

既設橋梁の耐震補強に対する 制震装置の適用に関する解析的検討

勝川藤太¹・金子誉²・鈴木猛康³

¹正会員 工修(株)熊谷組 技術研究所 (〒300-22 茨城県つくば市鬼ヶ窪1043)

²正会員 工修(株)熊谷組 技術研究所 (〒300-22 茨城県つくば市鬼ヶ窪1043)

³正会員 工博(株)熊谷組 技術研究所 (〒300-22 茨城県つくば市鬼ヶ窪1043)

大地震に適用可能な橋梁用制震装置として、TMDをベースにてこの原理を利用して制震効果を大きく高めた制震装置を開発している。大地震時に本装置がいかに有効に働くかを検討するために、既設橋梁に本装置を設置したケースについて、橋脚の非線形特性を考慮した非線形地震応答解析を実施し、その有効性を確認した。また、同様の条件下で免震支承を用いたケースとの比較を行い、本制震装置の特徴を明らかにした。

Key Words : TMD-type control device, bridge, non-linear, earthquake response analysis

1. はじめに

兵庫県南部地震後の道路橋の耐震補強工事では、橋脚の変形性能を向上させるための鋼板巻立て工法や鉄筋コンクリート巻立て工法などによる補強のみならず、橋梁全体系の耐震性確保の観点から、地震力の吸収と分散を目的とした免震支承への置換え、落橋防止構造の増強なども多く行われている。しかし、Ⅲ種地盤のような軟弱地盤上の橋梁では、地盤との共振が危惧されるため、免震化工法の採用は敬遠されがちである。また、免震化によって通常橋梁の地震時応答変位は増加することになるが、この変位増加が許容されない構造の既設橋梁も少なくない。このような場合、制震装置の設置による橋梁の高減衰工法が有効であると考えられる。

本報では、筆者らの開発した制震装置(パワフルTMD¹⁾)が耐震補強工法として大地震時にいかに有効に働くかを検討するために、橋脚の非線形特性を考慮した非線形地震応答解析を実施した。また、同様の条件下で免震化工法として高減衰ゴム支承への置換えを行ったケースについても解析を行い、両者を比較検討することで、両工法の特徴を明らかにした。

2. 検討概要

(1) 対象橋梁

検討対象とした橋梁の一般図を図-1に示す。上部構造は3径間連続鋼床版箱桁で橋長210m、支間長

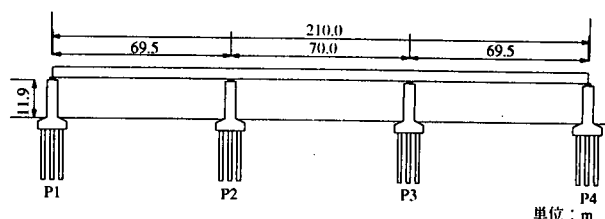


図-1 橋梁一般図

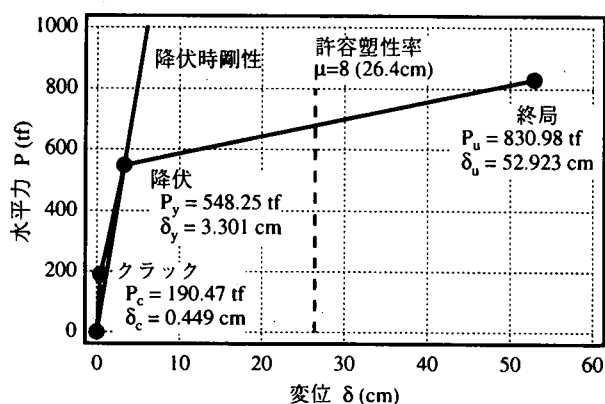


図-2 橋脚の水平力と変位の関係

69.5m+70.0m+69.5m、総重量2850tfである。橋脚は直径3.5mの円形中実断面、橋脚高11.9mのRC構造で、厚さ12mmの鋼板巻立て補強が施してあるものとする。図-2に上部構造慣性力の作用位置における橋脚の水平力と変位の関係を示す。また、図中には復旧仕様²⁾を参考に許容塑性率 $\mu=8$ とした場合の変位も併せて示す。表-1に示すように検討対象ケースは3ケースであり、支承構造は、CASE-1,2は弾性ゴム支承、

