

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

櫻井 有哉¹・萩原 健一²・内藤 仁志³・塩田 啓介⁴・宮川 和明⁵

¹正会員 修（工） J F Eシビル株式会社 （〒111-0051 東京都台東区蔵前 2-17-4）

²正会員 J F Eシビル株式会社 （〒111-0051 東京都台東区蔵前 2-17-4）

³J F Eシビル株式会社 （〒111-0051 東京都台東区蔵前 2-17-4）

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

⁵博（工） J F Eシビル株式会社 （〒111-0051 東京都台東区蔵前 2-17-4）

1. はじめに

座屈拘束ブレースは、補剛材によって軸力材の座屈を防止したもので、履歴型ダンパーとして使用することができる。座屈拘束ブレースは建築分野で制振デバイスとして多用されてきたが、橋梁の分野においても制震を目的として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⁾。この場合、地震時の上下部構造間の相対変位によって、ダンパーには大きな伸縮が生じる^{5), 6)}。そのため、座屈拘束ブレースを上述のように上下部構造間に設置する制震ダンパーとして使用する場合には、大きな伸縮量や厳しい疲労条件に対応できる性能が求められる。

著者らは、図-1 に示すような高歪振幅領域でも対応できるエネルギー吸収能の高い、鋼モルタル板を用いた座屈拘束ブレース（以下、本ダンパー）の研究を行ってきた^{7), 8)}。本稿では、高歪振幅領域での一定歪振幅繰返し載荷実験に基づいて、変形能や疲労性能に関する検討を行った結果を紹介する。また、実橋梁モデルの動的応答解析によって、本ダンパーを上下部構造間に設置する制震デバイスとして使用した場合の効果を検討した。

2. 実験概要

(1) 供試体および実験ケース

供試体の諸元を表-1 に、形状を図-2 (a) および (b) に示す。全てのケースについて芯材長さは 2351mm とし、芯材塑性化部の断面は幅 112mm、厚さ 16mm で幅厚比は 7.0

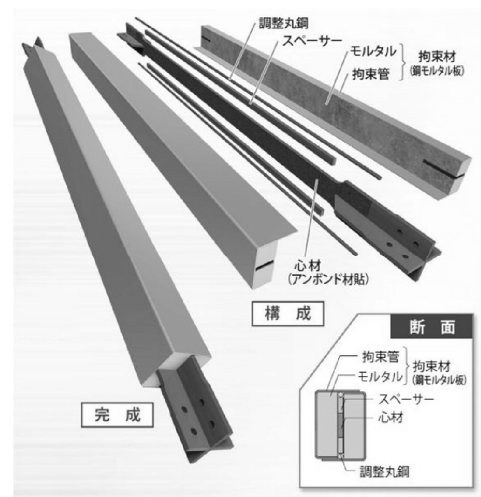


図-1 鋼モルタル板を用いた座屈拘束ブレース

である。芯材の材質は、SN400B および低降伏点鋼材 LY225 の 2 種類であり、その材料特性を表-2 に示す。供試体 A2～A4 は、材質が SN400B で芯材の塑性化部長さは 1176mm である。供試体 B2～B4 は、材質が LY225 で塑性化部長さは 1176mm である。また、供試体 C2～C4 は材質が LY225 で塑性化部長さを 588mm としている。

芯材弱軸方向には 1mm の間隙を確保するためにアンボンド材（ブチルゴム）を貼付した。芯材強軸方向には強軸変形を防止するためにスペーサーを設けている。拘束材のうち、拘束管として使用した溝形鋼は板厚 3.2mm、材質 SS400 で、モルタルの圧縮強度は、71.0～72.4N/mm² である。

