# 既設 H 形ブレース材の制震ダンパー化に関する基礎的実験

Fabricating Buckling-restrained Braces from Existing H-section Bracing Members- Experimental Study

織田博孝\*, 宇佐美勉\*\* Hirotaka Oda, Tsutomu Usami

\*正会員 博(工) 瀧上工業(株) 設計グループ グループ長(〒475-0826 愛知県半田市神明町1丁目) \*\*フェロー会員 D.Sc. 工博 名城大学教授 理工学部建設システム工学科(〒468-8502名古屋市天白区塩釜口)

This paper presents a result of a series of general investigations into the damage control seismic design of steel bridges. To this end, one of the most efficient ways is found to install energy dissipation devices in bridges, such as buckling-restrained braces (BRBs). In this paper, a series of new performance tests have been carried out for BRBs that have been made with existing H-section braces being wrapped in by a sort of buckling restraining members so that the overall buckling of the braces would not occur.

*Key Words: damage control seismic design, buckling restrained brace, performance test, H-section brace* 

キーワード:制震,座屈拘束ブレース,性能実験,H形断面ブレース

## 1.緒言

兵庫県南部地震(1995)を始め、新潟県中越沖地震 (2007)等の大地震時に、写真-1、写真-2に見られる ように、アーチ橋、トラス橋等の横構あるいは対傾構(以 下ブレース材と総称する)の部材座屈、あるいはガセッ トプレートの損傷の発生が顕在化するようになった.こ れらのブレース材および取り付け部の現行設計法につい ては後述するが、写真-1、写真-2のような例では、風 荷重あるいはレベル1地震に対して二次部材として許容 応力度設計され、ブレース材は、通常、引張に対しての み抵抗するものとする場合が多い.従って、レベル2の ような大地震が橋軸直角方向に作用すれば、ブレース材 あるいはガセットプレートに座屈が発生するのは、いわ ば当然と思われる.ところが別の見方をすると、ブレー



写真-1 ブレース材の部材座屈

ス材・ガセットプレートが座屈したため損傷がそこに集 中し、主部材(アーチリブ等)の損傷が免れたという考 え方もある.これは一部の部材・部品を犠牲にして、他 のより重要な部材・部品を守るというヒューズ論の考え 方でもある.本論文は、上述の考えをさらに進め、既存 のブレース材に制震ダンパーの機能を付与させ、大地震 時に損傷をそこに集中させると共に、地震エネルギーを 吸収・消散させ、主構造の損傷を軽減させるという考え 方を実用化するための基礎的な実験的研究である.

大地震に橋梁の損傷を制御する制震ダンパーについて 幾つかの形式のものが開発されてきている<sup>1)</sup>.これらの ダンパーは橋梁の本体構造とは別に組み込んだり,橋梁 の一部の部材と置き換えたりして適用している.制震ダ ンパーの1つとして鋼製の履歴型ダンパーがあり,その 中には軸力部材の塑性変形で地震エネルギーを吸収・消



写真-2 ガセットプレートの座屈

散する軸降伏型の座屈拘束ブレース(以下, BRB と称す る)がある<sup>1)</sup>. BRB の適用方法は、ブレース材の一部の 部材を BRB に置き換えることが多く、アーチ橋などの ブレース材を用いている既設橋梁の耐震補強法としては ブレース材を BRB と交換することになり、既に数例が 実施あるいは計画されている. それに対し、本論文で提 案する BRB は、既設部材を交換する方法ではなく、既 設のブレース材に座屈拘束材を被覆することで BRB と して機能させる方法<sup>2,3)</sup>で、考え方としては斬新である. H 形鋼ブレース材に鋼管を被せて座屈補剛するアイディ アは建築分野で既にあり、それに対する実験・解析が既に 行われている<sup>4)~6)</sup>. ただし、制震ダンパーとして使用す ることを意図したものではないため、研究内容は単調増 大荷重下での耐荷力に留まっている.

本論文の実験はH形鋼部材を既存ブレース材とし,溝 形鋼と平板をボルト接合した座屈拘束材をそれに被せて BRB化して実施している.ブレース材の両端には実部材 と同等の高強度ボルト摩擦継手を設け,さらに両端の一 部はブレース材が十分に塑性伸縮できるように座屈拘束 材から露出させている.実験では,ブレース材の被覆部 および露出部の強度,および拘束材の強度と剛性に着目 し,H形断面ブレース材をBRB化するために必要とな る条件を実験的に調べている.さらに,実験結果を踏ま え,試作 BRBの性能のさらなる向上方法を提案すると 共に,実用化に向けた検討課題をまとめている.

### 2. 実験計画

# 2.1 実験供試体

#### (1) 供試体の種類

実験供試体は表-1および図-1に示す4体としている. 4 体に共通の構造は,既設のブレース材を想定した長さ 2,700mm(細長比 100)のH形鋼部材(以下,ブレース 材と称する)の両端を,ガセットプレートを介してボル ト連結したものである.供試体 B1は比較のために座屈 拘束材を被せていないもので,その他は拘束材を被せて BRB化を図ったものである.ブレース材,連結部,拘束 材の諸元の決定については,この後に詳しく述べる.

ここでは、拘束材を被せた3体(A2, B2-1, B2-2)の 比較内容について説明する.実験は2次にわたって実施 しており、符号Aは1次実験<sup>2)</sup>、符号Bは2次実験<sup>3)</sup>を 表している.1次実験の内容は文献2)に報告しているが、 主にボルト連結部とブレース材の強度の差に着目してい る.1次実験の中で供試体A2はボルト連結部の強度を、 カバープレートを取り付けてブレース材よりも高めたも のであり、2次実験の供試体B1, B2-1, B2-2も同様であ る.供試体A2とB2-1, B2-2の違いは、ブレース材の伸 縮のために拘束材から露出している部分の補強有無であ る.この露出部が構造上弱点の1つであり、補強構造は 図-2(b)に示すように10mm厚の板を溶接してH形鋼を

表-1 実験供試体の種類

供試 体名	実施 時期	両端 接合 条件	座屈 拘束材	露出部 補強	拘束材 断面	拘束材 組立ボル ト間隔
A2	1次	F-H	有	無	図-2(a)	@75mm
B1	2次	F-F	無	_	_	_
B2-1	2次	F-F	有	有	図-2(b)	@75mm
B2-2	2次	F-F	有	有	図-2(b)	@37.5mm

※供試体両端の接合条件でF:回転固定,H:ヒンジを示す.



