が 0.5 sec 、 1.0 sec となるような、完全弾塑性のせん断ばねでモデル化した。なお、制震ダンパーの剛性は、2. で述べた抵抗力の割合に応じて粘性型ダンパーと履歴型ダンパーに配分した。ここで、桁端部である橋台には粘性ダンパーを配置し、橋脚に以下に示す2ケースのダンパー設置状態を想定した。

【CASE 1】橋台とP1, P3橋脚に粘性型ダンパーを配置し、P2橋脚に履歴型ダンパーを配置したケースで、ダンパーの割合は以下に示す通りである。

$$A1 : P1 : P2 : P3 : A2 = C/4 : C/4 : K_y/3 : C/4 : C/4$$

このとき、それぞれのダンパー抵抗力の配分比率（ C と K_y の比率）は粘性ダンパー80%、履歴型ダンパー20%である。

【CASE 2】橋台に粘性型ダンパーを配置し、P1, P2, P3橋脚に履歴型ダンパーを配置したケースで、ダンパーの割合は以下に示す通りである。

$$A1 : P1 : P2 : P3 : A2 = C/2 : K_y/3 : K_y/3 : K_y/3 : C/2$$

それぞれのダンパー抵抗力の配分比率は、粘性型ダンパー40%、履歴型ダンパー60%である。

(4) 全体系動的解析と1質点系モデル解析結果との対比

1 質点系モデルの解析結果（目標変位と降伏震度の関係）をもとに、上記で設定したダンパーを有する全体系モデルに対して汎用解析プログラムソフト TDAP III を用

いて時刻歴応答解析(Newmark' β method($\beta=0.25$), 時間刻み 0.002 秒)を行い, 時刻歴応答の比較を行った. なお, 動的応答解析の際の減衰特性は, ひずみエネルギー比例型減衰から作成した等価粘性減衰行列である.

各目標変位における全体系モデルと1質点系モデルの最大応答変位の誤差を表-5~7に示す. 目標変位 0.3m の場合, 目標変位に対する最大応答変位の誤差は10%以内である. 一方目標変位が小さくなるに従い目標変位に対する最大応答変位の誤差の比率は大きくなる. ただし誤差の量そのものは小さく, また図-7,8に示すように1質点系と全体系モデルの時刻歴応答変位は類似した波形を示していることから, 初期値として1質点系モデル応答計算結果より設定したダンパー降伏震度は有意なものと考えられる.

表-5 目標変位 0.3m に対する応答変位の誤差

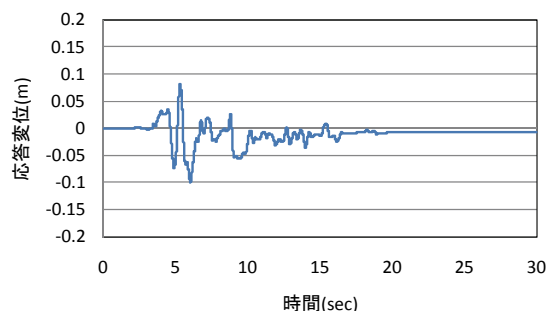
ダンパー抵抗力の比率		地震波	最大応答変位 (m)	目標変位との誤差
粘性型	履歴型			
80%	20%	I-I-1	0.320	+ 6.5%
40%	60%	I-I-1	0.293	- 2.3%
80%	20%	II-I-1	0.292	- 2.7%
40%	60%	II-I-1	0.295	- 1.7%

表-6 目標変位 0.15m に対する応答変位の誤差

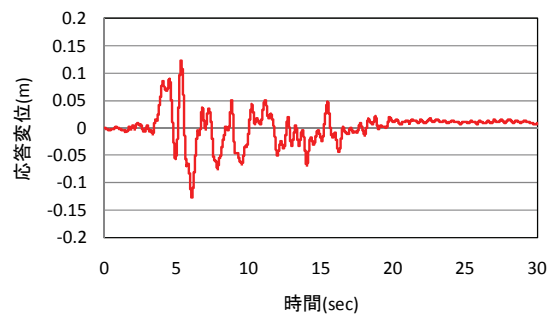
ダンパー抵抗力の比率		地震波	最大応答変位 (m)	目標変位との誤差
粘性型	履歴型			
80%	20%	II-I-2	0.181	+20.6%
40%	60%	II-I-2	0.187	+24.7%

