せん断パネル型ダンパーを用いた鋼上路アーチ橋の 耐震性能向上に関する解析的検討

An analytical study on improvement of seismic performance for upper-deck type steel arch bridges by using shear panel dampers

小池洋平*, 谷中聡久**, 尾下里治***, 春日井俊博**** Yohei Koike, Toshihisa Yanaka, Satoji Oshita, Toshihiro Kasugai

*工修,(株)横河ブリッジ,技術本部技術研究所(〒273-0026千葉県船橋市山野町27番地)
**(株)横河ブリッジ,技術本部技術研究所(〒273-0026千葉県船橋市山野町27番地)
***工博,(株)横河ブリッジ,技術本部(〒273-0026千葉県船橋市山野町27番地)
****工博,(株)横河ブリッジ,技術本部技術研究所(〒273-0026千葉県船橋市山野町27番地)

In this paper, to improve seismic performance of upper-deck type steel arch bridges against transvers directional earthquake motions, a method using two kinds of shear panel dampers installed at gusset plates of struts or arch ribs was proposed. Then dynamic analyses of a representative steel arch bridge with shear panel dampers were carried out and dynamic performance was compared with one of the original structure without dampers.

As a result, it was confirmed that this method was one of effective ways to upgrade seismic performance but the influence of the additional moment of struts and the stress concentration of joints should be estimated adequately.

Key Words: seismic performance upgrading, upper-deck type steel arch bridge, shear panel damper, dynamic analysis, gusset plate

キーワード: 耐震性能向上, 鋼上路アーチ橋, せん断パネル型ダンパー, 動的解析, ガセットプレート

1. はじめに

平成7年に発生した兵庫県南部地震以後,多数の実験お よび解析的研究がなされ、二度の道路橋示方書・同解説V 耐震設計編^{1,2)}(以下、道示Vという)の改訂により耐震設 計法が充実した.しかし、鋼上路アーチ橋のように幾何学 的非線形性が大きく、常時軸力が作用し、地震時には軸力 変動が大きい部材に関しては、その動的特性が十分には解 明されておらず、実施設計レベルの耐震設計においては、 部材の塑性化まで考慮することはほとんど無く、新設の鋼 上路アーチ橋では鋼重が増加し、コストが上昇しているの が現状である.また、既設橋梁においても、所要の耐震性 を確保させる対策として、板厚増などの断面補強が考えら れるが、死荷重増加およびそれに伴う下部工反力の増加、 下部工の大規模化などの問題がある.

一方,鋼上路アーチ橋の耐震性能向上策に関して,各方 面で検討が進められ,横構や対傾構などの二次部材にエネ ルギーを吸収・消散する履歴型ダンパーを設置し,主構造 の損傷を小さく抑える制震構造が提案され,解析的な検討 が行われている^{3)~8)}.また,複弦アーチリブを対象とした 橋軸直角方向の耐荷力実験の結果⁹⁾では,アーチリブの幅 厚比パラメータを0.7と大きく設定したにもかかわらず,横 構や横支材の損傷がアーチリブの局部座屈より先行する 破壊モードとなったことから,横構にダンパーを組み込む 制震方法は有効であると推察されている.

これら制震構造に関する研究は、これまで建築分野で 精力的に行われ¹⁰,ビル鉄骨などに施工実績が多く、橋 梁においても、鋼上路式アーチ橋以外にも、鉄道高架橋 の架構構造に適用した事例^{11)~14},トラス橋に適用した 事例¹⁵⁾や鋼および RC ラーメン橋脚〜適用した事例¹⁶⁾な どの研究が進められ、実橋にも適用され始めている^{17),18)} また、土木分野では一般に建築分野に比べ、より大きな 変形性能が要求されるため、橋梁への適用を目的とした 履歴型ダンパーの設計方法や履歴特性についての検討 も進められている¹⁹.

著者らも、履歴型ダンパーのうち、せん断降伏型ダンパー(以下, SPD: Shear Panel Damper という)に着目し、 橋梁の固定支承部に設置する制震デバイスを開発して きた²⁰⁾⁻²⁴⁾.本研究では、鋼上路アーチ橋の耐震性能向上 策として、ガセットプレート部分にせん断パネル型ダン パーを設置する工法を考案した.この工法で用いるせん 断パネル型ダンパー(以下、ガセットダンパーという) は、エネルギー吸収性能が大きく、取り替えが容易に行 える特長を有している.さらに、橋軸直角方向のレベル 2 地震動に対して、ガセットダンパーの設置の有無をパ ラメータとした動的解析を実施し、ガセットダンパーの 制震効果について検討を行った.また、パネル内でのガ セットダンパーの挙動やガセットダンパー以外の部材 の健全性を確認するため、FEM 解析を実施し、応力集中 の影響など取付部の構造を適切に評価する必要がある ことを確認した.

