

2段階摩擦型及び非線形粘性型制御を用いた 橋梁の地震応答特性

中村剛¹・Anat Ruangrassamee²・川島一彦³

¹東京工業大学大学院 理工学研究科(〒152-8552東京都目黒区大岡山2-12-1) E-mail:gohgoh@cv.titech.ac.jp ²チュラロンコ大学助教授, Ph. D (Phayathai Rd., Patumwan, Bangkok 10330, Thailand) E-mail: fcearr@eng.chula.ac.th ³東京工業大学教授(〒152-8552東京都目黒区大岡山2-12-1) E-mail:kawasima@cv.titech.ac.jp

兵庫県南部地震以降、橋梁には地震応答に対する追従性のよい積層ゴム支承が用いられ,耐震性の向上 が図られている.しかし,大規模地震時には橋脚高さ10m程度の一般橋でも,容易に±0.5m程度の応答が 生じるため,付加ダンパーを用いてエネルギー吸収を増加させることが有効であると考えられる.本研究 では,積層ゴム支承で支持された一般橋を対象に,バリアブルダンパーを付加ダンパーとして用いること により,地震応答がどの程度低減されるかを検討した。付加ダンパーの減衰力履歴には粘性減衰型及び非 線形粘性減衰型,摩擦型及び2段階摩擦型の4モデルを用いた.その結果,入力地震動によって効果は異な るが,橋脚基部の塑性化及び桁の応答の低減にバリアブルダンパーの設置が効果的であることがわかった.

Key Words : Variable Damper, Semi-Active Control, Nonlinear Dynamic Analysis, Bridge, Seismic Response

1.はじめに

兵庫県南部地震以降,積層ゴム支承が広く用いられる ようになった.鋼製支承に比較して,積層ゴム支承は桁 の地震応答に追従することができ,維持管理上も優れて いる.しかしながら,積層ゴム支承を用いると,兵庫県 南部地震クラスの断層近傍地震動の作用下では,橋脚高 さ 10m 程度の高架橋でも,容易に±0.5m 程度の応答が 桁に生じる.従来の鋼製支承では、桁と橋脚間に応答が 生じないように設計したはずでも,大地震時には鋼製支 承が破壊し,桁が橋脚に対して予期しない大きな変位を 生じる結果,落橋等の重大な被害が生じてきたことを考 慮すれば,積層ゴム支承の採用は耐震性の向上にとって プラスと考えられる.しかし、一方では,桁の応答変位 が大きくなったことから,新たなタイプの被害が生じな いように注意しておく必要がある.

積層ゴム支承で支持された橋の応答変位を低減するためには,付加ダンパーを用いて橋のエネルギー吸収を増加させ,地震応答を引き下げることが有効ではないかと考えられる.付加ダンパーとしては、減衰力を橋の地震応答に応じて変化できるバリアブルダンパー¹⁾が有効と

考えられる。

ここでは,バリアブルダンパーを付加ダンパーとして 用いることにより,積層ゴム支承で支持された一般的な 規模の桁橋の地震応答がどの程度低減されるかを検討し た結果を示す.

2.解析対象橋及び解析モデル

解析対象とするのは,幅員 12m,橋長 40@5=200mの 5 径間連続鋼 I 桁橋のうち,図-1 に示すように 1 基の橋 脚とそれが支持する上部構造部分から構成される構造系 である.図中には後述する解析モデルも示している.地 盤種別は 種地盤である.この橋は平成8年道路橋示方 書に基づき,地震時保有水平耐力法により耐震設計され ている.

1 基の PI 橋脚が分担する上部構造重量は 6.96MN であ り、基本固有周期は 1.3 秒である。積層ゴム支承は平面 寸法が 900×900mm,ゴム総厚が 80mm であり、1 橋脚 あたり 2 基の積層ゴム支承を併せて水平剛性は 19.8MN/mである.



図1 解析対象橋脚及び解析モデル

バリアブルダンパーは,桁と橋脚頂部の間に設置する こととする.バリアブルダンパーの制御則については3 章に示す.橋脚基部の塑性ヒンジ区間における曲げモー メント~曲率の履歴特性は,タイプ 地震動を想定し, 道路橋示方書に基づいて求めた.

