

長大トラス橋に設置した軸降伏型制震ダンパーの動特性を考慮したパラメトリック解析

九州大学大学院 学生会員 ○井手 将一

九州大学大学院 正会員 梶田 幸秀

九州大学大学院 正会員 崔 準祐

1. はじめに

橋梁構造物の耐震補強の目的で、近年制震ダンパーを採用する事例が増えつつある。こうした補強設計時には、一般に制震ダンパーの性能検証試験等に基づいて作成した解析モデルを用いているが、過去に実施した振動台実験では既往の設計モデルとバラツキが生じており、ダンパーの動特性が確認されている¹⁾。そこで本研究では、こうしたダンパーの動特性が橋梁の地震応答に及ぼす影響を解析的に解明することを目的とし、軸降伏型制震ダンパー（以後、ダンパー）を用いて耐震補強を試みた仮想の長大トラス橋を対象に制震ダンパーの動特性を考慮したパラメトリック解析を行った。

2. 解析モデルの概要と解析条件

本検討で対象とした橋梁の概略図を図-1に示す。橋梁形式は3径間ゲルバートラス橋であり、全長1000m、中央径間長500m、

最大主構高70mである。ダンパーはP2、P3主塔基部付近でそれぞれ7箇所を設置しており、P3付近のダンパーの位置を図-2に示す。各部のモデル化については、上下弦材、鉛直材、斜材をファイバー要素、支承部を線形ばね要素、ダンパーを非線形トラス要素とした。

本パラメトリック解析では、文献1)を参考にし、ダンパーのモデルに対して4つの応力-ひずみ関係を作成することとした。文献1)によれば、軸降伏型ダンパーを用いて動的加振を行った場合、単体試験や従来の解析モデルに比べダンパーの履歴形状が大きく膨らむ形となり、動特性が大きく現れている。そこで本解析では、ダンパーの基本的な性能試験に基づいて作成された従来のモデルをモデル1とし、文献1)の振動台実験結果に基づき、モデル1から2次剛性を6.7倍に大きくしたモデルをモデル2、モデル1から降伏耐力を1.6倍にしたモデルをモデル3、初期剛性をモデル1の1.5倍とし、降伏耐力、2次剛性はモデル1と同じにしたモデルをモデル4とした。ダンパーの検討モデルを図-3に、それぞれの特性値を表-1に示す。

減衰はRayleigh減衰を用い、積分時間間隔は0.01秒とした。入力地震動は、道路橋示方書・同解説V耐震設計編²⁾に示されている設計地震動タイプI-III-1を用い、橋軸直角方向に入力した。

3. 解析結果

3. 1 ダンパーの履歴応答の変化

ダンパーの中で最も応答が大きくなった図-2に示すダンパー⑦の履歴応答を図-4に、各モデルにおいてダンパーの最大変位、最大荷重、累積エネルギーと、モデル1の結果に対する各応答の比率を表-2に示す。モデル2のダンパーの応答をモデル1と比較すると、最大変位は約42%小さく、最大荷重は約26%大きかった。このことから、2

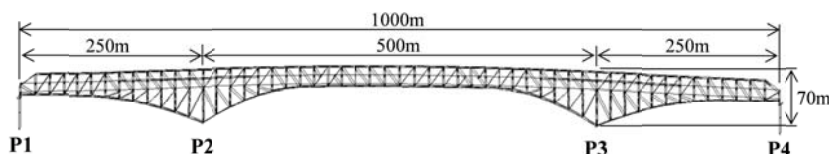


図-1 対象橋梁の概略図

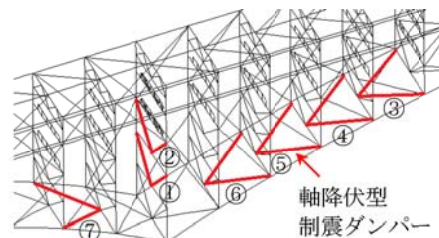


図-2 P3 付近のダンパーの位置

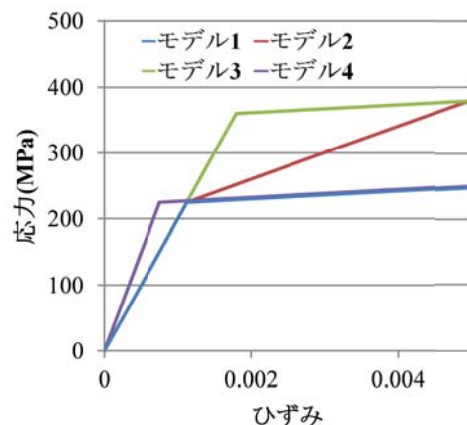


図-3 ダンパーの解析モデル

表-1 各検討モデルにおけるダンパーの特性値

	降伏応力(MPa)	降伏ひずみ	K1(MPa)	K2(MPa)	K2/K1
モデル1	225	0.00113	2.00E+05	6.00E+03	0.030
モデル2	225	0.00113	2.00E+05	4.02E+04	0.201
モデル3	360	0.00180	2.00E+05	6.00E+03	0.030
モデル4	225	0.00075	3.00E+05	6.00E+03	0.020