2. ガセットダンパーの概要

2.1 ガセットダンパーの適用箇所

ガセットダンパーの適用箇所例を図-1 に示す. 主な 適用箇所は,橋軸直角方向の地震動に対して層間変位が 大きいブレース材で構成された上下横構や端柱および 鉛直材の対傾構などの二次部材のガセットプレート部 分(以下,ガセット部という)を想定している. 本ガセットダンパーは、新設橋梁、既設橋梁を問わず 適用することができ、アーチ橋に限らず、トラス橋など のガセットプレート部分にも適用は可能である.

2.2 ガセットダンパーの機能

ガセットダンパーの構造および機能を図-2 に、ガセ ットダンパーの履歴曲線を図-3 に示す. 図-2 に示す ように、ガセットダンパーは上下にベースプレートを有 する H 断面であり、フランジに挟まれたせん断パネルに は延性が大きく、降伏応力の上下限値が管理され適当な 降伏特性を有する低降伏点鋼板(公称降伏応力 σ_Y =225N/mm²)を使用している.また、ガセットダンパー の限界せん断ひずみは文献19)を参考に γ_u =0.12 とした. 文献19)では、SPD の限界せん断ひずみは、座屈拘束ブ レースの性能(限界ひずみ ε_u =0.03)を基に、幾何学的 な考察からその4倍として、 γ_u =0.12 と設定している.

ガセットダンパーは、常時およびレベル1地震時では 弾性挙動で固定機能を担っているが、レベル2地震時に は、せん断パネルが塑性化し、せん断変形することによ り地震エネルギーを吸収する制震部材として機能する.

また, 図-3 に示すように, ガセットダンパーの履歴 曲線は既往の SPD の検討事例²³⁾²⁴⁾および文献 14), 19)



を参考に、せん断パネルのせん断降伏時、フランジの降 伏時を折れ点とするトリリニア型の履歴曲線とし、耐力、 変位を算出した. ガセットダンパーの設計の考え方につ いては、4.2で詳細を述べる.

2.3 ガセットダンパーの取付け構造および特長

ガセットダンパーの取付け構造は図-4,図-5に示すような2種類とした.図-4の取付け構造(以下,SPD-Tという)は、ブレース材(横構あるいは対傾構)と横支材などのガセット部に設置し、ダンパーが橋軸直角方向にせん断変形するものである.図-5の取付け構造(以下,SPD-Lという)は、ブレース材の上下に設置し、ダンパーがブレース軸方向にせん断変形するものである.

両構造の共通の特長としては、ガセットダンパーとガセ ットプレートを一体化せず、高力ボルトで連結した分離構 造としているため、大地震によってガセットダンパーが損 傷を受けた場合に、ガセットダンパーのみを交換すること ができる.また、複数個のダンパーを設置することにより、 図ー6に示すようにダンパーを1個ずつ交換できるため、ダ ンパー交換時に橋梁本体の安定性を保持するための仮設 補強材が不要となる.なお、残留変形がある場合は、外し たダンパー部分にジャッキの反力架台を取り付けること により、残留変形を戻すことも考えられる.

付録に示すように、SPD-LはSPD-Tと比較し、設置箇所 数は多くなるが、コンパクトな取付け構造となる.さらに、 SPD-Lは、ブレース材の一方ではなく、両端に設置するこ とによって、変形量が2倍になるため、変形性能を大きく することができる.そのため、後述するアーチリブ基部や 端柱基部など高いエネルギー吸収性能が必要な部位など に適していると考えられる.ただし、SPD-Lは、横支材な どとの取合寸法の制限を受ける場合があり、両端に設置す る場合は片側に変形が集中しないよう、同一原板を使用す るなど耐力差が生じないように配慮する必要がある.

3. 動的解析の概要

3.1 モデル橋梁の概要

動的解析の対象橋梁は,文献 25)でベンチマークとし て用いられている橋梁で,橋長 173m,アーチ支間長 *L*= 114m,アーチライズ *f*=16.87m (*Lf*=6.76)の2ヒンジ鋼 上路アーチ橋である.対象橋梁の骨組寸法図を図-7に, 主要部材の断面図を図-8に示す.

対象橋梁は、レベル2地震時に対する耐震設計として、 平面モデルで動的解析を実施し、応答値が降伏応力以下 となるように断面設計されている.

3.2 動的解析のモデル化

動的解析におけるモデル化は、文献5),25)を参考に行った.詳細は、文献5),25)に記述されているため、ここでは要点のみを以下に示す.