解析では,橋軸方向の応答を対象とし,図-1 に示し たように2次元の骨組構造モデルを用いる.橋脚基部の 塑性ヒンジ区間は,降伏剛性を1次剛性として持つよう にバイリニア型に修正した Takeda 型モデルによって表 し,積層ゴム支承は線形ばねによって表す.減衰は Rayleigh 減衰によって与えることとし,桁及び橋脚の減 衰定数を2%,フーチングの減衰定数を15%と仮定した. 積層ゴム支承は完全弾性体と仮定し,エネルギー吸収は 生じないものとした.エネルギー比例減衰法に基づいて, 1次及び2次の減衰定数をそれぞれ 1.9%, 8.0%と求め, これより Rayleigh 減衰の2つの定数を求めた.

入力地震動には兵庫県南部地震において神戸海洋気象 台で観測された NS 成分記録(以下 JMA Kobe 記録), 及び JR 鷹取駅で観測された EW 成分記録(以下 JR 鷹取 駅記録)を用いた.

ダンパーのエネルギー吸収 *E*_d 及び橋脚基部の塑性ヒンジ区間におけるエネルギー吸収 *E*_cは, それぞれ次式のように算出できる.

$$E_d = \int F_D \cdot \dot{u} dt \tag{1}$$

$$E_c = L_P \cdot \int M \cdot \dot{\phi} dt \tag{2}$$

ここで, F_d はダンパーの減衰力, uはダンパーの相対 速度, L_p は塑性ヒンジ長, Mは橋脚の塑性ヒンジ区間に 作用するモーメント, ϕ は塑性ヒンジ区間の曲率速度 である.

3.減衰力の履歴モデル

付加ダンパーとしては,式(3)~(6)に示すように,粘 性減衰型,非線形粘性減衰型,摩擦型,2段階摩擦型の 4 種類の減衰力履歴モデルを用いる.粘性減衰型とは, 粘性係数 cを有し,桁と橋脚間の相対速度iに比例する 減衰を与えるものであり,非線形粘性減衰型とは,最大 減衰力 F_{Dy} に達すると減衰力が降伏するようにしたもの である.2 段階摩擦型は摩擦型に改良を加えたもので, 摩擦力 F_F を大きくしても,桁と橋脚がロックしないよ うに,桁と橋脚間の相対速度iがある値 i_c 以下となっ た場合には,減衰力 F_F をある割合 $\alpha(\alpha < 1)$ だけ減少さ せるようにしたものである³⁴.

$$F_D = c\dot{u} \tag{3}$$

$$F_D = c\dot{u} \quad \hbar t \dot{t} \cup , \ \left| c\dot{u} \right| \le F_{Dy} \tag{4}$$

$$F_D = \begin{cases} F_F \cdots & \dot{u} > 0\\ -F_F \cdots & \dot{u} < 0 \end{cases}$$
(5)

$$F_{D} = \begin{cases} F_{F} \cdots \dot{u} > \dot{u}_{C} \\ \alpha F_{F} \cdots & 0 < \dot{u} \le \dot{u}_{C} \\ -\alpha F_{F} \cdots & -\dot{u}_{c} \le \dot{u} < 0 \\ -F_{F} \cdots & \dot{u} < -\dot{u}_{c} \end{cases}$$
(6)

減衰力履歴モデルを使用する際には各パラメータをどの程度の値とするかが重要であるが,その決定方法は確立されていない.本解析では,上部構造重量の約半分に相当する減衰力 3.92MN を基準として各パラメータを設定した.これは,大規模地震発生時の上部構造の振動を抑えるには,重量の半分程度の減衰力が必要であるという考えに基づいている.

粘性減衰型の場合には,粘性係数 cを決める必要があ るが,ここでは粘性係数 cを 3.92MN/m とした.これは, ダンパーを設置しない場合の桁~橋脚間の最大応答相対 速度が 1.9m/s であることから,ダンパーを設置したこと による応答速度の低下を考慮し,ダンパーの応答相対速 度が 1.0m/s の時点で基準の減衰力 3.92MN に達するよう にしたものである.非線形粘性減衰型の場合には,降伏 減衰力 F_{Dy} を基準とする減衰力 3.92MN の 75%に相当す る 2.94MN とした.摩擦型減衰では,摩擦力 F_F を 0.98MN と 3.92MN の 2種類の場合について解析すること とし,2 段階摩擦型の場合には,応答速度 \dot{u}_c が 0.75m/s 以下となった場合には, $\alpha = 0.4$ とした.一定摩擦力 F_F を基準の減衰力 3.92MN とその 25%に相当する 0.98MN としたのは,減衰力 F_F の大小が桁~橋脚間の相対運動 に与える影響を調べることを目的としている.