CASE-3は高減衰ゴム支承である。下部構造は橋脚基部までを対象とし、モデル化に際しては基部固定の条件とした。地盤種別は、Ⅰで述べた理由からⅢ種地盤とした。

表-1 検討対象ケース

	CASE-1	CASE-2	CASE-3
免震・制震方法	無し	パワフルTMD	免震支承
支承構造	弾性ゴム支承		高減衰ゴム支承

(2)制震・免震方法

本検討では、鋼板巻立て補強によりせん断耐力とじん性の向上は図られているが、これだけでは補強が十分ではない橋脚を検討対象としている。この場合、曲げ耐力を向上させる工法が考えられるが、これによると基礎も含めた大規模な補強が必要となる可能性がある。基礎の補強は避けて橋脚の補強を行うためには、橋に減衰を付加して設計地震力の低減を図る方法が有効である。そこで、減衰を付加する手段として本解析では、制震装置の設置と高減衰ゴム支承の採用の2方法を選定した。

本制震装置は質量比 $\mu=0.01$ 、てこ比 $r_L=5$ として、橋脚の降伏時剛性を用いて求まる橋の固有周期に対して最適設計³⁾した。高減衰ゴム支承は有効設計変位 $U_{Be}=35\text{cm}$ として、橋の固有周期が1.8secになるように設計^{4),5)}した。図-3に高減衰ゴム支承の水平力と変位の関係を示す。

3. 解析方法

(1) 解析モデル

解析の対象とする橋梁は図-1に示す3径間連続橋であるが、中間橋脚P2とそれが支持する上部構造橋桁部分からなる系を取り出した単橋脚モデルで代表させ、橋軸方向の地震応答を対象とする図-4に示す解析モデルとした。図のように上部構造は1質点に置換え、橋脚は曲げによる非線形履歴特性を反映

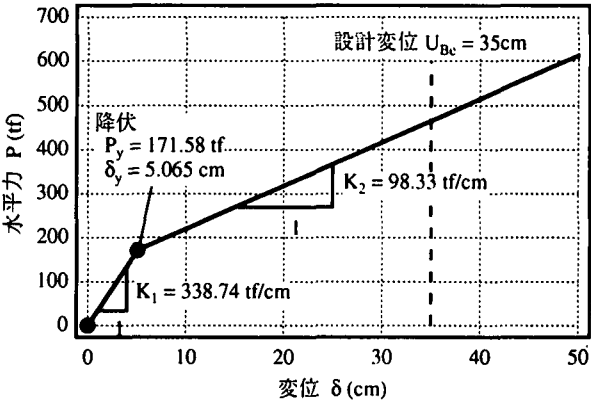


図-3 高減衰ゴム支承の水平力と変位の関係

させるために剛性低下型のトリリニアモデルを用いた非線形梁要素でモデル化した。この要素の履歴特性は、前述の図-2のとおりである。図-4(a)はCASE-1のモデルを示したもので、弾性ゴム支承は線形バネ要素でモデル化した。図-4(b)に示すCASE-2も同様に弾性ゴム支承をモデル化し、制震装置の重錘は1質点で代表させ、反力フレームの質量は無視した。さらに、てこをモデル化するために、反力フレームの変位 u_{Frame} は、橋桁と橋脚頂部の変位 u_{Girder} 、 u_{Pier} の関数として式(1)で与えた。

$$u_{Frame} = r_L (u_{Girder} - u_{Pier}) + u_{Pier} \tag{1}$$

最後に、図-4(c)に示すCASE-3では、高減衰ゴム支承を図-3で表される履歴特性を持ったバイリニア型の非線形バネ要素でモデル化した。

(2)入力地震動

建設省土木研究所作成のⅢ種地盤用標準波（レベル2）⁴⁾と兵庫県南部地震において東神戸大橋近傍の地盤上で観測された加速度記録の橋軸直角成分の2波を、入力地震動として用いた。前者は、大振幅が何度も繰返して作用するタイプの地震動であり、一方後者は、衝撃タイプの地震動である。