箱形断面状にしている. 拘束材は図-2 に示すように溝 形鋼と平板で構成してブレース材(H形鋼)に被せてい るが,供試体 B2-1, B2-2 では A2 に対して 90 度回転さ せた形状としている. この意図は露出部においてブレー ス材が弱軸方向に変形した場合に,拘束材の平板の局部 変形を抑制することである. なお,1 次実験と2 次実験 では実験装置が異なっており,図-1 に示す両端の端板 と実験装置との接合は,表-1 に示すように回転固定と ヒンジの場合がある.

次に,供試体 B2-1 と B2-2 の違いは拘束材の組立ボル トの間隔である. B2-2 は組立ボルト本数を増やすことで ブレース材をより強固に拘束するようにしたものである.

以上のように1次実験のA2に対して、2次実験では B2-1, B2-2のように補強された供試体は、制震ダンパー として向上した性能を持つかどうか調べた.

(2) ブレース材および連結部 (ガセットプレート) の設計

橋梁のブレース材は主に地震や風などの横荷重に対し て抵抗するように設計され、使用箇所や解析の方法によ って主要部材とするか2次部材とするかの扱いが異なっ てくる. 使用箇所に関しては支点上の対傾構を主要部材 とすることが多く,解析方法に関しては対傾構や横構を 含んだ立体モデルで解析する場合には主要部材とするこ とがある. 主要部材と2次部材の設計上の違いは、細長 比の制限と圧縮と引張の作用力への抵抗の考え方にある. 細長比の制限は道路橋示方書・鋼橋編<sup>7)</sup>(以下,道示と 称する) によれば, 主要部材では 120, 2次部材では 150 である. 作用力への抵抗の考え方は, 主要部材は圧縮と 引張の両方に抵抗するように設計され、2次部材では一 対のブレース材の内、引張側の部材のみが作用力に抵抗 するとして設計されることが多い.本研究における供試 体のブレース材は、主要部材を想定して、表-2 に示す 諸元とした. ここで, 許容圧縮力および許容引張力は道 示に従って求めている. 断面2次半径および細長比はい ずれも弱軸回りの量である.連結部における許容引張力 は、ブレース材の断面において両フランジ(*t=*8mm)に ボルト孔 (φ=19mm) を4個明けたものとし、孔による 断面欠損を考慮したブレース材の純断面積を元に求めて いる.また、供試体では連結部のボルト群の中心間を部 材長 L=2,490mm としている.

道示に従えば、連結部は部材への作用力と部材の全強 の 75%の大きい方の力に対して設計する必要がある.し かし、今回の供試体では特定の構造物を想定しておらず、 作用力を求めることができない.そのため、作用力はブ レース材の全強に等しいものとし、使用ボルト本数は表 -3 に示すようにブレース材の許容引張力 (302.3 kN)を 用いて決定している.したがって、ブレース材連結部の ボルト孔による断面欠損に対して、表-3 に示すように カバープレートによる補強を実施した.また、ガセット プレート (連結板)の設計は色々な考え方があるが、こ こではブレース材のフランジ幅 100mm と等しい幅の板 が 2 枚で,ブレース材の全断面積 2,159mm<sup>2</sup>を確保する 考え方とし,一枚のガセットの厚さを 15mm と決定した.

# 表-2 ブレース材の設計

断面および鋼種	H-100×100×8×6 (SS400)				
幅厚比パラメータ	フランジ $R_f = 0.32$ , ウェブ $R_w = 0.25$				
細長比 L/r	100	断面 2 次半径 r (mm)	24.9		
断面積 A (mm <sup>2</sup> )	2,159	部材長 L (mm)	2,490		
許容圧縮力P <sub>ca</sub>	$\sigma_{cag} = \frac{1,200,000}{6,700 + (L/r)^2} = 71.9 \ N/mm^2$ $P_{ca} = 71.9 \times 2,159 = 155.2 \times 10^3 \ N$				
許容引張力P <sub>ta</sub>	$P_{ta} = 140 \times 2,159 = 302.3 \times 10^{3} N$ (jii) $A_{net} = 2,159 - 4 \times 19 \times 8 = 1,551 mm^{2}$ $P_{ca} = 140 \times 1,551 = 217.1 \times 10^{3} N$				

表—3	連結部の設計
1 5	

使用ボルト	M16(F10T) 摩擦接合
許容ボルト力 $\rho_a$	ρ <sub>a</sub> = 25×10 <sup>3</sup> N (ボルト1本当り)
使用ボルト本数	$n = \frac{P_{ia}}{\rho_a} = \frac{302.3 \times 10^3}{25 \times 10^3} = 12.1 \to 16 \text{\AA}$
補強 カバープレート <sup> 国注1)</sup>	ガバープレート2-PL90×10 $A_{net} = 2,159 + 2 \times 90 \times 10$
/ ガセットプレー ト厚	- 4×19×(8+10)=2,591mm <sup>2</sup> > 2,159 t=15mm,ボルト第4列目の幅220mm (図-1参照)
(連結板) 注1)	$A_{net} = (220 - 2 \times 19) \times 15$ $= 2,730 mm^2 > 2,159 mm^2$

注1)純断面積がブレース材の総断面積以上.

#### (3) 拘束材の設計

拘束材の設計において必要なことは、ブレース材の自 由な伸縮を妨げないことと、ブレース材の全体座屈を防 止するために必要な剛度を持たせることである.

