

既設上路式鋼アーチ橋に設置する軸降伏型ダンパーのモデル化に関する検討

JFE エンジニアリング (株) 正会員 ○佐藤 崇
(株) IHI インフラシステム 正会員 田嶋仁志
川田テクノシステム (株) 正会員 田巻嘉彦
(株) IHI インフラ建設 正会員 山田智之

(株) IHI インフラシステム 正会員 齋藤 剛
筑波大学大学院 正会員 庄司 学
(株) 横河ブリッジ 正会員 宮井大輔
(株) IHI インフラ建設 正会員 内田達大

1. 目的

既設アーチ橋やトラス橋のレベル2地震動に対する耐震補強においては、橋梁に制震デバイスを組み込み大規模な補強を回避する方法が一般的となっており、特に橋軸直角方向に地震動に対しては制震ダンパーの中でも軸降伏型ダンパー（以降ダンパー）を横構・対傾構などに設置する場合が多い。しかし、ダンパーの構造は使用する製品によっては大きく異なり、その解析モデルも様々であるものの、その解析モデルの違いが橋梁全体の地震応答に及ぼす影響は明確になっていない。そのため、本研究ではダンパーのモデル化の違いが橋梁全体の地震応答に及ぼす影響について検討を行った。

2. 解析条件および検討条件

対象橋梁は一般橋のように簡易的に耐震性能を評価できないアーチ橋とした。橋梁の諸元は橋長 110m，アーチライズ 14.5m の上路式鋼アーチ桁橋であり，昭和 55 年道路橋示方書以前の基準で設計された橋梁とした。地震応答は図-1 に示す設計で一般的に用いられている方法で作成した 3 次元骨組みモデルを用いて，レベル 2 地震動を対象とした非線形動的解析より求めた。ダンパーは図-2 に示すように，アーチリブ下横構に設置することを想定し，ばねでモデル化した。履歴モデルはバイリニアモデルとし，初期剛性 K_1 は図-3 に示すように弾性部材と塑性化部材を直列ばねとして算出した。検討ケースは表-1 に示すように， K_1 と 2 次勾配 K_2 が異なる 6 ケースを行った。 K_1 は製品や降伏荷重によって異なるものの，取換前の既設部材の軸剛性と同等の剛性を K として 0.5 ～ 1.2 倍の範囲ばらつかせ， K_2 は製品化されているダンパーの提案モデルを参考に 2 ケースを設定した。なお，ダンパーの降伏荷重は全てのケースで 300kN としている。入力地震動の方向は橋軸直角方向とし道路橋示方書のレベル 2 タイプ II 地震動を対象とした。

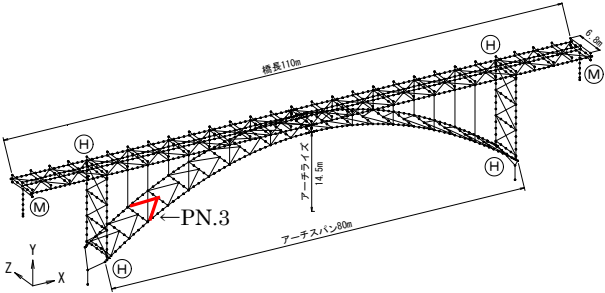


図-1 骨組モデル（現況）

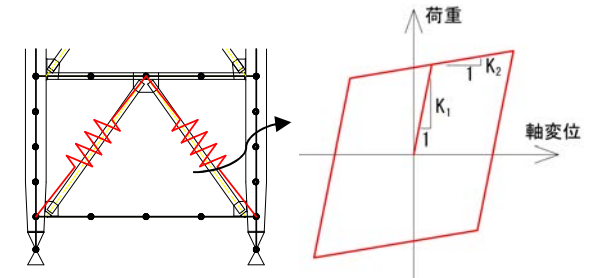


図-2 軸降伏型ダンパーのモデル化

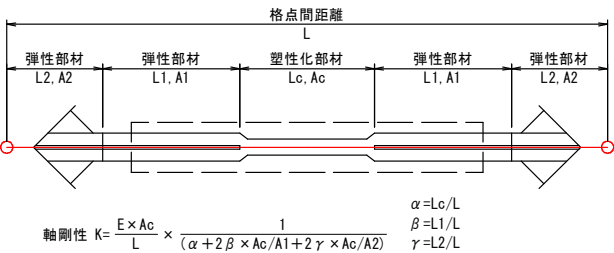


図-3 軸剛性の算出方法

表-1 検討ケース

ケース	初期剛性 K_1		2次勾配 K_2	
	K_1	比較ケース	K_2	比較ケース
現況	$K=134\text{kN/mm}$		—	
Case5-1	K	○	$0.02 \times K_1$	○
Case5-2	$0.8 \times K$	○	$0.02 \times K_1$	
Case5-3	$0.6 \times K$	○	$0.02 \times K_1$	
Case5-4	$0.5 \times K$	○	$0.02 \times K_1$	
Case5-5	$1.2 \times K$	○	$0.02 \times K_1$	
Case6	K		$0.01 \times K_1$	○

