

スライド部を有する座屈拘束ダンパーを可動支承に 併設して補強した橋梁の耐震性能評価

萩原 健一¹・塩田 啓介²・内藤 仁志³・秋山 充良⁴

¹正会員 JFEシビル株式会社 社会基盤事業部（〒111-0051東京都台東区蔵前2-17-4）

²正会員 修(工) JFEシビル株式会社 技術部（〒111-0051東京都台東区蔵前2-17-4）

³JFEシビル株式会社 社会基盤事業部（〒111-0051東京都台東区蔵前2-17-4）

⁴正会員 博(工) 早稲田大学教授 創造理工学社会環境工学科（〒169-8555東京都新宿区大久保3-4-1）

1. はじめに

座屈拘束ダンパー（以下、ダンパー）は、補剛材によって軸力材の座屈を防止した鋼製履歴型ダンパーであり、建築物の制振デバイスとして多用されてきた。橋梁分野では、トラスやアーチ橋のブレース材^{1),2)}や上部構造と橋脚間³⁾などに、橋梁の制震を目的に使用されている。

一方、既設橋梁に対する耐震補強として、制震ダンパーを上部構造と下部構造間に設置して、ダンパーによる減衰性能の付加や複数の下部構造間での上部構造慣性力分担の調整によって橋全体の耐震性を向上させる方法がある^{4),5)}。その一つとして、可動支点として設計されている橋脚や橋台の可動支承に、水平力分担構造として制震ダンパーを併設し（図-1）、この橋脚や橋台の耐力の範囲内でレベル2地震動によって生じる水平力を負担できるようにして、固定支点として設計された橋脚の負担を軽減し耐震性を高める方法がある^{6),7)}。この方法は、補強の対象となる固定支点の橋脚が、河川内や道路の狭小な車線分離帯などにあり、RCや鋼板巻立てなどによる直接的な補強が困難な場合に有効である。

一般に、可動支承を有する橋脚や橋台は、常時の温度変化による桁伸縮に伴う荷重や、レベル1地震動による慣性力が作用しないことが設計条件となっている。このため、可動支承に併設するダンパーには、常時やレベル1地震動時の桁の変位に対しては、ダンパーによる荷重が発生せず、レベル2地震動時にはダンパーが作動して荷重負担する機能が必要とされる。この機能を満足するため、ダンパーにスライド部を装備する方法がある。

著者らは、可動支承に併設する制震デバイスとし



図-1 ダンパーを橋台の可動支承に併設した状態

て、レベル2地震時に生じる上下部構造間の大きな相対変位に適応できる変形能と低サイクル疲労耐久性に優れ、かつ、前述のスライド部を有するダンパーを提案するとともに、実橋梁を対象とした動的応答解析を行い、橋梁の耐震性向上に有効であることを示した⁸⁾。

本研究では、2径間連続鈑桁橋をモデルにした動的解析を行い、スライド部を有するダンパーを可動支承に併設した場合について、ダンパーの降伏軸力、スライド量およびスライド量の偏心が橋梁の耐震性能やダンパーの挙動に及ぼす影響を調べた。また、比較として、ダンパーの代わりに弾性部材を用いた場合の計算を行い、下部構造の荷重負担に関するダンパーの効果について考察した。さらに、解析結果を踏まえて、可動支承にダンパーを併設して耐震性の改善を行う場合の設計フローを提案するとともに、今回の解析ケースについての照査結果を示した。

2. 解析方法

検討の対象とした橋梁モデルは、昭和55年道路橋示方書を満足する⁹⁾、支間長21m、橋長42m、全幅員

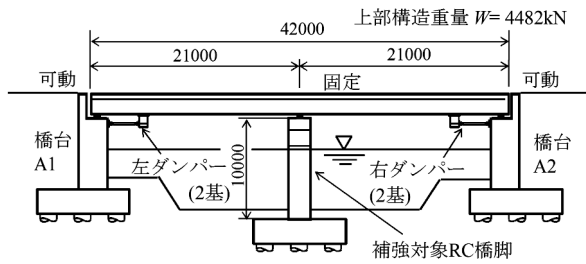


図-2 解析の対象とした橋梁

表-1 橋脚の $M-\phi$

骨格曲線の数値

	M (kN・m)	ϕ (1/m)
ひびわれ限界	10401	0.0000985
初降伏限界	24012	0.000983
終局限界	26711	0.0229

表-2 橋脚の $P-\delta$ 骨格曲線

の数値と許容値

	P (kN)	δ (m)
初降伏限界	2410	0.026
降伏限界	2671	0.029
終局限界	2671	0.255
許容水平変位(耐震性能2) $\delta_a = \pm 0.179$		
許容残留変位 $\delta_{Ra} = \pm 0.100$		