図-4 ガセットダンパーの取付け構造 (SPD-T)



図-6 ガセットダンパーの交換方法

- 解析モデルは、図-9 に示すように、3 次元骨組モ デルとした。剛棒部材とガセットダンパーを除いた 全ての部材をファイバーモデル(RC 床版は鉄筋も 考慮)でモデル化した。要素分割は、補剛桁は横桁 位置に節点を設け、アーチリブは鉛直材間を2要素 で、端柱および鉛直材は横支材間を1要素で分割し た。対傾構および横構は1部材を1要素でモデル化 した。また、各断面のファイバーによる分割は、鋼 部材では板厚方向に2分割、幅および高さ方向には 5~10分割とし、RC 床版は床版厚方向に5分割、幅 方向に20分割とした。
- 2) 支承条件は、補剛桁はゴム支承、端柱はピン支承、 アーチリブの支承はピボット支承であり、図-9 に



図-7 対象橋梁の骨組寸法図



示す境界条件とした. なお, 地盤バネは考慮しない こととした.

- 3) RC 床版は補剛桁と離散的に合成されているものとし、上方にオフセットした RC 床版の節点と補剛桁の節点を剛棒により結合した.
- 4) 質量は集中質量とし、質量を与える節点は補剛桁, RC 床版,アーチリブおよび鉛直材に集約した.
- 5) 鋼材の材料構成則は、2 次勾配が1 次勾配の1/100 とするバイリニア型(弾性係数は2.06×10⁵N/mm²)

で移動硬化則に従うものとした. RC 床版のコンク リートの材料構成則は、コンクリート標準示方書²⁶⁾ で与えられる材料構成則(設計基準強度 $\sigma_{\alpha} = 30$ N/mm²)を使用した.

- 6) 減衰は Rayleigh 減衰を用い、定数 α, βは橋軸直角 方向の振動モードのうち、有効質量比の大きい最低 次から2つのモードを選定し、算出した.
- 7) 解析は局部座屈,幾何学的非線形性の影響を考慮しない材料非線形動的解析とした.幾何学的非線形性



図-9 解析モデル





図-10 ガセットダンパーのモデル化

の影響は考慮できなかったが、ガセットダンパー設置前の解析モデルについて文献 25)の各機関の解析 結果と比較し、平均的な応答を示すことを確認した.

- 地震波は、JR 鷹取駅調整波のEW 成分 (JRT-EW-M) を橋軸直角方向に与えた.
- 9) 解析ソフトは Midas/Civil2006(製造元:伊藤忠テク ノソリューションズ(株))とした.

3.3 ガセットダンパーのモデル化

ガセットダンパーのモデル化の概要を図-10 に示す. SPD-T については、橋軸直角方向の非線形バネでモデル 化(図-10(a))し、SPD-L については、横構の軸方向 の非線形バネでモデル化(図-10(b))した.なお、SPD-T, SPD-L ともに、骨組線を変更せずに設置することを想定 しているため、水平力によって横支材に生じる偏心曲げ やガセットダンパーの軸力の影響は無いと考え、二重節 点(SPD-Lは多重節点)で複数個のガセットダンパーを 1 つのバネでモデル化した.ガセットダンパーの非線形 バネ特性は、図-3 に示すトリリニア型で移動硬化則に 従うものとし、せん断変形する方向以外のバネは剛バネ とし、回転は自由とした.

4. ガセットダンパーの設計

4.1 ガセットダンパーの設置位置

ガセットダンパーは、鋼上路式アーチ橋の橋軸直角方 向の地震動に対して層間変位の大きいアーチリブの下 横構ならびに端柱および鉛直材の対傾構のガセット部 に設置することとした.ガセットダンパーの設置位置を 図ー11 に示す.本解析では図ー11 に示すように、アー チリブ横支材のガセット部および端柱、鉛直材対傾構の ガセット部に SPD-T を設置したケース(図ー11(a)、後 述の Case-2) および Case-2 からアーチリブのガセット部 について、SPD-T を SPD-L に変更したケース(図ー11(b)、 後述の Case-3) の 2 ケースとした. Case-3 については、 横支材の寸法上の制限から横支材側のガセット部には SPD-L の設置が困難であったため、アーチリブ側のガセ ット部に設置した.また、端柱、鉛直材対傾構について も、同様に横支材のガセット部には SPD-L の設置が困難 であったため、変更せず SPD-T を設置することとした.

4.2 ガセットダンパーの設計

ガセットダンパーは常時およびレベル1地震時では弾 性挙動となり、レベル2地震動に対して塑性化するよう に断面設計を行った.

常時およびレベル1 地震時については、橋軸直角方向 の水平力(地震荷重もしくは風荷重)に対して、塑性化 しないことを照査した.本研究ではレベル1 地震時の照 査は、道示Vのレベル1 地震動を用いた動的解析を行い、 断面力を求めた.その結果、対象橋梁では風荷重より地 震荷重が支配的であった.