キーワード 鋼アーチ橋，上路式，地震応答，制震デバイス

連絡先 〒230-8611 神奈川県横浜市鶴見区末広町 2 丁目 1 番地 TEL：045-505-8911

3. 初期剛性の影響

図-4 に PN.3 に設置したダンパーの荷重変位関係を示す。同図(1)は初期剛性 K_1 が異なる 2 ケースを比較したものである。同図より Case5-4 は Case5-1 に対して K_1 が 0.5 倍であり、 K_2/K_1 は 0.02 と同一であるものの K_1 が小さいため、剛性は全体的に Case5-1 に比べ Case5-4 は小さく若干 Case5-4 の変位が大きい生じるものの履歴としては大きな違いは見られない。一方、図-5(1)に示す橋梁全体の変位は、ダンパーが塑性化するまでに初期剛性の違いが橋梁全体の変形挙動に差異を生じさせているが、ダンパーが塑性化した橋梁橋軸直角方向の変形が最大の時刻では応答に違いは生じていない。図-6 にアーチリブ基部の応答ひずみ ε を降伏ひずみ ε_y で除した値を、 K_1 の異なる各ケースで比較した結果を示す。現況に対して K_1 が異なる全てのケースで $\varepsilon/\varepsilon_y$ は減少するものの、ケース毎には大きな違いはみられない。以上より、耐震性能を照査するうえで最大応答に着目した場合、ダンパーの K_1 の違いは最大応答にはほとんど影響しない。

4. 2次剛性の影響

図-4 (2) には 2 次剛性 K_2 が異なる 2 ケースを比較したダンパーの荷重変位関係を示す。同図より Case5-1 より K_1 が小さい Case6 においても荷重変位関係はほとんど変わらない。同様に、図-5 (2) に示す橋梁全体の変位もほぼ両ケースで違いはみられない。Case5-1 と Case6 の累積エネルギー吸収量を各パネルで比較した結果を図-7 に示す。同図よりダンパーが最も塑性化している PN.3 においても、両ケースでエネルギー吸収量の違いは見られないことから、エネルギー吸収としての観点からも K_2 が橋梁全体系の制震効果に及ぼす影響が小さいことがわかる。以上より、 K_1 が同等の軸降伏ダンパーにおいて K_2 の値が製品ごとに異なっていたとしても、橋梁全体の制震効果に及ぼす影響が小さいことが明らかとなった。

5. まとめ

既設上路式鋼アーチ橋に軸降伏型ダンパーを設置した際のダンパーのモデル化の影響について検討した結果、一般的な軸降伏型ダンパーであれば製品による初期剛性や 2 次剛性に違いがあったとしても、橋梁全体系の応答に及ぼす影響は小さく、本検討では 300kN 程度の小さな降伏荷重のダンパーであれば大きな耐震性向上効果が期待できることが明らかとなった。なお、本研究は鋼橋技術研究会耐震・免震・制震デバイス研究部会（部会長：田嶋仁志）で行われた内容をまとめたものである。

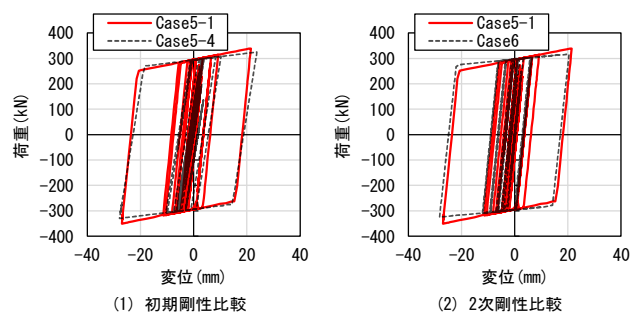


図-4 ダンパーの荷重変位関係 (2 波目_PN. 3)

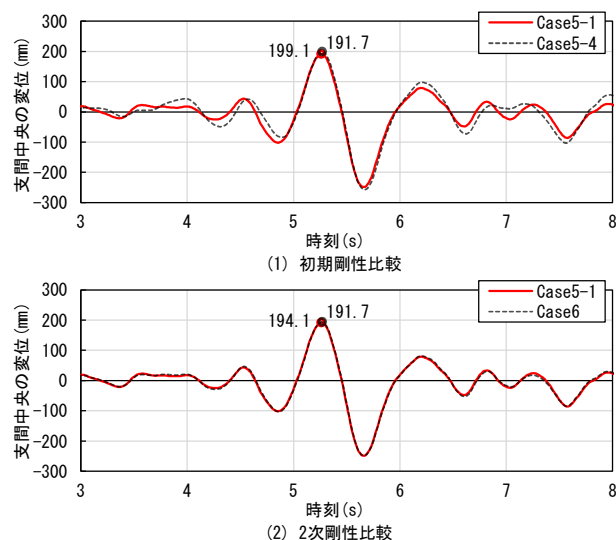


図-5 支間中央桁の変位時刻歴波形 (2 波目)

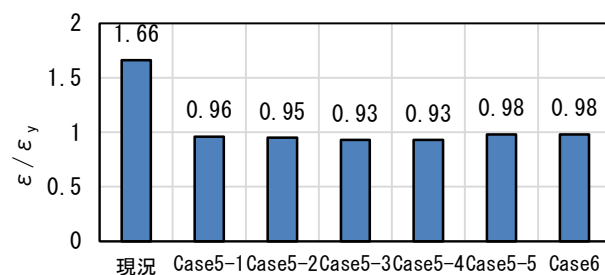


図-6 アーチリブ基部の応答ひずみ

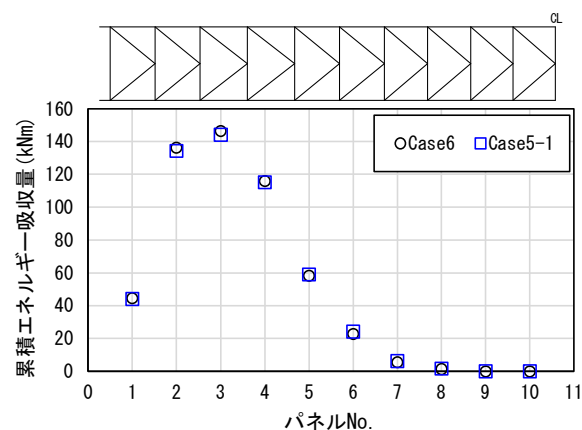


図-7 累積エネルギー吸収量の比較