12m、上部構造重量 $W=4482\text{kN}$ の 2 径間連続鉄桁橋を想定している（図-2）。中央の橋脚は固定支承を、また、橋台 A1 および A2 は可動支承を有している。補強対象の橋脚は河川内にあり、河積阻害や河川内作業の面で一般的な RC や鋼板巻立て補強が困難な条件にある。そのため、両側の橋台と上部構造間にスライド部を有するダンパーを設置し、両橋台にレベル 2 地震動時の水平力を負担させ、かつ、ダンパーのエネルギー吸収機能による制震構造とすることによって橋脚の負担を軽減して、橋脚の変形を平成 14 年道路橋示方書¹⁰⁾（以下、H14 道示）に示されている耐震性能 2 を満足するよう改善する。ダンパーは、同じ仕様のものを A1 側に 2 基、A2 側に 2 基、合計 4 基設置する。

橋脚は、参考文献 9) および 10) を参考にして、レベル 2 地震動に対する耐震性能の照査を満たさない曲げ破壊型の仕様とした。表-1 に補強対象橋脚の曲げモーメント M -曲率 ϕ の骨格曲線を、また、表-2 に橋脚天端位置の水平荷重 P -水平変位 δ の骨格曲線の数値をそれぞれ示す。表-2 には、H14 道示による許容水平変位（耐震性能 2） δ_a および許容残留変位 δ_{Ra} を併記している。

表-3 にダンパーの仕様を示す。ダンパーは、参考文献 8) の鋼モルタル板を用いた座屈拘束ブレースを想定しており、降伏軸力 F_y および剛性が異なる D1～D3 の 3 種類とした。図-3 にダンパーの低サイクル疲労安全性を評価するために用いる片歪振幅 ε と耐用回数 n の関係を示す。図中の計算式によって、累積塑性変形倍率 η の終局値 η_u を求めて、解析による η 値と比較し低サイクル疲労の安全性を照査する。

図-4 に解析モデルを示す。解析ソフトは汎用 3 次元動的解析プログラム「TDAPⅢ」を使用し、解析方

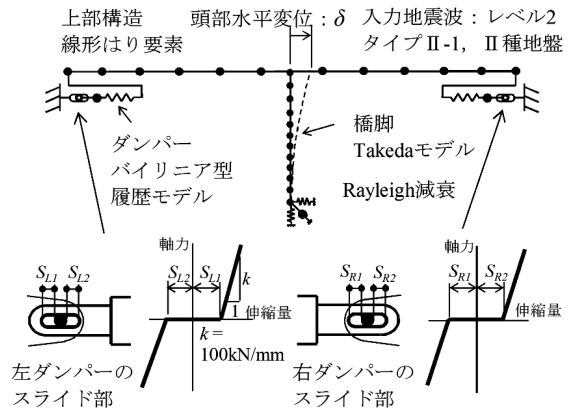


図-4 解析モデル

表-3 ダンパーの仕様

記号	降伏軸力 F_y (kN)	降伏伸縮量 (mm)	初期剛性 (kN/mm)	2 次剛性 (kN/mm)
D1	100	2.25	44.4	0.222
D2	200	2.25	88.9	0.4445
D3	300	2.25	133.3	0.6665

塑性化部長さ：2000mm、塑性化部材質：LY225
片歪振幅上限値：4%、許容伸縮量： $d_a = \pm 80\text{mm}$
等方硬化と移動硬化の割合： $\beta=0.4$