また、ガセットダンパーは、レベル2地震時に確実に



(b) アーチリブガセット部:SPD-L,端柱,鉛直材ガセット部:SPD-T
 図ー11 ガセットダンパーの設置位置

表-1 ガセットダンパーの諸元

名称	パネル×板厚 (mm×mm)	耐力 (kN)			変位 (mm)			1ガセット部
		S_{wy}	S_{fu}	S_{pu}	δ_{wy}	δ_{fu}	δ_{pu}	への設置数
SPD-T_A1	□300×14	1636.8	2115.0	3142.2	0.507	4.204	36	3
SPD-T_A2	□300×14	1091.2	1410.0	2094.8	0.507	4.204	36	2
SPD-T_P1	□300×14	1091.2	1410.0	2094.8	0.507	4.204	36	2
SPD-T_P2	□200×9	233.8	303.1	448.8	0.338	2.958	24	1
SPD-L_A1	□250 × 21	1364.0	1606.4	2447.6	0.422	3.962	30	2
SPD-L_A2	□200×18	935.4	1110.2	1692.8	0.338	2.958	24	2

塑性化させる必要があるため、ガセットダンパーのせん 断降伏耐力(図-3中の S_{wy})を必要以上に大きくしな いように断面を設定した.設置したダンパーのサイズお よび図-3に示す復元力特性の折れ点の耐力、変位を表 -1に示す.最大のパネルサイズは、アーチリブおよび 端柱に設置したダンパー(SPD-T)で、せん断パネルは □300mm×14mmであった.なお、表-1中の耐力は、 複数個のガセットダンパーの耐力を合計した値である.

4.3 ブレース材の断面補強

ガセットダンパーが、エネルギー吸収性能を発揮する ためには、ブレース材(横構あるいは対傾構)が健全で なければならない、後述するガセットダンパーを設置し ないケース(Case-1)の動的解析結果においては、レベ ル2地震時に横構あるいは対傾構の応答軸力(圧縮)が 座屈耐力を大きく超え、座屈の発生によりガセットダン パーが想定どおりに挙動できないことが懸念された. そのため、ガセットダンパーを設置するケース (Case-2, Case-3) では、レベル2 地震時にブレース材に座屈が発生しないように断面補強することとした.

ガセットダンパーに作用する水平力(SPD-Tの場合は 水平力の分力)がブレース材の軸力として伝達され、ガ セットダンパーが限界変位に達する時に、ブレース材の 圧縮軸力は最大となる.よって、ガセットダンパーが限 界耐力(図-3 中の S_{pu})に達したときのブレース材の軸 力以上の座屈耐力が確保できるように断面を補強した. なお、座屈耐力は、道路橋示方書・同解説II鋼橋編²⁷⁾ に従い、許容応力の低減を考慮して算出した許容座屈耐 力にレベル2 地震時の割増として 1.7 を考慮した.

また、ブレース材は、弱軸まわりの断面二次半径が小 さかったため、座屈耐力の向上には、フランジ断面を補 強し、断面積を大きくするとともに細長比の低減を図る



表--2 ブレース材の断面補強

ことが効果的であった. ブレース材の断面補強を表-2 に示す. 端柱および鉛直材の対傾構の一部は, 断面補強 が不要であった.

5. 動的解析結果

動的解析は、ブレース材の断面補強を行わず、ガセッ トダンパーを設置しない基本ケース(Case-1)、図ー11(a) に示すようにガセット部に SPD-T を使用したケース (Case-2)、図ー11(b) に示すようにアーチリブガセッ ト部には SPD-L を、端柱および対傾構ガセット部には SPD-T を使用したケース (Case-3)の計3ケースで実施 した. Case-2、Case-3 については、表-2 に示すように ブレース材を補強した.主な解析結果を以下に述べる.

5.1 固有值解析結果

ガセットダンパーを設置したことによる振動特性の 変化を調査するため、Case-1~3の固有値解析を実施し た.固有値解析の結果を**表-3**に示す.

変形状態に応じたモード次数は変化しないが、橋軸直 角方向に振動する2次モード(変形モード:橋直対称1 次)の固有周期がCase-2, Case-3で短くなっている.こ れは、ガセットダンパーを設置する際にブレース材を補 強したためと考えられる.また、2次モードが卓越して おり、他のモードの固有周期はほとんど変化が無かった.