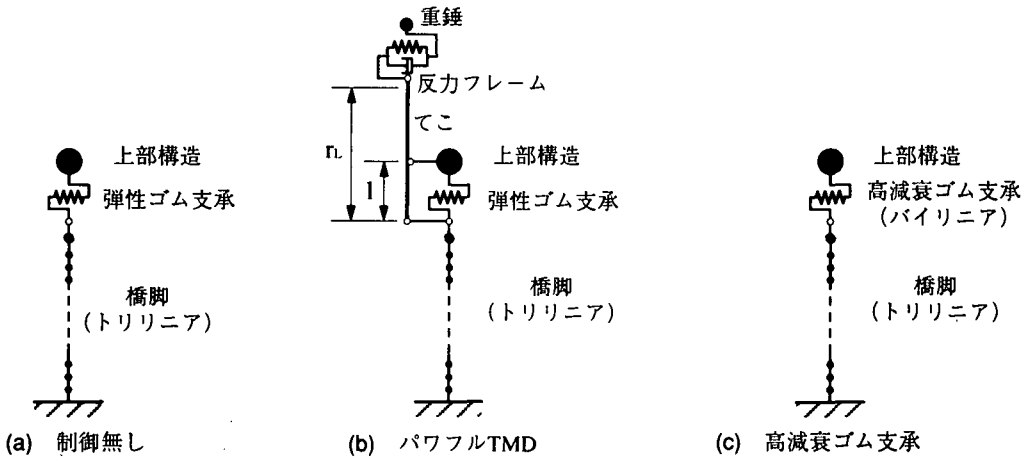


図-4 解析モデル

4. 解析結果

(1)主桁と橋脚頂部の時刻歴応答変位

図-5(a)はⅢ種地盤用標準波を入力したときの主桁の応答変位の時刻歴波形を示したものである。CASE-2では、2.5s付近の応答がCASE-1と比較して40%以上低減されており、地震動の初期段階から本装置が制震効果を発揮していることがわかる。一方、CASE-3では、全地震動継続時間にわたって全般的に、主桁の応答変位がCASE-1より大きくなっており、また一旦大きな応答変位を経験した直後には、反対方向にも同程度の応答変位が出る傾向にある。図-5(b)は橋脚頂部の応答変位の時刻歴波形を示したものである。図のようにCASE-2では、主桁同様、地震動の初期段階である1.8s付近の応答がCASE-1と比較して約40%低減されており、制震装置が制震効果を発揮していると言えるが、後半部の40.0s以降で制震効果がやや落ちている。これは、入力地震動後半部の卓越振動数の変化に、制震装置が対応しきれなかったためであると考えられる。これに対して、高減衰ゴム支承では全地震動継続時間を通して高い制震効果を発揮していると言える。

図-6(a)は東神戸大橋記録を入力したときの主桁の応答変位の時刻歴波形を示したものである。東神戸大橋記録は従来のTMDではあまり制震効果が期待できない衝撃波タイプの地震動であるが、CASE-2では7.0s付近のピーク応答時でも約30%低減しており、その後は主桁の応答を約1/3に低減させている。一方CASE-3では、Ⅲ種地盤用標準波と同様、応答変位がCASE-1に比べて増幅しており、大きな応答変位を経験した直後に反対方向にも同程度の応答変位が出る傾向が顕著である。図-6(b)は橋脚頂部の応答変位の時刻歴波形を示したものである。CASE-2では、7.0s付近のピーク応答を半減させており、制震装置の追従性の良さを証明していると言える。また、CASE-3は全継続時間を通して高い制震効果を発揮しており、衝撃的な入力に対する応答を約87%低減させている。

CASE-2では20.0s以降でほとんど応答変位が出ていないのに対してCASE-3では、制御無しと同程度のほぼ一定振幅の応答変位が継続していることが図-6(a)、(b)に共通して見られる。これは、地震動後半部の100gal程度の入力に対して、制震装置は有効に制震効果を発揮するのに対して、高減衰ゴム支承ではまだ塑性域に入らず、弾性応答したためである。