表-7 目標変位 0.15m に対する応答変位の誤差

ダンパー抵抗力の比率		地震波	最大応答変位 (m)	目標変位との誤差
粘性型	履歴型			
80%	20%	II-I-2	0.128	+28.0
40%	60%	II-I-2	0.13	+30.0

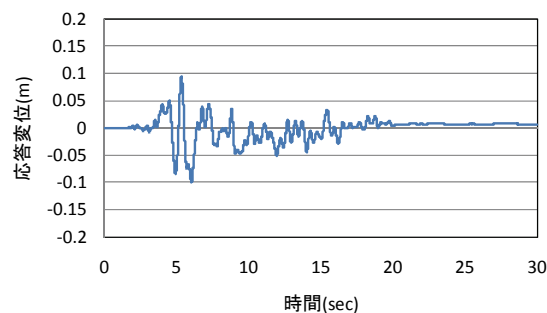


(a)1 自由度系モデルの応答波形

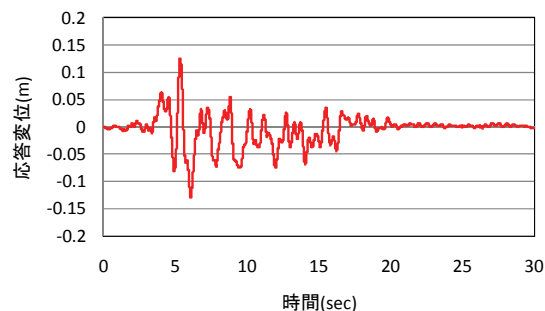


(b) 全体系モデルの応答波形

図-7 粘性ダンパー80%, 履歴ダンパー20% の場合



(a)1 自由度系モデルの応答波形



(b) 全体系モデルの応答波形

図-8 粘性ダンパー40%, 履歴ダンパー60% の場合

4. まとめ

本論文では, 4径間連続鋼鈑桁橋を対象とし, 制震ダンパーの設置を検討した. 制震ダンパーの性能設定に当たっては, 1質点系モデルによる応答解析の結果に基づき, 粘性型ダンパーと履歴型ダンパーを組み合わせた制震ダンパーにおいて, 履歴型ダンパーを効率的に用いることのできる抵抗力の割合についての検討を行った. さらに, 履歴型ダンパーを効率的に用いることのできる初期剛性の最適な値について検討し, 対象橋梁を例にその評価方法の適用性を検証した. 以下に結論を列挙する.

1) 既設橋梁の耐震補強において問題となる部材の非線

形性を考慮した動的応答解析の繰り返し計算を簡略化するため、上部構造の応答変位および上部構造の質量に対する積層ゴム支承の固有周期に着目し、ダンパー性能の合理的設定法を提案した。

- 2) 目標変位 0.2-0.3m において、目標変位に対する全体系モデルの応答変位の誤差は 10%以内に収まる。この際に、応答変位を 0.3m 程度に抑えるのであれば、桁端部は粘性型ダンパーとし、それ以外の中間部は履歴型ダンパーを配置した割合で設計すると効率的であると考えられる。一方、応答変位を 0.2m 程度に抑えるのであれば、ダンパー特性を効率的に用いるための最適な割合は、粘性型ダンパー40%、履歴型ダンパー60%で組み合わせたとときであると考えられる。
- 3) 目標変位 0.1-0.15m では、全体系モデルの応答変位は目標変位に対して、30%程度の誤差を生じる。しかし、1 質点系モデルと全体系モデルの挙動は類似した波形を示しており、1 質点系モデルによる設計の信頼性は低いと思われる。