5.2 主構造の動的解析結果

(1) 塑性化部材

各ケースの塑性化および座屈部材を図-12 に示す.座 屈部材とは、発生軸力が4.3 で示す座屈耐力を上回っ た部材である.図-12 よりガセットダンパーを設置して

表--3 固有値解析結果

モード 次数	固]有周期 T (se	ホジェード	
	Case-1	Case-2	Case-3	タルモード
1次	1.195	1.195	1.195	橋軸逆対称1次
2次	0.998	0.980	0.986	橋直対称1次
3次	0.598	0.598	0.598	橋軸対称2次
4次	0.469	0.468	0.469	橋直逆対称1次
5次	0.389	0.389	0.389	橋軸逆対称2次
6次	0.376	0.374	0.375	橋軸対称1次
7次	0.282	0.282	0.282	橋直対称2次
8次	0.273	0.273	0.273	端柱逆対称1次
9次	0.267	0.267	0.267	鉛直材対称1次
10次	0.266	0.266	0.266	鉛直材逆対称1次

いない Case-1 では、端柱基部、アーチリブ基部、アーチ リブ基部近傍の下横構が塑性化していた.また、クラウ ン部近傍を除く下横構、端柱および鉛直材の対傾構、端 柱近傍の上横構の発生軸力が座屈耐力を上回っていた. 一方、ガセットダンパーを設置した Case-2, Case-3 では、 端柱基部に塑性化が見られるものの、アーチリブや二次 部材に塑性化部材や座屈部材はなく、ガセットダンパー を設置することにより、主構造の損傷を低減できている ことがわかる(図-12(b)).

(2)各部材の応答低減効果

アーチリブ基部,端柱基部の断面内における最大ひず み発生部位のひずみ時刻歴応答をそれぞれ図ー13,図ー 14 に、アーチリブ基部近傍の下横構軸力の時刻歴応答を 図ー15 に示す.図ー13,図ー14 の縦軸は発生ひずみ ε を降伏ひずみ ε_Y で無次元化し、図ー15 の縦軸は発生軸 力Nを降伏軸力 N_Y で無次元化しており,図中の点線は、



引張側 (プラス側) は降伏軸力を, 圧縮側 (マイナス側) は座屈耐力を表している.

各ケースともに端柱基部のひずみが最も大きく、ガセ ットダンパーを設置していない Case-1 では最大 11.6 ε_Y と大きなひずみが発生していた. 図-13, 図-14 よりガ セットダンパーを設置することにより、アーチリブや端 柱など主構造の応答は大きく低減され端柱のひずみは Case-2 では 1.2 ε_Y , Case-3 では 1.1 ε_Y であった.端柱の 対傾構には Case-2, Case-3 ともに同じガセットダンパー (SPD-T_P1, 表-1 参照)を使用しているため、最大ひ ずみは大きく変化しなかったが、アーチリブではガセット部に SPD-L を使用した Case-3 の方が、SPD-T を使用した Case-2 に比べ、応答が低減していた.

また、図-15より Case-1 のアーチリブ基部の下横構 では応答軸力が座屈耐力を上回っていたが、断面補強に より座屈耐力を向上させ、ガセットダンパーを設置し、 応答を低減させることにより、Case-2、Case-3 では応答 軸力を座屈耐力以下にすることができた.本解析ではブ レース材の座屈を考慮していないが、Case-1 においては ブレース材が座屈すれば、アーチリブや端柱の応答はさ



図-15 アーチリブ基部近傍の下横構の軸力応答

34 7 入示从八 兄	表—4	支点反力一	-覧
-------------	-----	-------	----

			Case-1	Case-2	Case-3	支承強度
アーチリブ 基部 朝	動口線力具士味	軸方向反力 (kN)	27900	19790	15910	26000
	軸圧陥力肢入時	橋軸直角方向水平反力(kN)	2147	1351	1095	1850
	軸引張力最大時	軸方向反力(kN)	17360	9848	5576	14800
		橋軸直角方向水平反力(kN)	2231	1458	1048	1890
端柱 鉛直反力 基部	公古 日 十	圧縮反力 (kN)	14180	8275	7563	12700
	如直反力	引張反力 (kN)	12750	6074	5267	10500
	橋軸直角水平反力(kN)		3030	1182	1121	1920





図-16 ガセットダンパーの履歴曲線

らに大きくなると推測される.

(3)支点反力の低減効果

各ケースのアーチリブおよび端柱の最大(最小)支点 反力を表-4に示す.表中の支承強度は、文献25)を参照 した.表-4より Case-1では、軸方向反力、橋軸直角方 向反力ともに支承強度を上回っていた.これに対し、 Case-2、Case-3では、全ての支承において、応答値が支 承強度を下回った.したがって、ガセットダンパーを設 置することにより、主構造の応答だけでなく、支点反力 も低減できるため、支承部にとっても耐震補強が不要と なる耐震性能向上策であると言える.