供試体 A～C のシリーズごとに、片歪振幅 2%、3%および 4%を目処に一定歪振幅で繰返し載荷するケースを設定した。

表-1 供試体の諸元

供試体	芯材							拘束材(SS400)		拘束指標 ($=F_E/F_y$)
	材質	寸法 (mm)	断面積 (mm ²)	幅厚比	降伏軸力 F_y (kN)	芯材長さ L (mm)	塑性化部長さ D (mm)	H (mm)	B (mm)	
A2,A3,A4	SN400B	PL=112×16	1792	7.0	521	2351	1176	146	181.2	9
B2,B3,B4	LY225	PL=112×16	1792	7.0	410	2351	1176	138	181.2	10
C3,C4	LY225	PL=112×16	1792	7.0	410	2351	588	138	181.2	10

F_E : 拘束材のオイラー座屈荷重

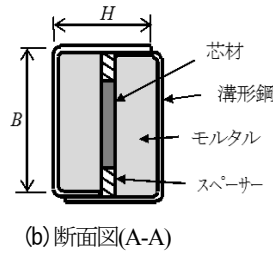
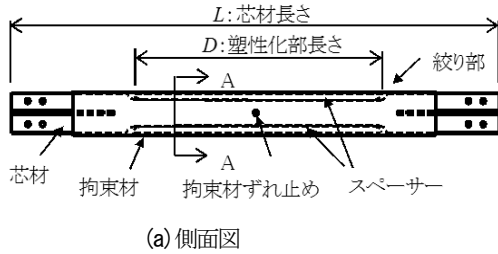


図-2 供試体形状

表-2 芯材の材料特性値

鋼種	SN400B	LY225
板厚(mm)	16	16
降伏応力度 (N/mm ²)	291	229
引張強さ (N/mm ²)	437	-

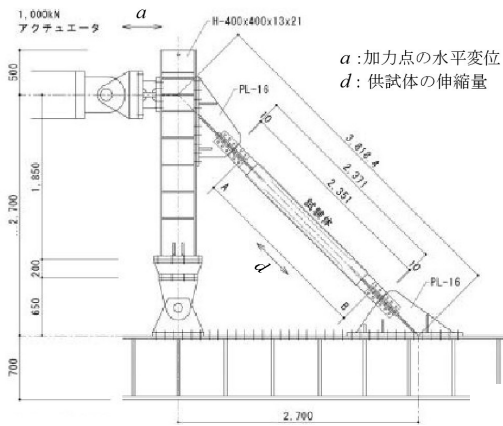


図-3 実験装置図

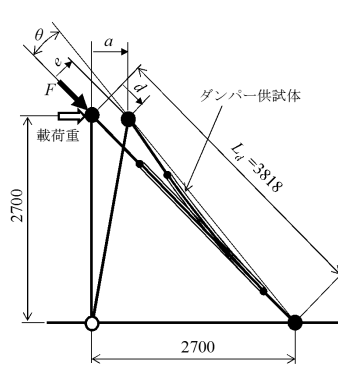


図-4 載荷時の供試体変形モデル

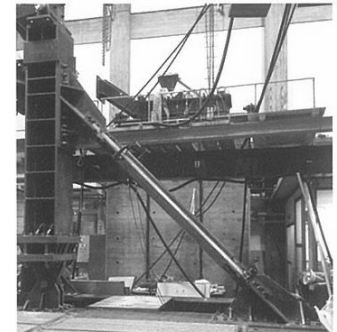


写真-1 載荷実験状況

(2) 実験装置および載荷条件

図-3に実験装置を示す。載荷柱の基部をピン支持とし、柱上部に供試体を45°の勾配で設置した。供試体の両端は高力ボルト接合で固定した。載荷柱上部を水平方向に加力することにより、供試体に軸方向の伸縮を与える。

図-4に載荷時の変形状態を模式的に示す。この実験では、供試体に対して、軸歪と同時に変形角による曲げを与えた条件としている。供試体の塑性化部の軸歪を ε 、塑性化部長さを D とすると、近似的に伸縮量 d および供試体軸直角方向変位 e ともに $\varepsilon \cdot D$ となり、供試体の変形角 θ は $\varepsilon \cdot D/L_d$ で表される。この関係より、供試体シリーズAおよびBの場合、軸歪 ε が2%、3%および4%のときの供試体の変形角 θ は、それぞれ、0.61%、0.92%および1.2%となる。