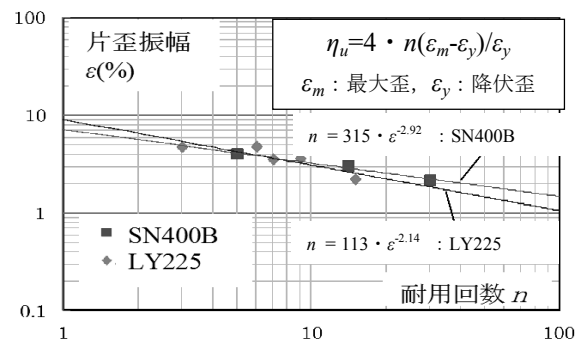


図-3 ダンパーの片歪振幅 ε と耐用回数 n の関係

法については参考文献 11) に従った。RC 脚柱の非線形性は曲げモーメント-曲率関係によりモデル化し、履歴特性は Takeda モデルとした。ダンパーは非線形ばね要素とし、バイリニア型履歴モデルとした。脚柱以外の橋梁躯体は線形はり要素とし、橋脚基礎部は水平ばねや回転ばねを考慮した節点ばね要素にてモデル化した。ダンパーを設置する橋台は固定端としている。減衰定数は Rayleigh 型で、各部材の材料減衰定数は参考文献 11) に従った。ダンパー補強後の各減衰定数は、補強前と同一としている。また、可動支承の摩擦力は無視している。

スライド部は、橋台に定着したブラケットにピンが固定してあり、ダンパー端部の接合部に長穴を設けて、長穴とピンの隙間においてスライドするようになっている。スライド量 S の範囲では滑りが発生し、ピンと長穴の内面が接した状態では剛性を k としたばね要素としている。スライド量 S は、左右の

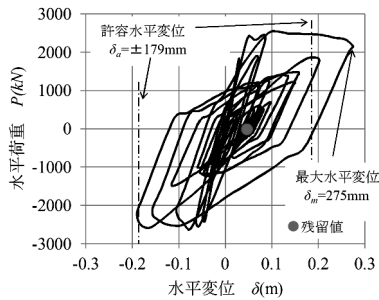
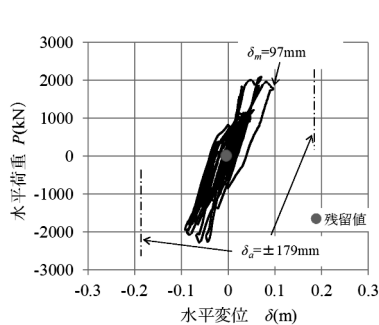


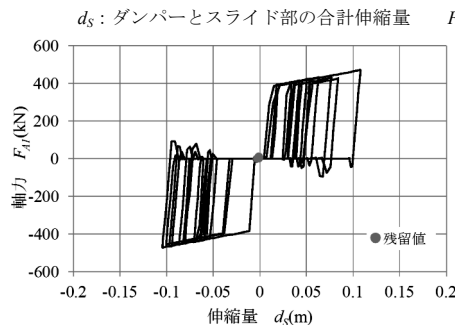
図-5 橋脚頭部の水平荷重 P と水平変位 δ の関係（ケース A：補強前）

表-4 解析ケース

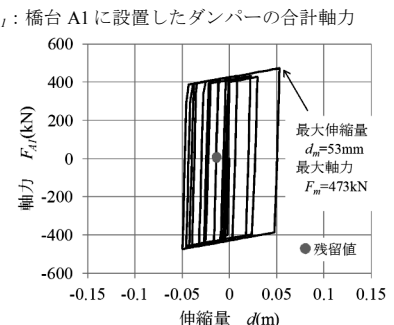
ケース	着眼点	傾向	ダンパー 記号	ダンパー 1基当り 降伏軸力 F_y (kN)	スライド量 S (mm)			
					左ダンパー		右ダンパー	
					S_{L1}	S_{L2}	S_{R1}	S_{R2}
A	補強前	—	—	—	—			
B	ダンパー降伏 軸力の違い	小	D1	100	50			
C		中	D2	200	50			
D		大	D3	300	50			
E	スライド量の 違い	無	D2	200	0			
F		中	D2	200	30			
G		大	D2	200	100			
H	スライド量の 偏心	片寄り	D2	200	30	70	30	70
I		内寄り	D2	200	70	30	30	70
J	弾性反力装置	—	—	—	50			



(a) P - δ 関係



(b) F_{A1} - d_s 関係



(c) F_{A1} -ダンパー伸縮量 d 関係

図-6 ケース C ($F_y=200\text{kN}$, $S=50\text{mm}$) の計算結果

ダンパーのそれぞれにおいて、伸縮の正負方向に異なる値 S_{L1} , S_{L2} , S_{R1} , S_{R2} を設定できる。入力地震動は、JR西日本鷹取駅構内地盤上N-S波（レベル2，タイプII-1，II種地盤）とした。