5.3 ガセットダンパーの挙動

Case-2, Case-3 のアーチリブ近傍およびクラウン部近 傍の下横構,端柱上段の対傾構に設置したガセットダン パーのせん断力とせん断ひずみの関係を図ー16 に示す. 縦軸は応答せん断力Sをせん断パネルの降伏せん断耐力 S_r で無次元化している.

設置したガセットダンパーは全て限界変位(せん断ひ ずみで12%, 図-3 中の $\delta_{\mu\nu}$)以内であった.また,ア ーチリブ基部や端柱のように Case-1 において,主構造の 損傷が大きかった部位に設置したガセットダンパーは エネルギー吸収量が大きく,一方,クラウン部近傍に設 置したガセットダンパーはほとんどエネルギーを吸収 していなかった.本研究では, Case-2, Case-3 のように 下横構や端柱, 鉛直材のガセット部のほとんどのガセッ ト部にガセットダンパーを設置したが, C6~C12 (図-7 参照)間の下横構や鉛直材の対傾構に設置したガセット ダンパーはせん断ひずみが 3%以下と小さく, クラウン 部近傍は主構造の損傷も無いため,これらのガセットダ ンパーは省略できると考えられる.ガセットダンパーの 最適配置については, 今後の検討課題である.

6. ガセットダンパー取付け部の FEM 解析

6.1 FEM 解析概要

動的解析によって、ガセットダンパーの制震効果を確認したが、ガセットダンパーが想定した挙動をするためには、他の部材が健全でなければならない.そこで、支点部付近でアーチリブと横支材に囲まれた1パネルを取り出し、ガセットダンパーも含め全てをシェル要素でモデル化した FEM 解析を実施し、ガセットダンパー以外の横支材やガセットプレート取付部などの応力集中について検討を行った.

FEM 解析は動的解析ケース Case-2 の1パネルとし、 ガセットダンパーは SPD-T とした. 解析モデルの要素分 割図を図-17 に示す. アーチリブは、アーチ形状ではな く、同一平面内にモデル化し、ガセットプレート厚は、 下横構の補強後のフランジ (25mm),ウェブ (19mm) と同厚とした. 境界条件は、図-17 に示すように、C1 側アーチリブは、並進変位を拘束、回転変位は自由とし、 C3 側アーチリブは、回転変位は自由で、橋軸方向、鉛 直変位を拘束し、橋軸直角方向へ強制変位を漸増させた. 解析は材料非線形および幾何学的非線形を考慮した複 合非線形解析とし、材料構成則は2 次勾配が1 次勾配の 1/100 のバイリニア型とした.

6. 2 FEM 解析結果

ガセットダンパー (SPD-T) が限界変位に達した時の 3 ヶ並列に設置したガセットダンパーのせん断応力分布 を図-18 に、横支材ガセット部近傍の相当応力分布を図 -19 に示す. 図-18 の横軸は、せん断パネル中央のせ ん断応力 *c*を降伏せん断応力 *c*_Yで無次元化している.

図-18より,限界変位に達した時には,複数個のガセットダンパーはせん断応力をほぼ均等に分担しており, 1 つのガセットダンパーに変形や応力が集中することは 無かった.また,図-19に示すようにガセットダンパー などの接合部に応力集中が発生している.これまでの制 震構造に関する研究では、こうした二次的な部材の応力 状態に着目されていないが、制震デバイスにたよって過 度の変形を許すことの危険性を示している.建築分野で は層間変形角を1/100以下に抑えるように規定されてい る²⁸⁾が、橋梁の分野でもこうした規定が必要と思われる. 今後は実験により、接合部などガセットダンパー以外









図-19 ガセットダンパー限界変形時の相当応力分布

の部位についてもその健全性について検討を行う必要 がある.また、ガセットダンパーはブレース材の骨組線 を変更せずに設置することを想定しているため、動的解 析では二重節点(SPD-L は多重節点)で複数個のガセッ トダンパーを1つのバネでモデル化したが、横支材の付 加曲げの影響や並列したガセットダンパーの挙動につ いても、今後、実験的に検証する予定である.

7. おわりに

本研究は、制震ダンパーの一つであるせん断パネル型 ダンパー(ガセットダンパー)に着目し、鋼上路アーチ 橋の橋軸直角方向の耐震性能向上策について検討を行 ったものである.二次部材のガセット部に2種類のガセ ットダンパーを設置することによる制震効果について、 動的解析により検証を行った.さらにパネル内でのガセ ットダンパーの挙動やガセットダンパー以外の部材の 健全性を確認するため、FEM 解析を実施し、ガセットダ ンパーの弾塑性挙動や応力分布を確認し、取付け部の構 造を適切に評価する必要があることを確認した.