載荷は、1000kNアクチュエータを用いて、芯材の降伏歪 ε_y の1/3、軸歪0.5%、1.0%を各1回載荷した後、所定の載荷振幅において、軸力が最大軸力の80%まで低下するか、または、引張り破断するまで繰返し載荷した。こ

の直前までの繰返し回数を耐用回数とした。供試体の伸縮量 d は、供試体の両側面において芯材の第一ボルト間(図-3のA-B間)の長さをレーザー変位計で測定して、その平均値から算出した。供試体の軸力 F は、載荷重から換算して求めた。

(3) 実験結果

図-5(a)～(e)に、供試体A4、B2～B4およびC4についての F/F_y (F : 芯材の軸力、 F_y : 芯材の降伏軸力)と芯材の軸歪 ε (塑性化部長さに対する軸方向伸縮量)の関係を示す。また、表-3に各供試体の実験経過と最終状態を示す。全ての供試体において、引張破断するまで安定した紡錘形の復元力特性を示した。最終状態は、全ての供試体で芯材が引張時に破断し、A4は4.0%歪で6回目、B4は4.7%歪で4回目、C4は4.8%歪で7回目にそれぞれ引張破断した。

引張側および圧縮側における軸力の最大値の降伏軸力 F_y に対する比は、SN400材を用いた供試体A2～A4の場合、引張側で1.40～1.55、圧縮側で1.51～1.78であり、

表-3 実験経過および最終状態

供試体	実験経過	最大軸力 F_y		最終状態
		引張側	圧縮側	
A2	2.0%歪31回目	1.40	1.51	引張破断
A3	3.0%歪15回目	1.50	1.66	
A4	4.0%歪6回目	1.55	1.78	
B2	2.2%歪16回目	1.37	1.47	引張破断
B3	3.5%歪8回目	1.42	1.61	
B4	4.7%歪4回目	1.45	1.67	
C3	3.6%歪10回目	1.41	1.59	引張破断
C4	4.8%歪7回目	1.46	1.64	

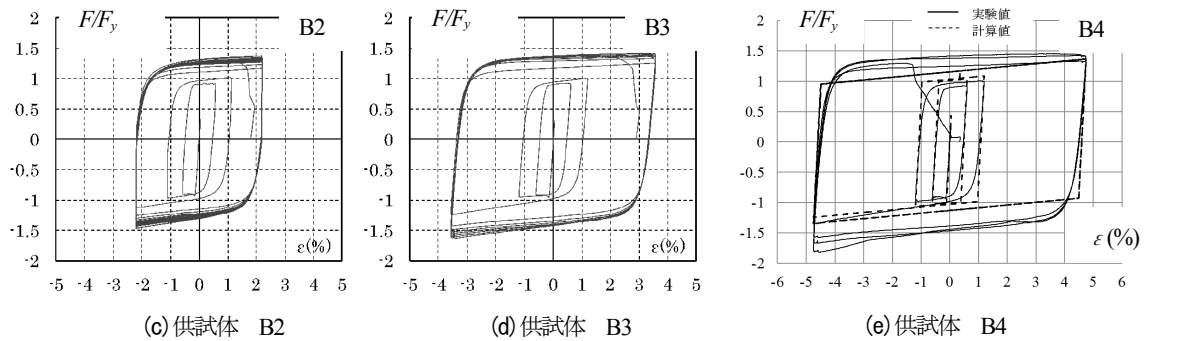


図-5 F/F_y -軸歪 ε 関係

表-4 低サイクル疲労性能

供試体	片歪振幅 (%)	耐用回数	終局累積塑性 変形倍率	累積塑性歪限界値 (%)
A2	2.0	30	1529	222
A3	3.0	14	1098	159
A4	4.0	5	529	77
B2	2.2	15	1092	125
B3	3.5	7	827	94
B4	4.7	3	480	55
C3	3.6	9	1095	125
C4	4.8	6	982	112