まず,ブレース材を伸縮させるための構造について説明する.H形鋼のフランジとその端面にはアンボンド材(1mm厚のブチルゴム)を貼付け,ゴムの柔軟性によりブレース材の軸方向の伸縮を拘束しないようにした.また,ブレース材の両端は拘束材から図-1に示すように65mmずつ露出させた.この露出の長さは,高機能BRBの性能(付録1参照)である3%の変形性能を目標として,実験において余裕を持たせ5%(=2490×0.05=124.5mm)の圧縮ができるように決めた.

次に BRB の全体座屈を防止するための拘束材剛度の 設計について示す. 文献 8),9)では次式(1)の安全係数 $\nu_F$ を用いた全体座屈防止条件式が与えられている.

$$v_F = \frac{1}{\frac{P_Y}{P_E^R} + \left(\frac{P_Y L}{M_Y^R}\right) \cdot \frac{a+d+e}{L}} \ge 3.0 \tag{1}$$



図-4 実験装置(2次実験)

ここに、 $P_Y = \overline{\nabla} \nu - \overline{\lambda} \overline{d} \sigma$ 降伏軸力、 $P_E^R = \bar{\eta} \overline{\kappa} \overline{d} \sigma \overline{d}$ イラー座屈荷重、 $L = \overline{\nabla} \nu - \overline{\lambda} \overline{d} \sigma$ 長さ、 $M_Y^R = \bar{\eta} \overline{\kappa} \overline{d}$ の降伏曲げモーメント、 $a = \bar{\eta} \overline{\kappa} \overline{d} \tau + \overline{\lambda} \sigma$ の降伏曲げモーメント、 $a = \bar{\eta} \overline{\kappa} \overline{d} \tau + \overline{\lambda} \sigma$ の降伏曲げモーメント、 $a = \bar{\eta} \overline{\kappa} \overline{d} \tau + \overline{\lambda} \sigma$ の降伏曲げモーメント、 $a = \bar{\eta} \overline{\kappa} \overline{d} \tau + \overline{\lambda} \sigma$ の降伏曲げモーメント、 $a = \bar{\eta} \overline{\kappa} \overline{d} \tau + \overline{\lambda} \sigma$ の降伏曲げモーメント、 $a = \bar{\eta} \overline{\kappa} \overline{d} \tau + \overline{\lambda} \sigma$ の降伏曲げモーメント、 $a = \bar{\eta} \overline{\kappa} \overline{d} \sigma$ の帰心量である。式(1)を計算する場合の諸量は全て公称値(材) 料定数)、設計値(寸法)で与え、a = L/1000, d = 1 mm, e = 0 とする. 本研究の供試体について求めた安全係数の値を表 - 4 に示す. いずれの場合も 3.0 に比べ大きく、全体座屈に対しては十分安全であることが分かる.

供試体	座屈方向	$v_F > 3$		
4.2	H形鋼・弱軸方向	7.6		
A2	強軸方向	7.5		
D2	弱軸方向	9.1		
B2	強軸方向	7.9		

表-4 拘束材の設計

なお、拘束材はブレース材の座屈を拘束するのに十分 強固に組み立てられている必要がある.必要なボルト強 度と配置は未解明であるため、ここでは文献 8),9)に示さ れている長方形断面の BRB の例を参考にし、サイズ M10 の高強度ボルト(強度区分 8.8、すなわち引張強さ 800N/mm<sup>2</sup>, 0.2%耐力 640N/mm<sup>2</sup>)を使用し、経験的にボ ルト配置を決めた.このボルトの締め付けトルクは特に 決めず、手締めで可能な限り強く締めた.

# 2.2 実験装置と計測

1次実験<sup>2)</sup>は愛知工業大学耐震実験センターにて実施 した.使用した実験装置を図-3に示す.供試体と 2,000kN 油圧アクチュエータは水平に設置し,アクチュ エータ頭部の可動部分には横方向の変位を拘束するガイ ドローラーを設けた.アクチュエータ頭部と底部はヒン ジになっており,供試体の境界条件としては軸方向変位 固定側(以下,単に固定端と呼ぶ)が回転拘束,軸方向 変位可動側(以下,単に可動端と呼ぶ)が回転自由にな っている.

2次実験<sup>3</sup>は名城大学の高度制震実験・解析研究セン ターにて実施した.図-4(a)に示すように,加力1,000kN 油圧アクチュエータが2台であり,可動端も回転拘束と なるガイドローラーが設置してある.供試体の軸方向に 垂直に設置された剛柱は上下にスライドが固定されてお り,水平に可動することにより供試体には,2本のアク チュエータの合計荷重*P*がブレース材の軸方向に与えら れるようになっている.制御方法はブレース材の軸方向 変位δを供試体両端に設置した軸方向変位計測用のダイ ヤルゲージの差によって測定し,2本のアクチュエータ の合計荷重*P*を制御して行った.供試体端部の詳細を



図-4(b)に示す.端部は軸方向力の偏心が極力生じない ように、ブレース材の両面(H形鋼のフランジ面)にガ セットプレートを当て連結してある.実験の全景を写真 -3に示す.

このように、1次実験と2次実験では材端の境界条件 が異なっているが、2次実験ではより実際の構造物に近いと思われる端部条件の元で、露出部の補強に着目して 実施している.

# 2.3 載荷方法

載荷はブレース材の軸方向変位制御によって行った. 載荷パターンは図-5 に示すように、ブレース材の降伏 変位δ<sub>γ</sub>を基準として最初に0.5δ<sub>γ</sub>から始め、次からは 1.0δ<sub>γ</sub>ずつ変位を増分して、各振幅で圧縮・引張両側に 1回の繰り返し漸増載荷とした.載荷速度は特に決めな かったが、静的と考えられる程度にゆっくりと載荷した. 今回のような鋼材による履歴型ダンパーは、地震の速度 程度において載荷速度の影響は余りないと考えられるた めである.