本論文で得られた主な結果は以下のとおりである.

- (1) 複数個のダンパーを高力ボルトで接合することに より、地震後の取り替えが容易に行える2種類のダ ンパー取付け構造を提案した.
- (2) ガセットダンパー設置前は、端柱基部に 11.6 ε_Y と 非常に大きな軸ひずみが発生していたが、ガセット ダンパーを設置することにより 1.1~1.2 ε_Y と大幅 に低減された、端柱だけでなく、アーチリブを含む 主構造の応答も低減され、ガセットダンパーの制震 効果が確認できた.
- (3) ガセットダンパーを設置することにより、主構造の 応答だけでなく、支点反力も低減でき、支承部にと っても有効な耐震性能向上策であると言える.
- (4) 橋軸直角方向地震動に対しては、アーチリブ基部近傍の下横構や端柱対傾構のガセット部にガセット ダンパーを配置することが効果的であった。
- 今後は、以下のような検討を進める予定である.
- ・ガセットダンパーの最適配置に関する検討
- ・ガセットダンパーの挙動や性能に関する実験的検証
- ・ガセットダンパー以外の部材健全性の評価



図ー付.1 SPD-Tの変形と層間変形角

付録 ガセットダンパーの変形量と層間変形角の関係

鋼上路アーチ橋の下横構として多用されているダイ ヤモンドトラス形式を対象として、横支材のガセット部 に設置し、橋軸直角方向にせん断変形するガセットダン パーSPD-T と横構上下に設置し、横構軸方向にせん断変 形する SPD-L の変形と層間変形角との関係を整理する.

① SPD-T

図ー付.1に示すように、横構と横支材の交点に SPD-T を設置した場合、横構やアーチリブの変形の影響を無視 すると、層間変形角 θ_T は式(付.1)で与えられる.

$$\theta_T = \frac{2 \cdot \gamma_T \cdot h_T}{a} \qquad \cdots \quad (\text{(t.1)})$$

ここに、 h_T は SPD-T の高さ(mm), a は格点間距離(mm), γ_T は SPD-L のせん断ひずみである.

② SPD-L

図ー付.2のように、4本の横構それぞれ片側にSPD-L を設置した場合、アーチリブの剛性が変形に与える影響 や横構の伸びを無視すると、図中の変形後の塗りつぶし た三角形に着目すると、式(付.2)の関係が成り立ち、 整理すると層間変形角 *θ*_Lは式(付.3)で与えられる.

$$\left(\frac{a}{2}\right)^{2} + \left(\frac{b}{2} + \frac{a \cdot \theta_{L}}{2}\right)^{2} = \left(d + \gamma_{L} \cdot h_{L}\right)^{2} \quad \cdots \quad (\text{(f.2)})$$
$$\theta_{L} = \frac{4 \cdot \gamma_{L} \cdot d \cdot h_{L}}{a \cdot b} \quad \cdots \quad (\text{(f.3)})$$

ここに、 h_L はSPD-Lの高さ(mm),bは主構間隔(mm), dは下横構の骨組長(mm), γ_L はSPD-Lのせん断ひず みである.

 $\theta_T = \theta_L$, $\gamma_T = \gamma_L$ とすると, h_L は式 (付.4) で与えられる.

$$h_L = \frac{b}{2 \cdot d} h_T \qquad \cdots \quad (\text{(f.4)})$$



対象橋梁では、d=6500mm、b=6000mm であり、これらの値を式(付.4)に代入すると、 $h_I=0.46 h_T$ となる.

上記の幾何学的な考察から SPD-L の高さは, SPD-T の高さの 1/2 程度となる. すなわち, SPD-L は SPD-T に 比べ, 設置箇所数は多くなるが, ガセットダンパーのサ イズが小さくなり, コンパクトな取付け構造となる.