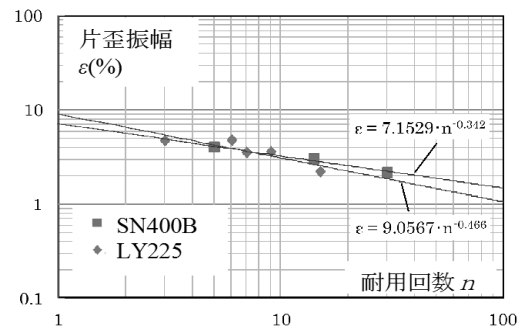


図-6 歪振幅 ε -耐用回数 n 関係

LY225 材を用いた供試体 B2～B4 および C2～C4 の場合、引張側で 1.37～1.46、圧縮側で 1.47～1.67 を示し、片歪振幅が大きくなるほど増加した。また、引張側に比べて圧縮側が大きくなっている。

図-5(e) の破線は、等方硬化と移動硬化を考慮したバイリニア型モデル⁹⁾による計算値を示す。計算に用いるパラメータとして、降伏後剛性低下率を $\alpha = 0.005$ とし、また、等方硬化と移動硬化の割合を $\beta = 0.4$ としている。計算値は実験値の履歴特性をよく表しているといえる。

3. 性能評価

表-4 は、実験結果に基づいて低サイクル疲労性能をまとめたものである。累積塑性歪限界値は、片歪振幅値から降伏歪を差引いて塑性歪を求め、これを耐用回数の範囲で累積したものである。また、終局累積塑性変形倍率は、累積塑性歪限界値を降伏歪で除した値である⁴⁾。

片歪振幅 ε に対する累積塑性歪限界値は、供試体 A4 の場合、 $\varepsilon = 4.0\%$ で 77%，B3 の場合、 $\varepsilon = 3.5\%$ で 94%，C4 の場合、 $\varepsilon = 4.8\%$ のとき 112% を示している。参考文献 1) および 10) によると、橋梁に用いる座屈拘束ブレースの目標性能として大地震 3 回程度の応答値の上限を目処として、終局歪は 3%，および、累積塑性変形の限界値は 70% が推奨されている。今回の実験結果から、本ダンパーは、変形能や低サイクル疲労に対する性能がこの推奨値を上回っており、橋梁用のダンパーとして適していると言える。また、終局歪は 4.7% 以上あることから、片歪振幅上限値を 4.0% と設定できる。この値は、従来の座屈拘束ブレースに比べて大きく⁹⁾、本ダンパーは、大きな伸縮量が要求される上下部構造間の制震ダンパーに適している。

図-6 は表-4 のデータを基に、縦軸に片歪振幅 ε を横軸に耐用回数 n をとって材質ごとに記号を替えてプロットし、さらに近似式による曲線を記したものである。

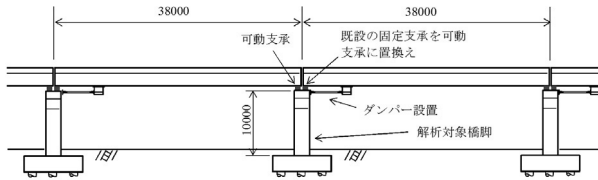


図-7 解析ケース A (連続単純鋼 I 桁橋)

〔形式〕 連続単純鋼 I 桁橋 支間長 38m, 全幅員 12m, 上部構造重量 4482kN
 〔橋脚〕 T 型 RC 橋脚 高さ 10m, 断面：幅 5m × 高さ 2.2m
 〔ダンパー〕 降伏軸力 502kN × 3 基, 塑性化部長さ 3000mm
 材質 LY225, 降伏応力度 205N/mm²
 〔履歴特性モデル〕 橋脚：Takeda モデル
 ダンパー：等方硬化と移動硬化を考慮したバイリニア型
 〔入力地震動〕 レベル 2, II 種地盤・タイプ II
 JR 西日本鷹取駅構内地盤上 N-S 波