ここで、降伏変位 $\delta_{y}$ の算定について示す。 $\delta_{y}$ は1次 実験と2次実験のそれぞれにおいて、3.1に示す引張試験 結果の降伏応力と弾性係数から求めた。具体的にはH形 鋼のフランジとウェブで材料特性に違いがあるため、次 式のようにそれぞれの断面積に応じてH形鋼の軸降伏ひ ずみを求め、これから $\delta_{y}$ を計算した。

$$\overline{\sigma}_{Y} = \frac{\sigma_{Yf} \cdot A_{f} + \sigma_{Yw} \cdot A_{w}}{A}, \quad \overline{E} = \frac{E_{f} \cdot A_{f} + E_{w} \cdot A_{w}}{A} \quad (2),(3)$$
$$\overline{\varepsilon}_{Y} = \overline{\sigma}_{Y} / \overline{E}_{Y} \quad (4)$$

ここに、 $\sigma_{y_f}, \sigma_{y_w}$ : それぞれ H 形鋼のフランジ、ウェブ の降伏応力、 $E_f, E_w$ : それぞれ H 形鋼のフランジ、ウ ェブの弾性係数、 $A_f, A_w$ : それぞれ H 形鋼のフランジ、 ウェブの断面積、A: H 形鋼の全断面積、 $\overline{\epsilon}_Y$ : H 形鋼 のフランジ・ウェブ平均の軸降伏ひずみである.



#### 3. 実験結果

## 3.1 素材実験

ブレース材および拘束材の材料定数を JIS 5 号引張試 験によって測定した値を表-5 に示す.引張試験片は H 形鋼のフランジとウェブの両方から 3 本ずつ採取し,結 果は平均した.ブレース材の降伏応力は,フランジがウ ェブに比べてやや小さいが,公称降伏応力 (235MPa) に 比べ,約40%大きいことが分かる.なお,ひずみ硬化の 始点は明瞭でない場合があり,ひずみ硬化始点ɛstとひず み硬化係数 Est のばらつきはかなり大きかった.フラン ジのɛst が1次と2次で違うのは,ばらつきの影響である.

表-5 軸力材 (H 形鋼) の引張試験結果

箇所	実験	フランジ	ウェブ
降伏応力	1次実験	338.0	353.8
$\sigma_{\rm Y}({\rm N/mm^2})$	2 次実験	324.5	350.7
弾性係数	1 次実験	$0.191 \times 10^{6}$	$0.197 \times 10^{6}$
E(N/mm <sup>2</sup> )	2 次実験	$0.206 \times 10^{6}$	$0.200 \times 10^{6}$
ひずみ硬化始点	1 次実験	0.0156	0.0217
Est	2 次実験	0.0301	0.0207
ひずみ硬化係数	1 次実験	$0.00241 \times 10^{6}$	$0.00230 \times 10^{6}$
Est(N/mm <sup>2</sup> )	2 次実験	$0.00290 \times 10^{6}$	$0.00210 \times 10^{6}$

### 3.2 BRB の実験

実験により得られたブレース材に作用させた軸方向 荷重Pと軸方向変位 $\delta$ の履歴曲線を図-6~図-9に示す. 軸方向荷重および軸方向変位は、それぞれ測定した材料 定数 (表-5)および公称断面寸法によって算定したブレ ース材の全断面降伏軸力  $P_Y$ および降伏時の軸方向変位  $\delta_Y$ で無次元化してある.また、損傷状況を写真-4~写 真-7に示す.以下に、それぞれの供試体の履歴挙動、 破壊状況をに説明する.

# 供試体 A2

1次実験の供試体 A2 は-0.5  $\delta_{Y}$ から載荷し、+0.5  $\delta_{Y}$ から- $\delta_{Y}$ へ向かったが、到達直前で荷重が低下し座屈が確認された. 座屈は拘束材を含めた BRB の全体座屈ではなく、ブレース材の両端で拘束材から露出している部分で、H 形鋼の弱軸回りの部材座屈であった. この露出部の強度については 4 章で検討する. 次に、+ $\delta_{Y}$ に戻って-2 $\delta_{Y}$ へ向かう途中で荷重が大きく低下したため載荷を終了した. 最終の破壊状況は写真-4 に示している. 座屈変形は両端に見られたが、ヒンジとなっている可動端の方が、回転に対する拘束が小さいため曲がりが大きかった. また、露出部の座屈変形に伴い、拘束材端部の平板部を押し曲げる挙動も観察された.

このように露出部はBRBの構造上弱点の1つであり, 座屈防止対策が必要になることが示された.



写真-4 破壊状況 (A2)

#### 供試体 B1

図-7 は拘束材がない供試体 B1 の履歴曲線を示して いる.  $-\delta_{Y}$ では座屈は生じなかったが、 $+\delta_{Y}$ から-2  $\delta_{Y}$ への途中の- $\delta_{Y}$ を超えたところで全体座屈が生じ 荷重が低下した.  $+2\delta_{Y}$ へ戻り-2 $\delta_{Y}$ に達したときには 降伏荷重の 1/2 まで荷重が低下した. 写真-5 は全体座 屈後の供試体を示しているが、両端固定の柱の座屈モー ドに似たようなモードなっていることがわかる.



写真-5 破壊状況(B1)

#### 供試体 B2-1

供試体B2-1の荷重一変位履歴曲線を図-8に示している.履歴型ダンパーによく見られる紡錘形の履歴曲線を描き,塑性変形履歴によるエネルギー吸収・消費がなされており、拘束材はブレース材の全体座屈を拘束する機能を果たしていることが分かる.また、1次実験のA2で露出部の部材座屈により破壊したが、露出部が補強され、両端が回転固定となっているB2-1では、露出部の破壊は生じなかった.

しかし、 $-10\delta_{Y}$ に到達する直前で荷重がやや低下し、 次のループの圧縮載荷で荷重が大きく低下した.最後は 写真-6(a)に示すように、拘束材の組立ボルト(可動端 から5本目のボルト)が破断して実験を終了した.供試 体 B2-1 の実験終了後の全体の状況を写真-6(b)に示す. 部材全体の座屈は発生していないが、拘束材を分解して 中を調べてみるとボルトが破断した可動端側でH形鋼の フランジが大きく局部座屈変形していることがわかった (写真-6(c)).したがって、ボルトの破断は局部座屈 に伴うフープ力が原因と思われた.局部座屈はボルトが 破断した箇所だけではなく、固定端側にも数多く観察さ れた(写真-6(d)).