表-4に解析ケースを示す。ケースAは補強前で，B～Dは降伏軸力 F_y を変化させたもの，E～Gはスライド量 S の影響をみたもの，HおよびIはスライド量に偏心がある場合である。また，Jはダンパーの代わりに弾性部材を水平力分担構造として用いた場合である。なお，本橋梁モデルでは，桁の温度変化による変位7mm，活荷重での桁のたわみによる変位10mm，レベル1地震動時の変位13mmおよび余裕量20mmを考慮して，スライド量を $S=50\text{mm}$ 程度にするのが適当と考えられる¹²⁾。

3. 解析結果

(1) ダンパーの降伏軸力の違いによる影響

図-5は補強前のケースAについて，橋脚頭部の水平荷重 P と水平変位 δ の関係を示す。最大水平変位 δ_m は許容水平変位 δ_a を大きく超えており，耐震性向上の対策が必要な状態にある。図中の丸印は残留変位を示す。

図-6(a)～(c)はダンパーを設置して補強したケースCの場合について，それぞれ， P - δ 関係，橋台A1に設置した2基のダンパーの合計軸力 F_{A1} とダンパー

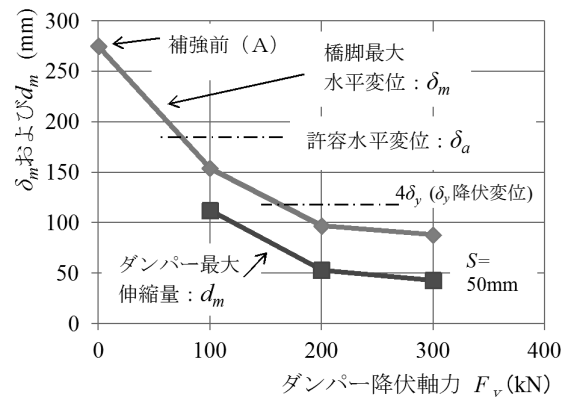


図-7 ダンパー降伏軸力 F_y と橋脚頭部の最大水平変位 δ_m およびダンパー最大伸縮量 d_m の関係

とスライド部の合計伸縮量 d_s の関係および F_{A1} とダンパーの伸縮量 d の関係を示している。ダンパーの降伏軸力は $F_y=200\text{kN}$ ，スライド量は $S=50\text{mm}$ である。各図の丸印は残留変位または残留伸縮量を示す。(a)より，補強後の橋脚頭部の最大水平変位 δ_m は δ_a 以内に収まっており，ダンパー設置によって橋脚の耐震性が改善されていることが分かる。(b)の F_{A1} と d_s の履歴曲線を見ると，ダンパー軸力 F_{A1} の正負が反転するときに軸力がゼロの状態では伸縮量 d_s が急変しており，スライド部の滑りの影響が表れている。このときのダンパーの挙動は(c)に示すように紡錘形の履歴曲線を表しており，スライド部の滑りが発生する状態においても，ダンパーが弾塑性の繰返し伸