表-5 橋脚の $M-\phi$ 骨格曲線の数値と許容値

	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
耐震性能 2 許容値	-	0.0143

表-6 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
耐震性能 2 許容値	-	0.179

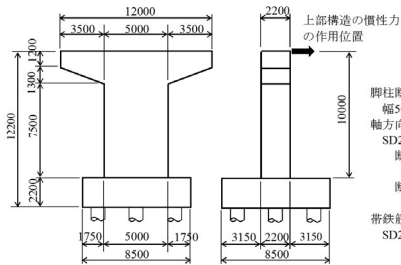


図-8 橋脚の形状と仕様

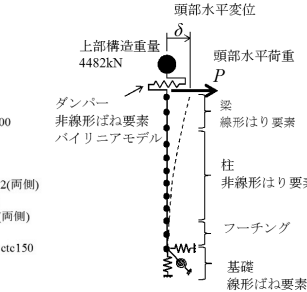
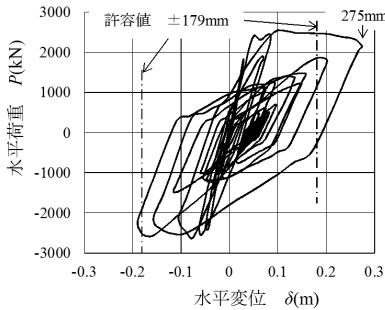
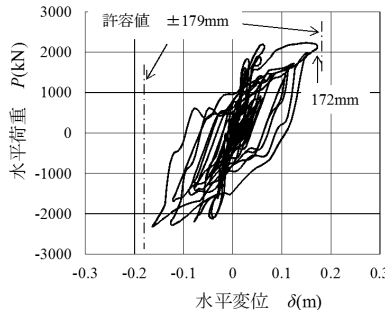


図-9 解析の骨組モデル



(a) 補強前



(b) 補強後

図-10 橋脚頭部の水平荷重 P と水平変位 δ の関係 (解析ケース A)

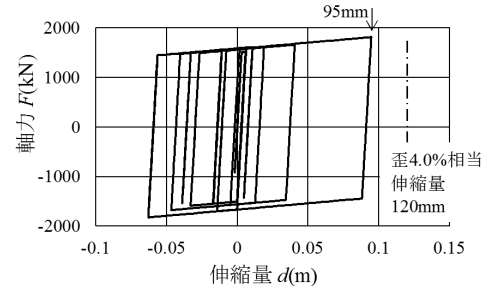


図-11 ダンパーの軸力 F と伸縮量 d の関係

4. 動的解析による橋梁への適用性検討

(1) 解析手法および解析ケース

本ダンパーを既存橋梁の耐震補強として上部構造と下部構造間に設置した場合について、橋梁の制震効果およびダンパーの伸縮量や低サイクル疲労性能について検討するため、実橋梁をモデルとした動的応答解析を行った。

解析ソフトは土木・建築向け汎用 3 次元動的解析プログラム「TDAPIII」を使用し、解析方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、骨格曲線は参考文献 12) の平成 14 年道路橋示方書 (以下、H14 道示) に従った。ダンパーは非線形ばね要素とし、2. (3) に述べた等方硬化と移動硬化を考慮した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ばね要素とし、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。減衰定数は Rayleigh 型で、主要な 2 つの振動モードに対する減衰定数とし、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。

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。

検討ケースは、連続単純鋼 I 桁橋を対象とした場合と 2 径間連続鋼 I 桁橋を対象とした場合の 2 ケースである。

(2) 解析ケース A : 固定支承を可動支承に置換しダンパーを併設した場合 (連続単純鋼 I 桁橋)

図-7 に解析の対象とした橋梁モデルを示す。支間長 38m, 全幅員 12m, 上部構造重量 4482kN の連続単純鋼 I 桁橋を想定している。耐震補強として、制震構造とするために、固定支承を可動支承に置換え、上部構造と橋脚間に本ダンパーを併設する。