この実験では局部座屈変形が1箇所に集中して局所化 したが、局所化は極めて微小な初期不整や作用応力の差 などによって生じるので、どこに生じるかを予測するこ とは難しいと思われる.

最後に,拘束材内部の状況は観察し難いがブレース材 と拘束材の間のブチルゴムの状況について述べる.実験 後に拘束材を分解する際,ブチルゴムは均等に剥がれる のではなく,ブレース材と拘束材のどちらかに付着して 剥がれた.局部座屈変形が大きい箇所では,ゴムがずれ ていたため摩擦力が変化していると思われるが,局所的 であり全体挙動に及ぼす影響は小さいと思われる.



#### 供試体 B2-2

供試体 B2-2 は B2-1 に対し,拘束材の組立ボルト本数 を倍に増加している.図-9 に示すように,-10 δ<sub>Y</sub>まで



(a) 拘束材のボルト破断(可動端側)



(b) 実験終了後の供試体全体の状況





(c) 可動端側のブレース材の局部座屈



(d) 固定端側のブレース材の局部座屈

#### 写真-6 破壊状況 (B2-1)

は荷重の低下はなかったが、 $-11\delta_{Y}$ へ向かう途中で荷 重が低下した.以後は供試体 B2-1 と同じ結果になると考 え、次のループで拘束材組立ボルトが破断する前に実験 を終了した.拘束材を分解して中を調べた状況を写真-7 に示す.供試体 B2-1 と同様に両端に局部座屈変形が数多 く観察された.したがって、組立ボルト本数を増やして も荷重が低下し始めるまでの変形性能の伸びは  $1\delta_{Y}$ 分 しかなく、局部座屈は防止できなかった.ただし、局部 座屈変形の大きさは供試体 B1-1 と異なり、固定端側の



(a) 固定端側のブレース材の局部座屈



(b) 可動端側のブレース材の局部座屈写真-7 破壊状況 (B2-2)

方が大きかった.拘束材組立ボルトが破断するまで載荷 を続けた場合は、固定端側で局部座屈変形が局所化した 可能性がある.

局部座屈変形は、供試体 B2-1 と同様に部材の両端に多 く、部材の中央ではほとんど見られなかったが、拘束材 とブレース材の間の摩擦力とフープ力の影響が考えられ る. つまり、部材の両端は部材中央に比べ、摩擦により ブレース材から拘束材へ移行する荷重が小さいこと、微 小ではあるがブレース材露出部に変形があり、その変形 に伴う拘束材のフープ力が部材の両端に発生していると 思われることである.

# 4. ブレース材露出部の強度の検討

露出部の強度を簡単な解析で検討してみる.実験ではブレース材の露出部において、拘束材との隙間が部材の両端で反対向きであることが観察された.写真-8は1次実験の供試体で、実験後に拘束材をはずした状況を示している.そこで、図-10に示すように、ブレース材は拘束材とのわずかな隙間の中で、逆対称1次モードで座屈するものとし、露出部に作用する偏心曲げモーメントを求める.ブレース材と拘束材の隙間*s*は拘束材の長さ $\ell_0$ に比べ小さいため、拘束材の中のブレース材の変形形状は円弧と仮定しても差し支えない.円弧の中央の部材軸からの変位は拘束材の部材回転角 $\phi$ によるものを除くと3s/4であり、図-11に示す弦の長さとの関係により円弧の曲率半径*R*は次式のようになる.

$$R = \frac{\left(\ell_0 / 2\right)^2}{8(3s / 4)} = \frac{\ell_0^2}{24s}$$
(5)



写真-8 逆対称1次モードの変形



図-12 ブレース材端部の変形モードの仮定

したがって、拘束材端部におけるブレース材の接線回転 角 $\theta_0$ ,部材回転角 $\phi$ ,たわみ角 $\theta$ は、以下のようになる.

$$\theta_0 = \frac{1}{2} \frac{(\ell_0 / 2)}{R} = \frac{6s}{\ell_0}$$
(6)

$$\phi = \frac{s/2}{\ell_0/2} = \frac{s}{\ell_0} \tag{7}$$

$$\theta = \theta_0 + \phi = \frac{7s}{\ell_0} \tag{8}$$

ブレース材露出部の形状は、境界条件を考慮して図-12 に示すように仮定する.つまり、ヒンジの場合は角度 θ の 直線、固定の場合は固定端で角度 0、露出部の始点で接 線角 θ の円弧を仮定する.また、固定の場合は露出部の 始点が変曲点で曲げモーメントが零と仮定する.これら の仮定により、偏心曲げモーメントは式(9)および式(10) のようになる.

$$\vDash \checkmark \checkmark : M_e = P \cdot \ell_1 \cdot \theta = 7P \cdot s \cdot \left(\frac{\ell_1}{\ell_0}\right) \tag{9}$$

固定: 
$$M_e = P \cdot \frac{\ell_1 \cdot \theta}{2} = \frac{7}{2} P \cdot s \cdot \left(\frac{\ell_1}{\ell_0}\right)$$
 (10)

露出部の強度の照査は、降伏を限界とするときは式(11)、 全塑性を限界とするときは式(12)とする.

$$\frac{P}{P_Y} + \frac{M_e}{M_Y} \le 1.0 \tag{11}$$

$$\frac{M_e}{M_{pc}} \le 1.0 \tag{12}$$

ここで、 $P_Y$ はブレース材露出部の降伏軸力、 $M_Y$ は降伏曲 げモーメント、 $M_{pc}$ は軸力の影響を考慮した全塑性モー メントである.