(2)最大応答値の低減率

表-2は、各ケースの橋脚頂部の最大応答変位、上下部構造間の最大相対変位と、CASE-1の応答を基

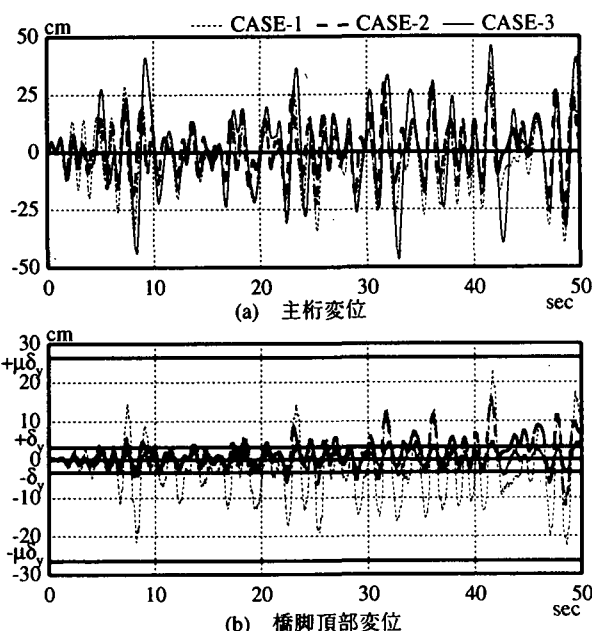


図-5 応答変位波形（Ⅲ種地盤用標準波）

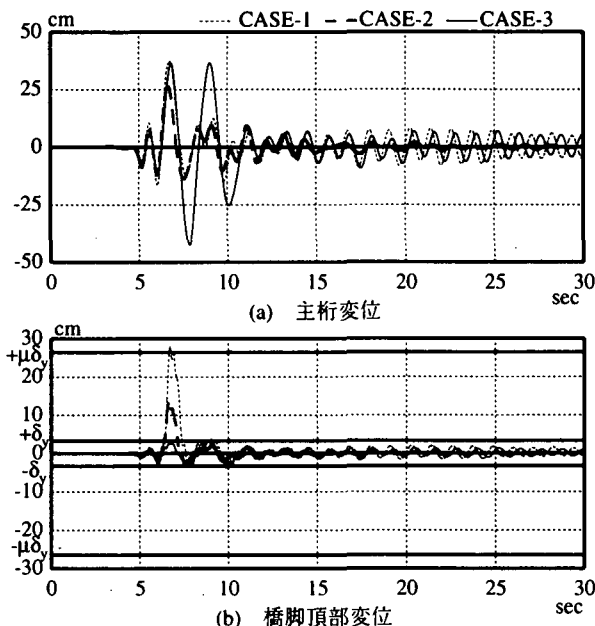


図-6 応答変位波形（東神戸大橋）

準としたCASE-2、3の低減率を示したものである。

まず、橋脚頂部の最大応答変位であるが、CASE-2で約38、52%、CASE-3で約81、87%低減されている。CASE-1の応答は、Ⅲ種地盤用標準波、東神戸大橋ともに許容塑性率付近であるが、CASE-2では最大応答塑性率は5以下となり許容値を十分に満足する。また、CASE-3では最大応答塑性率が1.5以下に大きく低減されている。

次に、上下部構造間の最大相対変位であるが、CASE-2では20%強低減されて15cm程度である。一方、CASE-3では100%以上増幅されて40cm以上の相対変位が生じており、隣接桁同士の衝突に対する配慮や大きな伸縮装置・落橋防止構造が必要となる。

表-2 最大応答値と低減率

	Ⅲ種地盤用標準波					東神戸大橋				
	CASE-1	CASE-2	低減率	CASE-3	低減率	CASE-1	CASE-2	低減率	CASE-3	低減率
橋脚頂部変位	-25.70 cm	15.98 cm	37.82 %	4.85 cm	81.13 %	28.03 cm	13.54 cm	51.69 %	3.64 cm	87.01 %
応答塑性率	7.79	4.84		1.47		8.49	4.10		1.10	
主桁と橋脚の相対変位	-18.43 cm	14.47 cm	21.49 %	-40.62 cm	-120.40 %	19.60 cm	14.95 cm	23.72 %	-39.05 cm	-99.23 %