図-8 に橋脚の形状と仕様を示す。橋脚の断面および配筋は、参考文献 11) および 13) 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-5 に橋脚基部断面の曲げモーメント M と曲率 ϕ の骨格曲線の数値を、また、表-6 に橋脚頭部水平荷重 P と水平変位 δ の骨格曲線の数値を示す。それぞれの表には、H14 道示¹²⁾ によって算出した耐震性能 2 の許容値を併記している。基礎形式は杭基礎とし、外径 1.2m

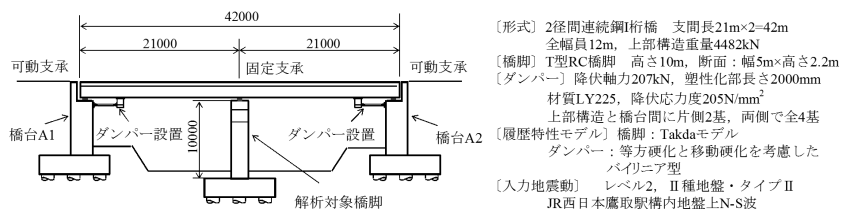


図-12 解析ケース B：2 径間連続鋼 I 桁橋の解析モデル

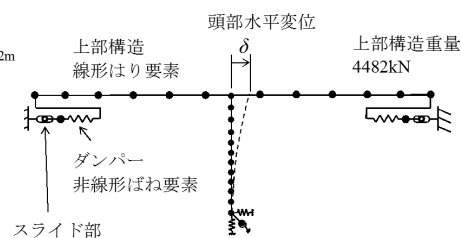


図-13 解析の骨組モデル

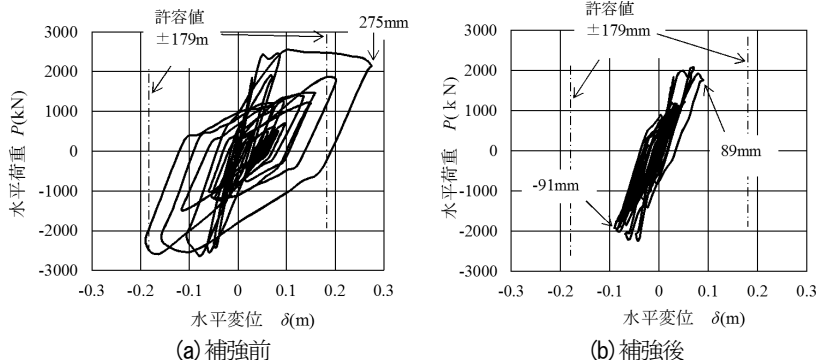


図-15 橋脚頭部の水平荷重 P と水平変位 δ の関係 (解析ケース B)