供試体 A2 で P を降伏軸力 739kN, 隙間 e=4.6mm,  $\ell_{r}$ =2050mm,  $\ell_{I}$ =115mm とすると,境界条件がヒンジの場合に偏心曲げモーメント  $M_{e}$ =1,240kN・mm となり,ブレース材露出部の曲げ応力は $\sigma$ = 47N/mm<sup>2</sup>となる. この曲 げ応力を軸圧縮力による応力に加算すると,露出部は早期に降伏することになる. 一方,2 次実験で露出部は 1 次実験のように座屈することはなかった. これはブレース材の降伏軸力が作用したときの露出部の軸圧縮力による応力は 218MPa で,降伏応力  $\sigma_{Y}$ = 320MPa に比べ十分に小さいためである. また,上述の偏心曲げモーメントによる曲げ応力 8MPa を加えても露出部の応力は小さい.

文献 4)~6)は H 形鋼に箱形鋼管を被せて座屈補剛し, 両端に無補剛区間を有するブレース材の静的耐荷力につ いての実験及び解析を扱っている。これらの文献による と、両端の境界条件が固定または一定の拘束度がある場 合には、終局時の変形が逆対称モードに移行すると報告 されている.本研究の実験でも逆対称モードが見られた ので、ここに示す偏心曲げモーメントの概算における変 形モードの仮定も妥当と思われる.また、文献 4)~6)で は拘束材とブレース芯材との隙間はほとんど無く (0.5mm), 露出部の長さの全長に対する割合は16~33% あるものを扱っており、解析モデルは2変断面の梁とし ている.一方、本研究では拘束材とブレース芯材との隙 間がやや大きく、拘束材がかなり剛の場合である.また、 露出部の割合は 5%と小さい. そこで, 設計に使いやす いように上述の簡易モデルを考えた. モデルの妥当性に ついては、今後の詳細な解析で検討する予定である.

#### 5. 考察および今後の研究課題

 2次実験の供試体 B2-1,B2-2の変形性能はそれぞれ ε<sub>u</sub> = 0.014, 0.016 であり、累積塑性変形はそれぞれ CID)<sub>lim</sub> = 0.25, 0.30 であった. なお累積塑性変形<sup>1)</sup> は、軸方向荷重 *P* と軸方向変位δの履歴曲線から求 められる軸方向変位の塑性成分の絶対値の総和であ り、ここではブレース材の長さ *L* で除して平均ひず みで求めている. BRB の性能照査法および著者らが 提案している高機能制震ダンパー(大地震3回程度 に耐えられる制震ダンパー)の目標性能については 付録1に触れているが、今回の実験供試体 B2-1, B2-2 の性能は高機能制震ダンパーの目標性能には及ばな いものの、拘束材のないブレース材(B1)の性能に 比べれば格段に向上されている. 要求される性能は 地震や橋梁形式によって異なるため、今回の実験の 座屈拘束ブレースは、設置場所を選択することによ り制震ダンパーとして使える可能性はあり、期待す る目的は達成された.

2)供試体 B2-1 と B2-2 に見られた局部座屈モードは、 図-13 に示すように、ブレース材フランジの拘束材 内部への局部座屈である.フランジは拘束材外部へ の変形が拘束されているため、1 辺自由、3 辺固定の 片持板の局部座屈変形モードに類似しており、図-13 に示すように変形は長手方向に千鳥状に左右交互 に発生する.このことから、フランジの断面内側へ の変形をさらに拘束するような工夫を施すことによ り性能はさらに向上するものと思われる.



図-13 ブレース材フランジの座屈モード

3)供試体 B2-1, B2-2 のフランジ幅厚比パラメータ R<sub>f</sub> は表-2 に示したように 0.32 である.文献 10)では 1 辺自由,3 辺回転支持片持板(H 形断面部材フラン ジ対象)の終局ひずみは R<sub>f</sub>≤0.5 の場合は 20<sub>6</sub>γ と与え ている.これは単調増大軸圧縮力に対して計算され たものであるが,繰り返し載荷に対して計算した結 果(付録 2)<sup>12</sup>によっても終局ひずみは 20<sub>6</sub>γである. 今回の実験では図-8,9 に示したようにブレース材 全体の平均ひずみは 10<sub>6</sub>γ 程度であり,純圧縮を受け る板要素の単純な局部座屈現象とは言えないと考え られる.長方形断面ブレースの場合はブレース材が 高次のモードで変形することが実験および解析で分 かっている<sup>8,9</sup>が,H型断面ブレース材についても今 後シェル要素を用いて解析し,破壊モードの解明を 行う必要がある. 4) ブレース材は拘束材の内部で高次のモードで変形するため、拘束材にはブレース材からフープ力が作用し、拘束材を組立てるボルトには引張力が作用することになる<sup>III</sup>(図-14参照).その結果、ボルトの強度が不足する場合には、供試体 B2-1 のようにボルトが破損し、ブレース材の変形拘束が弱まり BRB は耐力を失うことになる。今回の実験では、長方形断面ブレース材を使用した既存の実験と同様の高力ボルトおよび本数を使用したが、H 形断面の場合はより大きな接触力が作用することが予想される。長方形断面ブレース材に対するフープ応力の算定式は文献
8) に与えられているが、H 形断面ブレース材についても今後数値解析より適切なボルトの設計法を求めておく必要がある。

Ē	Ŷ	<u> </u>	Ŷ	昷	_ <u>_</u>	<u>Ē</u> ,
	Û		Û		Û	Û
	Ţ.		Ţ			Ţ
Ţ	Ŷ	Ţ	₽ ₽	Ţ		The second se

図-14 ブレース材(H形鋼)の局部座屈に伴うフープ力

- 5) 上で述べた、ブレース材が高次モードで変形したこ とによって生ずる拘束材を面外に押す力は、反力と してブレース材フランジに断面の内側に作用する力 となり、このことが、3)で述べた事実に関連する 可能性がある.
- 6) 本実験では、ガセットプレートの損傷は見られなか った.これは、ブレース材の損傷が先行して生じた ためで、ブレース材の局部座屈破壊を防止し、変形 性能をより向上させた BRB に対しては、ガセットプ レート部の損傷が発現する恐れがある.従って、連 結部の補強に対しても配慮が必要になってくるもの と思われる. また, BRB は非常に大きな塑性ひずみ 領域まで載荷されるため、ひずみ硬化による軸方向 力の上昇が大きい. さらに, 圧縮力が作用する場合 はブレース材と拘束材の摩擦の影響もある. 例えば, 表-A.1 の高機能座屈拘束ブレースの目標性能近く まで載荷すると引張側で降伏軸力 Py の約 1.5 倍, 圧 縮側で 1.7Py 倍近くまで軸方向力が上昇する. この ことは、参考文献8),9),11),14)に示されており、 その軸方向力の上昇分を BRB 取り付け部の構造設計 に反映させる必要がある.