4.ダンパーを設置しない場合の応答

ダンパーを設置していないとJMA Kobe 記録及びJR鷹 取駅記録が作用した場合にどの程度応答が生じるかを示



した結果が図-2,図-3,及び図-4 である.JMA Kobe 記録を入力した場合には,桁には最大で 0.469m の応答変位が生じ,橋脚頂部の最大応答は 0.182m,桁~橋脚間の最大相対変位は 0.317m となる.橋脚は塑性ヒンジ区間で大きく降伏し,変位応答じん性率は 4.8 となる.また,橋脚基部の塑性化によるエネルギー吸収は 1.63MNである.

これに対して,JR 鷹取駅記録を入力とした場合には, 桁及び橋脚頂部にはそれぞれ0.657m,0.339mの応答変位 が生じ,JMA Kobe 記録を入力した場合と比較して,桁 では40%,橋脚では86%応答が増加する.また,橋脚の 変位応答じん性率は9.2 に達する.

5.粘性減衰型モデルで制御した場合の応答

以上の応答に対して,バリアブルダンパーを桁~橋

脚頂部間に設置し、それを粘性減衰型及び非線形粘性 減衰型として制御した場合の桁及び橋脚の地震応答を 求めた . 図-5, 図-7の実線は, JMA Kobe 記録を入力し, ダンパーを粘性減衰型として制御した場合の応答であ る.ダンパーに生じる最大減衰力は 4.57MN,桁の最大 応答変位は 0.182m,橋脚頂部の最大応答変位は 0.072m となる.前述したダンパーを設置しない場合と比較す ると,桁,橋脚ともに 40%程度に応答が低下している. 桁~橋脚間の最大相対変位も 0.137m に減少する.この 程度の応答であれば、伸縮装置が吸収可能な相対変位 から見て,現状でもおよそ問題のないレベルと考えれ られる.また,橋脚基部の変位応答じん性率も1.7に減 少し,ダンパーを設置しなかった場合の 35%となる. JR 鷹取駅記録を入力した場合の結果はここに示さない が,ダンパーには 3.87MN の最大減衰力が生じ,桁や橋 脚の応答は JMA Kobe 記録を入力とした場合とほぼ同程 度低減された.以上のように,粘性減衰型の付加ダン



パーを設置することにより,桁~橋脚天端間の相対変 位を抑えることができ,橋脚基部の塑性化を大きく低 減することができる.

これに対して,バリアブルダンパーを降伏減衰力 $F_{D_p}=2.94$ MN の非線形粘性減衰型として制御した場合の 応答を JMA Kobe 記録を入力した場合を例に示した結果 が図-6,図-7 の点線である.上述したように,粘性減 衰型として制御した場合の最大減衰力は 4.57MN である から,降伏減衰力 $F_{D_p}=2.94$ MN はこの 64%に相当してN る。最大応答変位は,桁では 0.21m,橋脚天端では 0.058m であり,桁~橋脚間の最大応答変位は 0.170m, また,橋脚の変位応答じん性率は 1.3 となる.上述した 粘性減衰型ダンパーを用いた場合に比較して、桁の変 位や桁~橋脚間の相対変位はそれぞれ 16%,24%増加す るが,橋脚の変位応答じん性率は粘性減衰型ダンパー を用いた場合の 24%に小さくなる.これは最大減衰力 が降伏減衰力 F_D=2.94MN に抑えられる結果,桁から橋 脚へ伝達される水平力が減少するためである.橋脚の 塑性化を抑えるためには,非線形粘性型制御は優れて いる.図-8 に示すように,降伏減衰力 F_{Dy}を導入する ことにより,ダンパーのエネルギー吸収は 3.76MNm と なり,粘性減衰型ダンパーの場合の 3.67Mm と比較して 2%微増する.粘性減衰型と比較すると最大減衰力は小 さいが,桁と橋脚間の相対変位量が大きいため,全体 ではほぼ同程度のエネルギー吸収を得ることができる. 一方,IR 鷹取駅記録を入力とした場合の結果はここに 示さないが,粘性減衰型で制御した場合とほぼ同じ応 答を示した.



図-9 摩擦型制御(Fr=0.98MN)による付加ダンパーを設けた場合の地震応答(JMA Kobe 記録)



図-10 摩擦型制御(F=0.98MN)による付加ダンパーを設けた場合の地震応答(JR 鷹取駅記録)