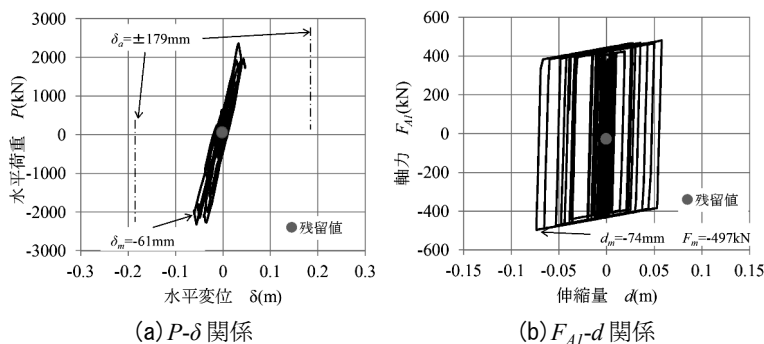


図-8 ケース E ($F_y=200\text{kN}$, $S=0\text{mm}$) の計算結果

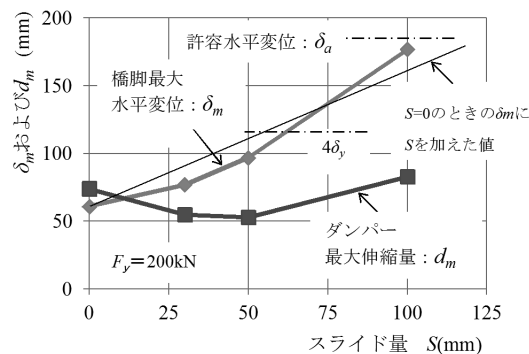


図-10 δ_m および d_m とスライド量 S の関係

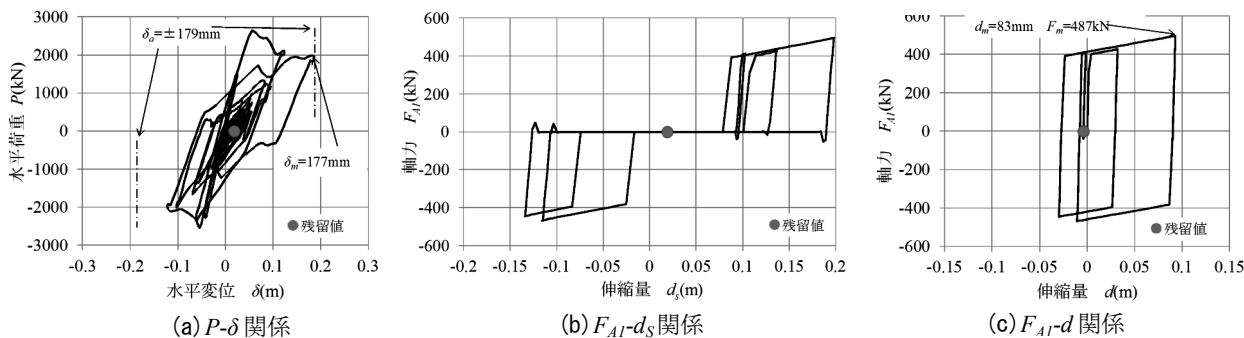


図-9 ケース G ($F_y=200\text{kN}$, $S=100\text{mm}$) の計算結果

縮を行いエネルギー吸収効果を発揮していることがわかる。橋台A2側のダンパーの挙動は、(b)および(c)に対して正負反転した状態である。

図-7は、ダンパーの降伏軸力 F_y の変化をみたケースB～Dの計算結果を基に、橋脚頭部の最大水平変位 δ_m およびダンパー最大伸縮量 d_m と F_y の関係を示したものである。各ケースの F_y は100kN, 200kNおよび300kNで、スライド量は $S=50\text{mm}$ の一定にしている。 F_y の増加に伴い δ_m および d_m の値は減少している。ダンパーの降伏荷重を大きくするほど橋台が負担する地震力が増大し、橋脚の負担が軽減することがわかる。各ケースの δ_m と d_m の差はスライド量 $S=50\text{mm}$ にほぼ等しい。 F_y の増加に伴う δ_m および d_m の低減勾配は、 F_y が大きくなるほど緩やかになっている。 $F_y=100\text{kN}$ の場合は、 δ_m が許容水平変位 δ_a 以下に収まっているが、ダンパーの最大伸縮量 d_m が許容伸縮量 $d_a=80\text{mm}$ を超えているため、ダンパーの塑性化部長さを長くするなどの検討が必要である。また、 F_y は橋台が負担できる水平力の範囲で選定する必要がある。なお、 $F_y=200\text{kN}$ の場合には、片方の橋台に設置した2基のダンパー降伏軸力の合計は400kNであり、上部構造重量4482kNの8.9%である。

(2) スライド量の違いによる影響

図-8～10に、ダンパーの降伏軸力を $F_y=200\text{kN}$ の一定として、スライド量を $S=0\text{mm}$, 30mm, 50mm, 100mmに変化させた場合のケースE, F, C, Gの計

算結果を示す。

図-8(a)および(b)は、スライド量が $S=0\text{mm}$ で上部構造と橋台間を直接ダンパーにて接続したケースEの計算結果であり、(a)は P - δ 関係、(b)は F_{AI} - d 関係を示す。橋脚頭部の最大水平変位は $\delta_m=-61\text{mm}$ であり、図-6(a)に示したケースCの $S=50\text{mm}$ の場合よりも小さい。一方、ダンパーの最大伸縮量 d_m はケースCの場合よりも大きくなっている。

図-9(a)～(c)は、スライド量が最も大きい $S=100\text{mm}$ のケースGの場合の P - δ 関係、 F_{AI} - d_s 関係および F_{AI} - d 関係を示す。 δ_m の値は177mmであり許容水平変位 δ_a とほぼ等しい。 d_m についても、ケースEやCに比べて大きくなっている。スライド量が極端に大きい場合には、ダンパーの軸力の正負反転時に生じる滑りの影響が大きくなることがわかる。