# 6. 結言

本論文では,既設ブレース材(横構,対傾構など)を 取り替えることなく,それに拘束材を被せることにより 座屈拘束ブレース(BRB)の機能を付与させた供試体の 基礎的な性能実験結果について述べた.実験は既設ブレ ース材としてH形鋼部材,座屈拘束材として溝型鋼と平板をボルト接合して組み立てた拘束材を使用した(図-1,図-2).拘束材は著者らの既往の研究<sup>8,99</sup>を参考に式(1)を用いて設計し,連結部は現行道路橋示方書<sup>7</sup>に基づいて設計した.

本研究で得られた知見を以下にまとめる.

- 1)式(1)で設計した座屈拘束材で、ブレース材の全体 座屈を防止できた.
- 2) 試作した BRB は、高機能制震ダンパーの要求性能 (付録1参照)を満足することは出来なかったもの の、ある程度のエネルギー吸収・消散能力は保有し ており、設置場所を選択することにより制震ダンパ ーとして使える可能性は十分ある.
- 3)今回の拘束の仕方では、ブレース材の破壊はブレー ス材フランジの局部座屈であった。従って、フラン ジの断面内側への局部座屈変形を拘束出来るよう に座屈拘束材を改良することにより、性能をさらに 向上させることが可能になるものと思われる。
- 4) ブレース材が軸方向に自由に伸縮出来るために拘束 材から露出した部分が必要であるが、露出長さによっては露出部で座屈する可能性があるため十分な 配慮が必要である.これについては、簡単な解析モ デルを設定して検討した結果(4章)を基に、露出 部を2枚の板で補強して箱形断面状(図-2(b)参照) にすることで損傷を防止できた.
- 5) ブレース材は拘束材の隙間間で軸方向に高次のモードで変形するため、拘束材およびブレース材には相互に面外力が作用することになる。拘束材からブレース材に作用する面外力はブレース材フランジの局部座屈に影響があると思われ、被覆がない場合のフランジの変形性能よりも小さくなる。一方、ブレース材から拘束材に作用する面外力はフープ力となり、組立てボルトには引張力が作用することとなる。これらの相互作用の影響については、今後、数値解析的に解明していく必要がある。
- 6)本研究は実験本数が少なく、既設ブレース材による BRB化という命題に対しては、実用的に十分な成果 が得られているわけではないが、5章で述べたよう に、今後の研究のための多くの課題が抽出できた。
- 7)実用的な課題としては、既設部材の実降伏点応力が 不明の場合の対応方法、他の工法との施工コスト比 較などが考えられる。

# 謝辞

本研究は、文部科学省の科学研究費(基盤研究(B), 研究代表者 宇佐美 勉),ならびに平成19年度文部科 学省私学助成ハイテクリサーチセンター整備事業で名城 大学に設置された「高度制震実験・解析研究センター(プ ロジェクトリーダー 宇佐美 勉))」の助成を受けて実 施された.実験に際し協力を得た,渡辺孝一名城大学助 教に深謝する.

#### 付録1 履歴型制震ダンパーの性能照査法<sup>13,14)</sup>

履歴型制震ダンパーに要求される性能は一般に次のようである.a) 安定した履歴特性を持ち,高いエネルギー 吸収・消散能力を持つ.b) 変形能力が大きい.c) 低サ イクル疲労強度が大きい.d) 高い耐久性を持つ.e) 製 作が容易で安価である.f) 取り替えが容易に出来る,あ るいは取り替えが不要である.制震ダンパーに対する要 求性能b),c)の照査は次のように行われる. 変形性能昭香

$$\gamma \cdot \varepsilon_{\max} \le \varepsilon_u \tag{A.1}$$

低サイクル疲労照査

$$CID = \gamma \cdot \sum_{i=1}^{n} \left| \varepsilon_{pi} \right| \le CID \,_{\lim}$$
 (A.2)

ここで、 $\epsilon_{max}$ =構造物に設置した制震ダンパーの平均応 答ひずみの最大値、 $\epsilon_u$ =終局ひずみ、 $\gamma$ =部分係数、CID =累積塑性変形、 $\epsilon_{pi}$ =平均応答ひずみの塑性成分、 CID)lim=累積塑性変形の限界値である.ひずみは、軸降 伏型ダンパー(BRB)の場合は軸ひずみ、せん断降伏型 ダンパー(SPD)の場合はせん断ひずみを取る.

高機能制震ダンパー<sup>14</sup>では、a) ~e) の要求をすべて 満たすと共に、f) として橋梁のライフサイクルに渡って 取り替えが不要な制震ダンパーの開発を目指す.そのた め、大地震3回程度の応答値の上限に、さらに1.5程度 の安全率を持たせた表-A.1 の限界値を目標性能とする. この要求性能は、現在土木・建築分野で用いられている BRB および SPD の要求性能よりもかなり厳しい値とな っている.