次剛性の変化はダンパーの最大変位、最大荷重に大きな影響を及ぼすと考えられる。この影響でモデル2の累積エネルギーはモデル1に比べ54%小さかった。モデル3のダンパーの応答をモデル1と比較すると、最大変位は約64%小さく、最大荷重は約42%大きかった。このことから、降伏荷重の変化もダンパーの応答、特に変位に大きな影響を及ぼすと考えられる。また、モデル3のダンパーは、降伏後それほど塑性変形していないため、累積エネルギーは小さくなった。モデル4とモデル1の比較では、大きな変化はみられず、初期剛性の変化がダンパーの応答に及ぼす影響は小さいと考えられる。

3. 2 橋梁側の応答変化

図-5に示す上弦材の節点9か所の橋軸直角方向の最大変位を図-6に示す。変位が大きく生じた橋中央部（節点D、E、F）の応答を比較すると、モデル1に比べ、モデル2は約5%、モデル3は約10%大きくなり、モデル4はあまり変化しなかった。これは、累積エネルギーが小さいモデル2とモデル3では、ダンパーによる減衰があまり働かなかったためと考えられる。

また、ダンパーの周辺部材の応答変化を確認するため、図-7に示すダンパー⑦付近の下弦材、下支材の軸ひずみ応答を調べた。各モデルの最大軸ひずみ応答を表-3に示す。下弦材と下支材①に関しては、上弦材の最大変位応答と同様にダンパーの累積エネルギーが小さいモデルほど軸ひずみ応答が大きくなったが、下支材②はダンパーの累積エネルギーが大きいモデル1、4の方がモデル2、3に比べて軸ひずみ応答が大きくなっており、部材位置によって応答傾向が異なっていた。

4. まとめ

本パラメトリック解析により、制震ダンパーの動特性を考慮することで、ダンパーや橋梁各部の地震時応答が変化することが確認された。制震ダンパーを用いて橋の耐震設計を行う際は、こうしたダンパーの動特性を適切に考慮する必要がある。

参考文献

- 1) 独立行政法人土木研究所：橋梁に用いる制震ダンパーの性能検証法及び設計法に関する共同研究報告書（その1 制震ダンパーの動的挙動に関する振動台加振実験），2012。
- 2) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説V耐震設計編，2002。

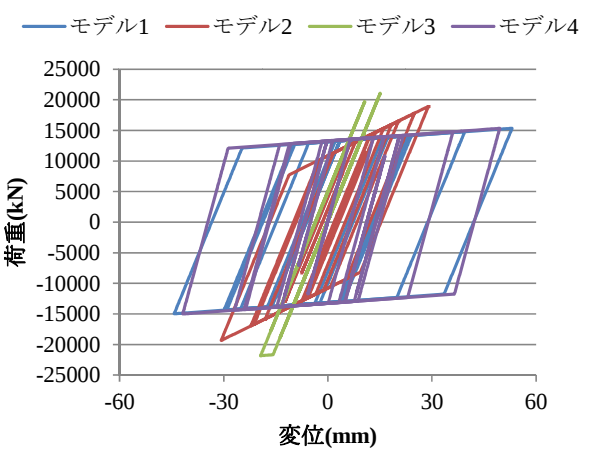


図-4 ダンパー⑦の履歴応答

表-2 ダンパー⑦の最大応答値の比較

	モデル1	モデル2	モデル3	モデル4
最大変位(mm)	53.1	30.7	19.4	49.5
最大荷重(kN)	15348	19339	21821	15335
累積エネルギー(kN・m)	5697	2648	100	5888
モデル1の結果に対する比率	1.00	0.58	0.36	0.93
		1.26	1.42	1.00
		0.46	0.02	1.03

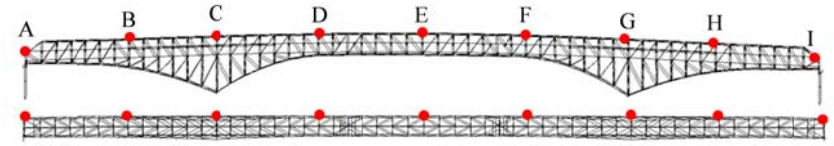


図-5 着目節点

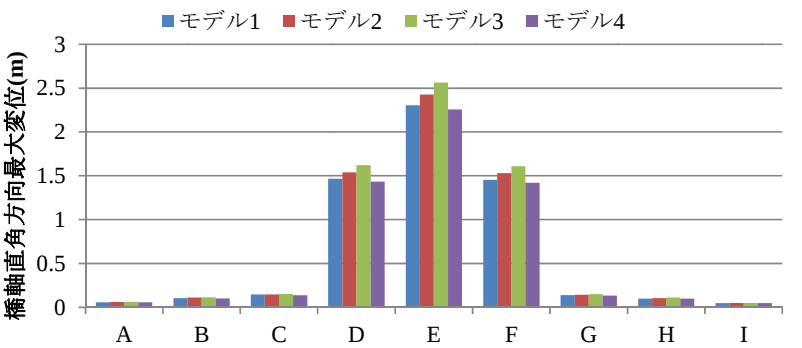


図-6 上弦材の最大変位応答の比較

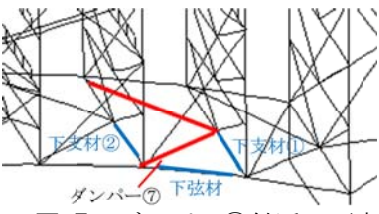


図-7 ダンパー⑦付近の要素

表-3 最大軸ひずみ応答

(単位: μ)

	下弦材	下支材①	下支材②
モデル1	1468	794	1353
モデル2	1505	885	1280
モデル3	1525	946	1286
モデル4	1452	784	1314