図-10に、橋脚頭部の最大水平変位 δ_m およびダンパー最大伸縮量 d_m とスライド量 S の関係を示す。 S が大きくなると共に δ_m が増加している。 δ_m の増加量は図中に実線で示す様に S の増加量と概ね等しい。 d_m についてみると、 $S=0$ のときの d_m の値に対して、 $S=30\text{mm}$ および 50mm のときの値は小さくなっているが、 $S=100\text{mm}$ の場合は逆に増大している。なお、 $S=0$ のときの δ_m は d_m よりやや小さいが、その差は橋脚下端のばねの変形の影響による。

(3) スライド量の偏心の影響

ダンパーの設置誤差や温度の影響によってスライ

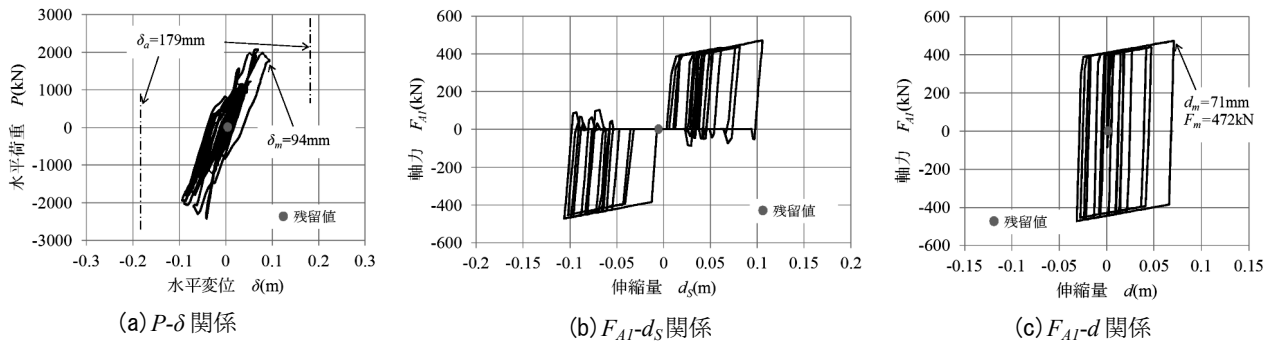


図-11 ケース H (スライド量の偏心 20mm 片寄り) の計算結果

ド量に偏心がある場合の影響を調べた。図-11および12は、ケースCの降伏軸力 $F_y=200\text{kN}$ でスライド量 S が均等に50mmの場合に対して、スライド量に20mmの偏心がある場合のケースHおよびIの計算結果である。

図-11(a)～(c)にスライド量に片寄りがある場合のケースHの計算結果を示す。図-6(a)～(c)に示した偏心が無いケースCの場合に比べると、(a)の $P-\delta$ 関係および(b)の $F_{AI}-d_S$ 関係については顕著な違いはみられない。しかし、(c)の $F_{AI}-d$ 関係については、ケースHの履歴曲線は、ケースCのそれを右側に移動させたような形状になっている。

図-12は、スライド量の偏心が橋脚頭部の最大水平変位 δ_m およびダンパー最大伸縮量 d_m に及ぼす影響を示す。偏心したケースHおよびIの場合の d_m は、偏心のないCのそれに比べて18mm大きな値を示しているが、これは、偏心量20mmに近い。一方、 δ_m についてはスライド量の偏心による差は小さい。

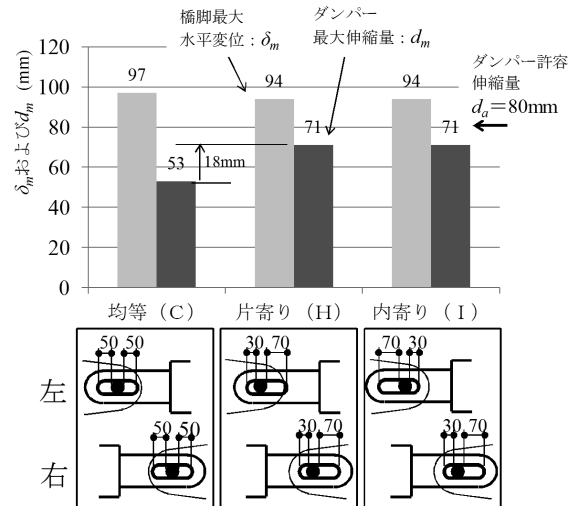


図-12 スライド量の偏心が δ_m および d_m に及ぼす影響

上部構造重量 W の6～15%程度である。ダンパーの代わりに弾性部材を用いた場合を想定したケースJの F_m/W は75.2%であり、ダンパーを設置した場合に比べて著しく大きい。今回、ダンパーを設置した下部構造の安定性の検討は行っていないが、ダンパーを水平力分担構造として用いることによって、下部構造の荷重負担を制御できるものと思われる。