参考文献

- (社)日本道路協会:道路橋示方書・同解説,V耐震 設計編,1996.12.
- (社)日本道路協会:道路橋示方書・同解説,V耐震 設計編,2002.3.
- 3) 宇佐美勉編著: 鋼橋の耐震・制震設計ガイドライン, 技報堂出版, 2006.9.
- 野中哲也,宇佐美勉,吉野広一,坂本佳子,鳥越卓志: 上路式鋼アーチ橋の大地震時弾塑性挙動および耐震 性向上に関する研究,土木学会論文集,Vol.731/I-63, pp.31-49,2003.4.
- 5) 宇佐美勉, 葛漢彬, 日沖堅治, 路志浩, 河野豪:制震 ダンパーによる鋼アーチ橋の耐震性向上 – 橋軸直 角方向地震動に対する検討 –, 土木学会論文集, Vol.766/I-68, pp.245-261, 2004.7.
- 6) 葛漢彬,日沖堅治,宇佐美勉:鋼アーチ橋に設置した 座屈拘束ブレースの応答値,土木学会地震工学論文集, 2005.8.
- 7) 太田あかね、大塚久哲、野原秀彰、新井雅之、森崎啓、 馬渕倉一:鋼上路式アーチ橋の耐震補強対策に対する 検討、構造工学論文集、Vol.53A、pp.418-427, 2007.3.
- 8) 福田智之,川島一彦,渡辺学歩:ブレースダンパーによる鋼製アーチ橋の地震応答の低減効果,構造工学論 文集, Vol.51A, pp.847-858, 2005.3.
- 9) 佐野泰如,小池洋平,大森邦雄: 複弦アーチリブの橋 軸直角方向地震時耐荷力に関する検討, 土木学会論文 集A, Vol.63, No.2, pp.297-311, 2007.4.
- (社)日本鋼構造協会:阪神淡路大震災以降の制震・ 免震構造,JSSCテクニカルレポート,No.67,2005.11.
- 松本信之, 岡野素之, 在田浩之, 曽我部正道, 涌井 一, 大内一, 高橋泰彦: 鋼製ダンパー・ブレースを有 する RC 鉄道高架橋の耐震性能, 構造工学論文集, Vol.45A, pp.1411-1422, 1999.3.
- 12) 岡野素之,松本信之,曽我部正道,室野剛隆,大内 一,大野了:振動台実験による鋼製ダンパー・ブレー ス付き高架橋の地震応答性状,構造工学論文集, Vol.49A, pp.963-970, 2003.3.
- 吉田幸司, 喜多直之, 岡野素之, 関雅樹: 圧縮型鋼 製ダンパー・ブレースによる RC ラーメン高架橋の耐 震補強工法, 構造工学論文集, Vol.50A, pp.551-558, 2004.3.
- 14) (財)鉄道総合技術研究所, (株)大林組:ダンパ ー・ブレースを用いた鉄道高架橋の設計指針, 2000.1.

- 15) 野中哲也, 宇佐美勉, 坂本佳子, 岩村真樹:上路式 鋼トラス橋の大地震時弾塑性挙動および耐震性向上 に関する研究, 構造工学論文集, Vol.49A, pp.531-542, 2003.3.
- 16) 葛漢彬,陳之毅,宇佐美勉:せん断型ダンパーによる鋼橋の制震効果に関する研究,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.169-176,2007.2.
- 17) 金治英貞, 宮本義広, 西岡勉, 高田佳彦, 石橋照久, 桐間幸啓, 林訓弘, 徳増健:長大トラス橋・港大橋の 損傷制御設計による耐震性能向上, 橋梁と基礎, pp.5-14, 2006.10.
- 18) 四條利久磨,森下邦宏,川島一彦,浦辻和幸,田中 昭人:ダンパーブレースによる新王渡橋(仮称)の耐 震性向上,第58回年次学術講演会講演概要集,pp.65-66, 2003.9.
- 19) 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.
- 20) 八木和也,谷中聡久,尾下里治:橋梁における低降 伏点鋼板を用いたせん断パネル型ダンパーの提案,横 河ブリッジグループ技報,No.35,pp.40-47,2006.1.
- 21) 佐合大,谷一成:新設橋梁への低降伏点鋼板を用いたせん断パネル型ダンパーの適用,高田機工技報, No.21, pp.14-19, 2006.1.
- 22) 谷一成,佐合大,谷中聡久,小池洋平,鵜野禎史, 姫野岳彦:低降伏点鋼板を用いたせん断パネル型制震 ストッパーの研究,第9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.247-252,2006.2.
- 23) 小池洋平,谷中聡久,春日井俊博,尾下里治:低降 伏点鋼板を用いたせん断パネル型制震ストッパーの 性能確認試験,横河ブリッジグループ技報,No.36, pp.20-29, 2007.4.
- 24) 小池洋平,谷中聡久,春日井俊博,尾下里治:せん 断パネル型制震ストッパーの標準化,横河ブリッジグ ループ技報, No.37, pp.114-117, 2008.1.
- 25) (社) 日本鋼構造協会・鋼橋の性能照査型耐震設計 法検討委員会:土木鋼構造物の動的耐震性能照査法と 耐震性向上策, 2003.10.
- 26) (社) 土木学会: コンクリート標準示方書 【規準編】, 2007.5.
- 27) (社) 日本道路協会:道路橋示方書・同解説,Ⅲ鋼 橋編,2002.3.
- 28) (社)日本免震構造協会:パッシブ制振構造設計・ 施工マニュアル 第2版,2005.9.

(2007年9月18日受付)