6. 摩擦型モデルで制御した場合の応答

バリアブルダンパーを摩擦型制御し、摩擦力を $F_F=0.98$ MN とした場合の応答を,JMA Kobe 地震動を入 力させた場合について示すと図-9,図-13のようになる. 桁及び橋脚頂部の最大変位はそれぞれ0.248m,0.054m, 桁~橋脚間の最大相対変位は0.208mであり,この程度 であれば,エキスパンションジョイントの遊間から見 て,現状でも問題のないレベルといえる.橋脚の変位 応答じん性率も1.2と小さく,ダンパーを設置しない場 合と比較すると,桁変位は52%,橋脚基部の変位応答 じん性率は25%に抑えることができる.これに対して JR 鷹取駅記録を入力とした場合の応答を図-10,図-14 に示す.桁及び橋脚頂部には最大でそれぞれ0.55m, 0.24m の変位が生じ,桁~橋脚間の相対変位も最大で 0.312m に達する.このため,橋脚の変位応答じん性率 は 6.4 と大きい.ダンパーを設置しない場合と比較すれ ばいずれの応答量も 70~80%に低減されているが,応 答としては過大である.入力地震動に対して摩擦力 *F_F* が小さすぎることが原因として挙げられる.

それでは,摩擦力を $F_F=3.92$ MN と大きくするとどうな るかを示した結果が図-11,12である.JMA Kobe 記録を 入力とした場合には、桁及び橋脚頂部の最大応答変位は, それぞれ 0.287m,0.177m となり,桁~橋脚間の最大相 対変位は 0.111m である.橋脚の変位応答じん性率は4.7 となる.上述した付加ダンパーを設置しない場合と比較 すれば,いずれの応答値もも多少小さくなっているが, 摩擦力を 0.98MN とした場合に対して,桁変位は116%, 橋脚の変位応答じん性率は391%とそれぞれ増加する.



また,桁変位は全体に正側に偏った応答となり,最終的 に桁には 0.038m の残留変位が生じる.このため,橋脚 基部の塑性ヒンジ領域には、正側に偏って曲率が生じる。 桁~橋脚間には相対変位があまり生じておらず,桁と橋 脚間がロックされていることがわかる.

図-14 は累積エネルギー吸収を示した結果である.摩 擦力 $F_{F}=0.98$ MN の場合には,ダンパーでは 2.95MN のエ ネルギー吸収が生じるが,摩擦力 $F_{F}=3.92$ MN の場合に は,ロックが生じたことによりダンパーによるエネルギ ー吸収が 1.53MN と,摩擦力 $F_{F}=0.98$ MN の場合の 52%に 減少する.一方,摩擦力 F_{F} が 3.92MN の場合には,橋脚 基部が大きく非線形域化するため,これによるエネルギ ー吸収は,ダンパーによるエネルギー吸収と同程度の 1.64MN に増加する.

一方, JR 鷹取駅記録を入力した場合には,桁及び橋

脚天端の最大応答がそれぞれ 0.133m, 0.010m, 橋脚の変 位応答じん性率が 2.4 となる.ダンパーを設置しない場 合と比較すると,桁,橋脚天端の変位,及び変位応答じ ん性率がそれぞれ 20%, 29%, 26%に低下する.図-15 からもわかるように, JR 鷹取駅記録を入力とした場合 にも,桁~橋脚間の相対変位はダンパーによって拘束さ れ相対変位は小さい.つまり,桁と橋脚がほぼロックさ れた状態になる.桁~橋脚間が完全にロックされた状態 では固有周期は 0.6% と短くなることから,橋脚の塑性ヒ ンジも含めて,橋の地震応答は全体として小さいレベル に落ち着いたと考えれる.しかし,これはあくまでも JR 鷹取駅記録のように,周期 0~1s付近で応答が小さい 地震動が作用した場合の結果であり,前述した JMA Kobe 記録のように短周期でも大きい地震動が作用した 場合には成立しない.



7.2段階摩擦型モデルで制御した場合の応答

上述と同じく,摩擦力を $F_F=3.92$ MN としたまま、 =0.4 として 2 段階摩擦型制御した場合の応答が図-17, 図-18 である.JMA Kobe 記録を入力とした場合には,桁 及び橋脚頂部には最大でそれぞれ 0.174m、0.061m の応 答変位が生じ、桁~橋脚間には最大で 0.145m の相対変 位が生じる.このときの橋脚の変位応答じん性率は 1.4 となる.したがって、2 段階摩擦型制御をした場合には、 摩擦力を 3.92MN として摩擦型ダンパーを用いた場合に 比較して、桁変位では61%、変位応答じん性率では30% に応答が小さくなる.ただし,桁~橋脚間の相対変位は 31%に増加するが,2段階摩擦型制御をした場合には摩 擦型制御のように桁~橋脚間がロックしないため, *F_r=3.92MN*とした摩擦型の場合のようにいずれかの方向 に偏った応答とはならない.