参考文献

- 1) 海洋架橋・橋梁調査会：既設橋梁の耐震補強工法事例集, 2005.
- 2) 斎藤次郎, 佐藤英和, 横川英彰, 宇野裕恵, 牧口豊, 下田郁夫：摩擦履歴型ダンパーの適用とその事例, 第6回地震時保有耐力法に基づく橋梁等構造の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, pp. 133-138, 2003. 1.
- 3) 宇野裕恵, 葛漢彬, 野口陽平：粘性ダンパーの速度依存性が橋の応答に及ぼす影響の一考察, 第13回地震時保有耐力法に基づく橋梁等構造の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, pp. 1-8, 2010. 2.
- 4) 横川英彰, 宇野裕恵, 竹之内勇：履歴型ダンパーのモデルによる応答比較, 日本地震工学会大会梗概集, pp250-251, 2005. 1.
- 5) 岡田 太賀雄, 運上茂樹：橋梁に対するダンパーの制震効果に関する振動台実験と解析的研究, 土木技術資料50-5, pp.20-23, 2008.
- 6) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説(V耐震設計編), 2002.
- 7) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説(V耐震設計編), 1980.
- 8) 土木研究センター：橋の動的耐震設計マニュアル, 2006
- 9) 松田泰治, 大塚久哲, 楊光遠, 山口齊：免震橋梁の固有周期決定および免震査の簡易計算法に関する考察, 構造工学論文集, vol.44A, pp.711-718, 1998.
- 10) 松田泰治, 大塚久哲, 神農誠, 入江達雄：変位制御型の道路橋の免震設計法に関する一考察, 構造工学論文集, vol.46A, pp.907-916, 2000.
- 11) Mazda, T., Miyamoto, H., Yamao, T. and Taniguchi, Y.: Evaluation of Basic Characteristics and Dynamic Response on Damper Settled On Bridge Abutment, The 14th World Conference On Earthquake Engineering October 12-17, 2008, Beijing China
- 12) 谷口 雄一郎：橋脚の耐力を考慮したダンパーの配置に基づく既設橋梁の耐震補強効果, 熊本大学大学院自然科学研究科社会環境工学専攻修士論文, 2009
- 13) 矢田部浩, 運上茂樹：非線形動的解析に用いる粘性減衰のモデル化と非減衰振動系の復元力モデルに関する一考察, 第8回地震時保有耐力法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.1-4, 2005.
- 14) 川島一彦, 庄司学：衝突緩衝用落橋防止システムによる桁間衝突の影響の低減効果, 土木学会論文報告集No.612/I-46, pp.129-142, 1999.
- 15) 運上茂樹, 近藤益央, 三上 卓：上部構造端部と橋台の衝突が橋全体の地震時挙動に及ぼす影響, 土木技術資料44-2, pp.20-25, 2002.
- 16) 大塚久哲, 田中智行, 愛敬圭二, 杉辰雄：既設連続桁橋における免震化および橋台背面土の抵抗を考慮した耐震補強対策, 橋梁と基礎, Vol. 35, No. 10, pp. 33-39, 2001.10
- 17) 西岡 勉, 運上茂樹：両端部に橋台を有する既設連続桁橋梁の地震時挙動に関する研究, 既設構造物の耐震補強に関するシンポジウム論文集, pp. 23-30, 2002.10
- 18) 小倉裕介, 運上茂樹：地震時に桁の衝突を受ける橋台の挙動特性, 土木学会地震工学論文集, (社)土木学会, Vol.27, 2003.12

STUDY ON APPLICABILITY OF NONLINEAR RESPONSE SPECTRUM TO BRIDGE SEISMIC DESIGN WITH VIBRATION CONTROL DAMPER

Hirokazu MIYAMOTO, Taiji MAZDA, Masaya FUJIMOTO and Hiroshige UNO

Recently, the seismic retrofitting method using damper devices increases. Two types of seismic damper are often used, one is the hysteresis damper and the other is viscous damper, and each damper has different characteristics. Generally the hysteresis damper is cheaper than viscous damper. But the performance of the viscous damper to follow the girder elongation and shrinkage caused by temperature change is relatively low. It is necessary to design two types of the optimal damper. The purpose of this paper is to propose a rational seismic design method for the seismic retrofit of existing bridges. Damper capacity considering combination was estimated using single degree of freedom system. Dynamic response analysis of total system model was conducted. It was confirmed that the proposed design method was effective for reinforcement of highway bridges.