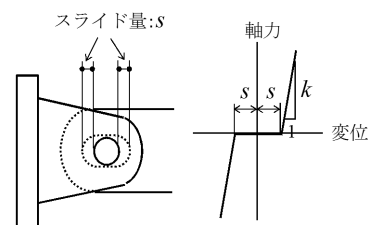


図-14 スライド部の計算モデル

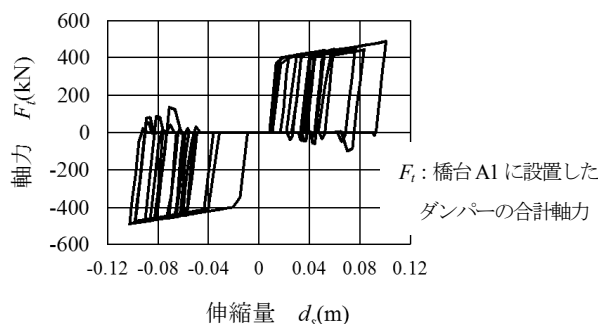


図-16 ダンパー軸力 F_d とダンパー・スライド部間の伸縮量 d_s 関係

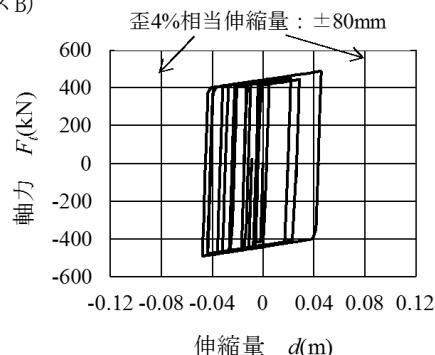


図-17 ダンパーの軸力 F と伸縮量 d の関係

の場所打ち杭を 9 本配置した。

ダンパーは、降伏軸力 502kN、塑性化部長さ 3m、芯材材質 LY225 のものを 3 基設置した。3. に示した本ダンパーの性能評価の結果を基に、片歪振幅限界値を 4% とし、設置したダンパーの許容伸縮量を $\pm 120\text{mm}$ とした。また、許容伸縮量に対する耐用回数を図-6 から求め、終局累積塑性変形倍率を $\eta_u = 798$ と算定した。

図-10(a), (b) および図-11 に解析結果を示す。図-10(a) および(b) は、それぞれ、補強前および補強後の橋脚頭部水平荷重 P と水平変位 δ の関係である。補強前の橋脚頭部の最大水平変位は 275mm であり、耐震性能 2 の許容変位 179mm を超えている。これに対して、補強後の最大水平変位は 172mm であり、水平変位を 37% 低減し、許容値内にある。図-11 は補強後の解析で得られたダンパーの軸力 F (3 基の合計) と伸縮量 d の関係である。ダンパーの最大伸縮量は 95mm であり、許容伸縮量 120mm 以内にある。また、解析値から求めたダンパーの累積塑性変形倍率は 200 であるが、これは、終局累積塑性変形倍率 η_u の 1/4 倍であり、低サイクル疲労に対して安全と判断できる。

また、レベル 1 地震動時の上部構造の慣性力は 1121kN であり、ダンパーの弾性範囲にあることから、レベル 1

地震動に対しては、本ダンパーが固定支承としての水平荷重分担機能を有するといえる。

(3) 解析ケース B：既存の可動支承部にダンパーを設置した場合 (2 径間連続鋼 I 桁橋)

図-12 に解析の対象とした橋梁モデルを、また、図-13 に解析の骨組モデルを示す。支間長 21m、橋長 42m、全幅員 12m、上部構造重量 4482kN の 2 径間連続鋼 I 桁橋を想定している。既存橋梁の支承条件は、中央の橋脚が固定支承で、両側の橋台 A1 および A2 が可動支承としている。耐震補強方法は、上部構造と両側の橋台間にダンパーを設置して制震構造とするもので、地震荷重を両側の橋台に分散負担させ、かつ、ダンパーのエネルギー吸収能を付加することによって橋脚の変形を許容値に収める。橋脚の仕様は、解析ケース A と同一としている。

ダンパーは、降伏軸力 207kN、塑性化部長さ 2m、芯材材質 LY225 のものを、両側の橋台に 2 基ずつ、計 4 基設置した。4 基のダンパーの降伏軸力の合計値は 828kN であり、上部構造重量の 0.18 倍である。ダンパーと橋台の接続部には、常時およびレベル 1 地震動時の桁端部の変位にダンパーが作用しないようにスライド部を設けてい

る。図-14にスライド部の計算モデルを示す。スライド量 s 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 地震動時の最大変位 12mm および余裕量 21mm を考慮して 50mm とした¹⁵⁾。また、スライド後の剛性は $k=100\text{kN/mm}$ とした。

図-15(a)および(b)に、それぞれ、補強前および補強後の橋脚頭部水平荷重 P と水平変位 δ 関係を示す。補強後の橋脚頭部水平変位 δ の最大値は 91mm であり、補強前の 275mm に対して 67%低減し、許容値に収まっている。