4. まとめ

スライド部を有する座屈拘束ダンパーを可動支承に併設して耐震補強した場合の橋梁の耐震性向上効果およびダンパーの性能について、2径間連続鈑桁橋をモデルとした動的解析によって検討した結果、次の知見が得られた。

- (1) 座屈拘束ダンパーにスライド部を装備することにより、上部構造の常時やレベル 1 地震動時変位に対してはダンパーによる荷重が生じない条件で、レベル 2 地震動時にはダンパーが作動して橋梁の耐震性を向上することが可能である。
- (2) ダンパー降伏軸力およびスライド量を適切に設定することにより、橋脚頭部の最大水平変位および残留変位を許容値に収め、かつ、ダンパー

(4) 設計フローの提案と照査結果

図-13は、今回の解析結果と参考文献4)を参考にして作成した設計フロー案である。スライド部を有するダンパーを可動支承に併設して耐震補強する場合について、動的解析の結果を基に、橋脚の耐震性、ダンパーの性能および下部構造の安定性について照査を行う。

表-5は、図-13のフローに従って、今回の各解析ケースについて橋脚の耐震性とダンパー性能の照査を行った結果である。ダンパーの累積塑性変形倍率 η については、ダンパーの最大伸縮量 d_m における塑性化部の歪 ε_m から図-3中の式を用いて終局累積塑性変形倍率 η_u を算出し、 $3\eta \leq \eta_u$ を照査式とした⁴⁾。2.の末尾に述べたように、今回の橋梁モデルでは、スライド量を $S=50\text{mm}$ 程度とするのが適当と考えられるが、その条件では、ダンパー降伏軸力を $F_y=200\text{kN}$ に選定すると、各照査結果が満足される。

表-5の右側の欄には、片側の橋台に設置したダンパーに生じる最大軸力の合計値 F_m を示したが、 F_m は

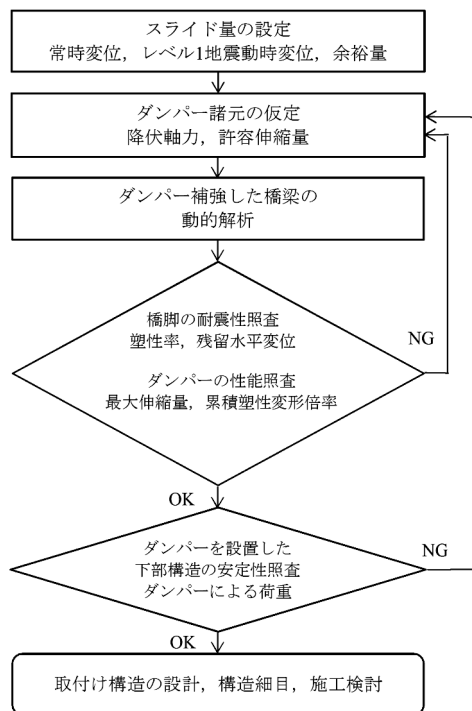


図-13 設計フロー案

の最大伸縮量および累積塑性変形倍率をダンパー性能の許容値に収めることができる。

- (3) スライド量の増加に伴って、橋脚頭部の最大水平変位が大きくなり、その増加量はスライド量の増分と概ね等しい。
- (4) スライド量の偏心がある場合には、その偏心量と同等にダンパーの最大伸縮量が増加した。一方、橋脚頭部の最大水平変位に対しては、スライド量の偏心の影響は小さい。
- (5) スライド部を有するダンパーを可動支承に併設して耐震補強する場合の設計フロー案を示した。また、この設計フロー案に従って今回の解析ケースの照査を行い、常時およびレベル 1 地震動時の変位を考慮してスライド量を 50mm に設定し、ダンパー降伏軸力を 200kN とした場合に、橋脚の耐震性およびダンパー性能が照査値を満足する結果が得られた。
- (6) 可動支承に設ける水平力分担構造を弾性体とした場合に比べて、ダンパーを用いた場合には、下部構造の荷重負担を制御できる利点がある。