(3)制震装置の挙動

表-3は、制震装置のてこによる橋脚頂部への最大反力を示したもので、反力は水平耐力のそれぞれ21、14%程度である。図-7は、東神戸大橋記録における最大せん断力発生時刻付近の橋脚頂部に作用する水平外力の応答波形を整理したものである。上図のように制震装置の反力と支承反力の位相はずれており、制震装置の反力はむしろせん断力を低減する効果の方が大きいと考えられる。その結果、下図のように、橋脚に作用するせん断力は、制震装置の設置により、制御無しの場合より低減されている。

なお、橋脚頂部と制震装置の反力フレームの最大相対変位はⅢ種地盤用標準波、東神戸大橋記録でそれぞれ90、75cm程度、反力フレームと重錘の最大相対変位はそれぞれ150、100cm程度となった。

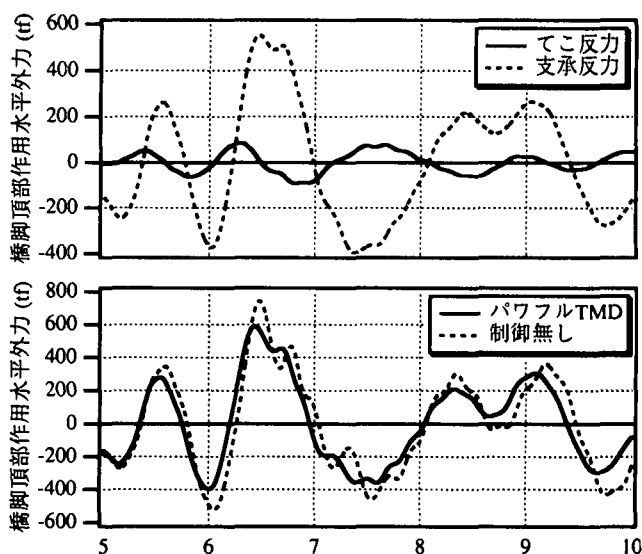


図-7 橋脚頂部作用力

5. まとめ

本検討により得られた結論を以下にまとめる。

- 1) 制震装置を橋脚に設置することで、Ⅲ種地盤用標準波のような大きな振幅が何度も繰返し作用するタイプや、東神戸大橋のような衝撃的なタイプのいずれの大地震に対しても、曲げ耐力に対する補強を行わずに、橋脚の応答を許容塑性率以下の安全な範囲に抑えることが可能となることが示された。
- 2) 上下部構造間の相対変位は、本制震装置の設置により大きく低減させることができるが、高減衰ゴム支承に置換えた場合には逆に増大する。免震化工法採用による隣接桁同士の衝突が危惧される場合、本制震装置の採用が有効である。
- 3) 橋脚頂部に作用する制震装置の反力と支承反力の位相はずれるため、橋脚に作用するせん断力は、制震装置の設置により増加しない。

謝辞：本報文をまとめるにあたり、住友金属工業(株)の井澤衛室長、利根川太郎氏には貴重な議論、助言をして頂きました。ここに記して謝意を表します。

表-3 制震装置の最大反力

	Ⅲ種地盤用標準波	東神戸大橋
①制震装置の最大反力	142.04tf	92.51tf
②水平耐力	679.89tf	
①/②	0.209	0.136

参考文献

- 1) 建設省土木研究所、他：高減衰材料を用いた長大橋の免震技術の開発に関する共同研究報告書（その1～3），1994.3，1995.3，1996.3
- 2) 日本道路協会：「兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係る仕様」の準用に関する参考資料（案），1995.6
- 3) 金子誉，勝川藤太：橋梁用制震装置“パワフルTMD”の基礎理論と制震効果の検討，熊谷組技術研究報告，NO.55，pp.13～20，1996.10
- 4) 建設省：道路橋の免震設計マニュアル（案），土木研究センター，1992.10
- 5) HDR研究会：高減衰ゴム支承共通設計式（案），1996.11