JR 鷹取駅記録を入力した場合には,桁及び橋脚頂部の最大変位は 0.288m, 0.097m となる.摩擦力 F_F=3.92MN とした摩擦型制御と比較すると,橋脚頂部の応答がほぼ同じであるのに対して,桁の応答変位は 216%に増加す

る.これは,上述したように摩擦型制御した場合には桁 と橋脚がほぼ完全にロックしたが,2段階摩擦型ではロ ックしないためである.このため,桁~橋脚天端間には 最大0.191mの相対変位が生じる.

7.結論

付加ダンパーとしてバリアブルダンパーを用いた場合 に、減衰力履歴が橋の地震時応答に与える影響について, 非線形地震応答解析により検討した.本検討結果から得 た結論をまとめると以下のようになる.

1)粘性型付加ダンパーに生じる最大減衰力の64%に相当 する2.94MNで降伏するようにした非線形粘性減衰型付 加ダンパーを用いると、JMA Kobe 記録に対しては,粘 性型ダンパーを用いた場合に比較して、桁の応答変位は 116%と微増するが、橋脚の変位応答じん性率では76% に小さくすることができる.非線形粘性減衰型ダンパー は,桁変位を同程度に抑えながら,橋脚に作用する水平 力をが小さくできるため,橋脚の塑性化を軽減できると いう特徴を有している.

2) 摩擦力を 0.98MN と桁重量 6.96MN の 14%にした摩擦 型付加ダンパーを設置すると、JMA Kobe 記録に対して は,付加ダンパーを設置しない場合に比較して、桁の応 答変位では52%、橋脚の変位応答じん性率では25%と応 答を小さくすることができる。一方,JR 鷹取駅記録に 対しては摩擦力が不十分なため,十分な低減効果を得ら れない.

 3) 摩擦力を桁重量 6.96MN の 56% (3.92MN)と、上記 3) よりも大きくした摩擦型付加ダンパーを設置すると、摩 擦力を 0.98MNとした場合と比較して、JMA Kobe 記録に 対しては桁変位で 116%、橋脚の変位応答じん性率では 391%と応答は大きくなる。これは、桁と橋脚間がロッ クされ、エネルギー吸収が限定されるためである。JR 鷹取駅記録に対しては,桁が橋脚とほぼ完全にロックさ れる結果,固有周期が短かくなり,応答は必ずしも大き くならない.

4) 桁と橋脚間の応答速度が 0.75m/s 以下となった場合に、 摩擦力を上記 3)の 40%に低下させる 2段階摩擦型ダンパ ーを設置すると、JMA Kobe 記録に対しては,上記 3)の 応答に比較して桁の応答変位では 61%、橋脚の変位応答 じん性率では 30%に応答を小さくすることができる。JR 鷹取駅記録を作用させた場合にはに対しては,桁~橋脚 間の相対変位が増加し,上記 3)の応答に比較して桁変位 が 216%に増加するが,橋脚の変位応答じん性率はほと んど変化しない.2 段階摩擦型ダンパーは,入力地震動 に関わらず橋脚基部の塑性化を小さい範囲に抑えること ができる.ただし,桁変位は入力地震動の影響を受ける ため,この点については注意が必要である.

参考文献

 Kawashima, K. & Unjoh, S., (1994), "Seismic Response Control of Bridges by Variable Dampers," Journal of Structural Engineering, ASCE, pp. 2583-2601,120-9.

 Anat Ruangrassamee & Kawashima, K., (2001), "Experimental Study on Semi-Active Control of Bridges with Use of Magneto-rheological Damper," Journal of Structural Engineering, JSCE, Vol.47A, pp.639-650.

3) Ruangrassamee, A., and Kawashima, K.,: The Effect of Variable Damper for Controlling Nonlinear Response of Bridges, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Accepted for Publication.

(2003.6.30 受付)

Seismic Response of an Isolated Bridge with Supplemental Dampers Controlled by Nonlinear Viscous and Two-Step Frction Model

Goh Nakamura, Anat Ruangrassamee, and Kazuhiko Kawashima

Since 1995 Kobe earthquake, seismic isolation has been used for multi-span continuous highway bridges. It is well known that the lateral deck displacement often reaches plus/minus 0.5m under a strong ground motion. So, using supplemental dampers must be effective to enhance energy dissipation and mitigate seismic response. This paper presents an effect of supplemental dampers to mitigate the deck displacement. Both nonlinear viscous dampers and the two-step friction dampers are used for application to a 10 m tall standard highway bridge. Through a series of nonlinear dynamic analyses, it is found that the supplemental dampers are effective to reduce the deck displacement with the column plastic rotation being almost the same.