参考文献

- 1) 宇佐美勉編著(社)日本鋼構造協会：鋼橋の耐震・制震設計ガイドライン，技報堂出版，pp.241-251，2006.9.
- 2) 土木研究センター：わが国の免震橋事例集，pp.118-121，2011.12.
- 3) 前野裕文，杉浦裕幸，八木孝行，永谷秀樹，神谷伸治：座屈拘束ブレースを用いた上部構造の耐震補強

表-5 橋脚の耐震性とダンパー性能の照査結果

ケース	計算パラメータ		計算結果							
	ダンパー降伏軸力 F_y (kN)	スライド量 S (mm)	橋脚頭部		ダンパー					
			最大水平変位 δ_m (mm)	残留水平変位※ δ_R (mm)	最大伸縮量 d_m (mm)	累積塑性変形倍率 解析値 η	終局値 η_u	最大軸力 $3\eta_u$ $\leq \eta_u$	片側橋台合計 F_m (kN)	上部構造重量比 F_m/W
A	-	-	275 ×	82 ○	-	-	-	-	-	-
B	100	50	154 ○	42 ○	112 ×	574	547 ×	269	0.060	
C	200	50	97 ○	23 ○	53 ○	283	1,261 ○	473	0.106	
D	300	50	-88 ○	-20 ○	43 ○	145	1,586 ○	678	0.151	
E	200	0	-61 ○	-11 ○	-74 ○	631	871 ×	497	0.111	
F	200	30	-77 ○	-16 ○	55 ○	338	1,210 ○	472	0.105	
G	200	100	177 ○	49 ○	83 ×	134	766 ○	487	0.109	
H	200	偏心片寄	94 ○	22 ○	71 ○	286	912 ○	472	0.105	
I	200	偏心内寄	94 ○	22 ○	-71 ○	284	912 ○	472	0.105	
J	弾性	50	90 ○	20 ○	-	-	-	3371	0.752	
照査の基準等			許容水平変位 $\delta_s = \pm 179\text{mm}$	許容残留変位 $\delta_{Rs} = \pm 100\text{mm}$	許容伸縮量 $d_s = \pm 80\text{mm}$	η_u は d_m のときの歪 ϵ_m から図-3によって算出		-	上部構造重量 $W=4482\text{kN}$	

○：OK，×：NG

※橋脚頭部の残留水平変位 δ_R は参考文献11)に従って算出

設計，土木学会第59回年次学術講演会，1-184，pp.367-368，2004.9.

- 4) (財)土木研究センター：道路橋の免震・制震設計法マニュアル(案)，2011.12.
- 5) 堺淳一，安藤滋芳，星隈順一：耐震補強として支承部に水平力分担構造を設置した橋の地震時応答特性，土木学会論文集A1（構造・地震工学），Vol.70，No.4，pp.I_393-I_406，2014.
- 6) 武田篤史，尹元彪，鈴木基行：履歴型ダンパーを用いた橋梁の設計におけるダンパー減衰力の選定に関する解析的検討，構造工学論文集，Vol.60A，pp.349-359，2014.3.
- 7) 西山聡一郎，熊崎達郎，塩田啓介，櫻井有哉，萩原健一，秋山充良：安全性・復旧性・経済性に配慮した鋼製座屈ダンパーによるRC橋梁の耐震補強設計に関する基礎的研究，第19回性能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.383-386，2016.7.
- 8) 櫻井有哉，萩原健一，内藤仁志，塩田啓介，宮川和明：鋼モルタル板を用いた座屈拘束ブレースの性能評価と上下部構造間に設置する制震ダンパーとしての適用性検討，第19回性能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.15-20，2016.7.
- 9) 堺淳一，川島一彦，武村浩志：試設計に基づく耐震技術基準の変遷に伴うRC橋脚の耐震性向上度の検討，構造工学論文集，Vol.43A，pp.833-842，1997.7.
- 10) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説V耐震設計編，2002.
- 11) (財)土木研究センター：橋の動的解析設計法マニュアル-動的解析および耐震設計の基礎と応用-，2006.5.
- 12) 矢部正明，武村浩志，川島一彦：直橋および斜橋の桁間衝突とその影響，構造工学論文集，Vol.43A，pp.781-791，1997.3.