図-16は、橋台 A1 に設置したダンパーについて、ダンパーの合計軸力 F_t とダンパーとスライド部間の伸縮量 d_s の関係を示す。軸力 F_t の正負反転時にスライドが発生し、その間は復元力が生じないが、その後、復元力が再起してダンパーが塑性変形する状態を繰り返している。また、図-17は橋台 A1 に設置したダンパーの合計軸力 F_t とダンパーの伸縮量 d の関係である。ダンパーの最大伸縮量は 48mm であり、本ダンパーの片歪振幅上限値 4%に相当する許容伸縮量 $\pm 80\text{mm}$ 内に収まっている。解析でのダンパーの累積塑性変形倍率は 285 であるが、これは、本ダンパーの最大伸縮量に相当する片歪振幅値 2.4%に対する終局累積塑性変形倍率 $\eta_u=1380$ の 1/5 倍であり、低サイクル疲労に対して安全と言える。

この結果より、既存橋梁の可動支承部の上下部構造間に本ダンパーを設置する場合、スライド機構を付加することによって、常時およびレベル 1 地震動時にはダンパーが作用しない条件のもとで、レベル 2 地震動にはダンパーが作用して、地震荷重の分担と制震効果を発揮し、固定支承を有する橋脚の損傷を低減できることが分かる。

5. まとめ

鋼モルタル板を用いた座屈拘束ブレースについて、高歪振幅領域での載荷実験による性能評価と実橋梁モデルの動的解析による上下部構造間に設置する制震ダンパーとしての適用性を検討し、以下の知見が得られた。

- (1) 本ダンパーは、片歪振幅 2.0～4.8%の高歪振幅領域において安定した復元力特性を示し、橋梁用ダンパーに適した性能を有することが分かった。
- (2) 本ダンパーの片歪振幅上限値は 4.0%で、許容伸縮量を 80～120mm 程度に設定でき、橋梁の上部構造と下部構造間に本ダンパーを設置して制震構造とする場合に必要となる大きな伸縮量に対応できる。
- (3) 既存橋梁の固定支承を可動支承に置換えて本ダンパーを併設する方法や、可動支承を有する橋台と上部構造間に本ダンパーを設置する方法によって、補強対象とする既存橋脚の変位量を低減し、耐震性能を向上できることが分かった。また、その場合のダンパーの最大伸縮量や累積塑性変形倍率に対して、本

ダンパーは十分な性能を有していることが分かった。

- (4) 可動支承に本ダンパーを添設する場合、スライド機構を付加することにより、常時やレベル 1 地震動時には本ダンパーが作用しない条件で、レベル 2 地震動に対して制震効果を発揮するようにできる。

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) 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
- 6) 宝蔵寺宏一，崔準祐：既設橋に設置した制震デバイスのばらつきを考慮した橋梁全体系の地震応答解析，第 16 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.37-42，2013.7.
- 7) 喜多村亘，宮川和明，小谷野一尚，岩田衛：鋼モルタル板を用いた座屈拘束ブレースの繰返し載荷実験，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.1063-1064，2014.9.
- 8) 小谷野一尚，宮川和明，小出秀一，喜多村亘，岩田衛：疲労性能の高い座屈拘束ブレースの研究，日本建築学会技術報告集，第 21 巻，第 47 号，pp.137-140，2015.2.
- 9) (社)日本免震構造協会編：パッシブ制振構造設計・施工マニュアル，第 3 版，pp.522-525，2013.11.
- 10) 宇佐美勉：高機能制震ダンパーの開発研究，第 10 回地震時保有耐力法に基づく橋梁等構造の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，pp.11-22，2007.2.
- 11) (財)土木研究センター：橋の動的耐震設計法マニュアルー動的解析および耐震設計の基礎と応用ー，2006.5.
- 12) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，2002.
- 13) 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.833-842，1997.3.
- 14) 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.
- 15) 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挙動の評価に関する一検討，第 16 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.239-246，2013.7.