表-A.1	高機能制震ダンパーの目標性能	(限界値)

	BRB	SPD
変形性能 & u	0.03	0.12
低サイクル疲労 <i>CID</i> ) <sub>lim</sub>	0.7	2.8

#### 付録2 繰り返し圧縮—引張を受ける片持板の変形性能

文献 10) では、単調増大圧縮力を受ける片持板(1辺 自由、3辺単純支持板)の複合非線形解析を元に終局ひ ずみの提案を行った.ここでは、同じ板要素が繰り返し 圧縮一引張を受ける条件で変形性能を算定する<sup>12)</sup>. 解析概要

図-A.1 に示すような片持板を取り上げ,初期不整として,初期たわみと溶接残留応力を考慮した.初期たわ

みモードは次式で与え,残留応力分布は図-A.2に示す.

$$\Delta = \Delta_p \cdot \cos\left(\frac{X}{a}\pi\right) \cdot \frac{Y}{b} \tag{A.3}$$

ここで, Δ<sub>p</sub>=最大初期たわみ, *a*=板の長さ, *b*=板の幅, X, Y は図-A.2 に示す座標である.

表-A.2 は解析パラメータの値をまとめたものである. 材料は、SS400 に加え、SM490, SM570 とし、構成則は、 修正二曲面モデルを用いた. 板厚  $t \ge 10$ mm と固定し、 幅厚比パラメータ  $R_f \ge 0.3 \sim 0.8 \text{ of } 6$  通りとし、それぞれ の鋼材で繰り返し載荷解析を行った. アスペクト比は、 既往の成果から最低強度を与える a=a/b=2.0 とした. 最大初期たわみおよび圧縮残留応力の値は平均的な強度 を与えるために、 $\sigma_{R'}\sigma_{j}=0.1, \Delta_{p'}b=1/100 \ge 0.5$  メ ッシュ分割数は、載荷方向 (y 軸方向) に 10 分割、非載 荷方向 (x 軸方向) に 11 分割の 10×11 の分割数とした (図 -A.2 参照).





解析は、図ーA.2 に示すような 1/2 モデルについて行い、 載荷辺のX軸方向に正負の一様面内変位を与えることに より圧縮一引張載荷を行った.解析結果は、載荷辺のX 軸方向の総反力を板幅方向の断面積で除した平均応力、 載荷辺のX軸方向の変位を板の長さの半分 a/2 で除した 平均ひずみの履歴曲線として表した.

# 解析結果

解析結果の内,ここでは終局ひずみのみを記す.終局 ひずみ  $\varepsilon_u$ は,平均応力一平均ひずみの履歴曲線の包絡線

表-A.2 解析パラメータの値

パラメータ	值
E (GPa)	206
$\sigma_y$ (MPa)	235 (SS400), 315 (SM490), 450 (SM570)
V	0.3
t (mm)	10
$\alpha = a/b$	2.0
$R_{f}$	0.3, 0.4, 0.5, 0.6, 0.7, 0.8
$\sigma_{\it rc}/\sigma_{\it y}$	0.1
$\Delta_p/b$	1/100

がピークを過ぎピークの95%に達した時を終局点として そのときの平均ひずみとして算定した.結果は、図-A.3 に示す.この図から分かるように、SS400とSM490はほ ぼ同じような結果を与えるが、SM570はそれらより多少 低めの終局ひずみ値を与える.そこで、終局ひずみの算 定式は2種類に分け、次式が提案されている.

[SS400, SM490]

$\underline{\mathbf{E}}_{u} = \langle$	$\left  \frac{0.466}{(R_f - 0.3)^{1.34}} + 1.07 \le 20.0 \right $	$0.3 < R_f \le 0.8$	(A.4)
$\mathbf{E}_{y}$	20.0	$R_c \leq 0.3$	

[SM570]

$$\underline{\underline{S}}_{u} = \begin{cases} \frac{9.04}{(R_{f} - 0.25)^{0.321}} - 8.01 \le 20.0 & 0.25 < R_{f} \le 0.8 \\ 20.0 & R_{f} \le 0.25 \end{cases}$$
(A.5)



図-A.3 片持板の終局ひずみ(繰り返し載荷)

#### 参考文献

- 1) 宇佐美勉編著,日本鋼構造協会編:鋼橋の耐震・制 震設計ガイドライン,技報堂出版,2007.9.
- 2) 織田博孝,宇佐美勉,青木徹彦,葛西昭:既設部材 を利用した制震ブレースの基礎実験,第11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,2008.1.
- 3) 織田博孝, 宇佐美勉, 渡辺孝一: 既設 H 形鋼を制震

ブレース化するための実験的検討,第63回土木学会 年次学術講演会講演概要集,2008.9.

- 宇佐美徹,金子洋文:両端部に無補剛区間を有する 座屈補剛H形鋼ブレースの耐力について一両端単純 支持一,日本建築学会構造系論文集,第 542 号, pp.171-177,2001.4.
- 5) 宇佐美徹,金子洋文,小野徹郎:両端部に無補剛区 間を有する座屈補剛H形鋼ブレースの耐力,日本建 築学会構造系論文集,第590号,pp.121-128,2005.4.
- 6) 宇佐美徹,金子洋文,小野徹郎:両端の固定度を考慮した座屈補剛H形鋼ブレースの耐力について一両端単純支持一,日本建築学会構造系論文集,第542号,pp.171-177,2001.4.
- 7)日本道路協会:道路橋示方書・同解説 Ⅱ鋼橋編, 2002.3.
- 8) 宇佐美勉,渡辺直起,河村洋行,葛西 昭,織田博 孝:制震ダンパーとしての座屈拘束ブレースの全体 座屈,構造工学論文集,Vol.52A,pp.37-48,2006.3.

- 宇佐美勉,佐藤 崇,葛西 昭:高機能座屈拘束ブレースの開発研究,構造工学論文集,Vol.55A, pp.719-729,2009.3
- 10) 宇佐美勉,馬翔,野中哲也,岩村真樹:H形断面 部材よりなる鋼橋の耐震性能照査法,構造工学論文集, Vol.53A, pp.339-347, 2007.3
- 11) 宇佐美勉,加藤基規,葛西昭,河村洋行:制震ダン パーとしての座屈拘束ブレースの要求性能,構造工 学論文集, Vol.50A, pp.527-538,2004.3.
- 12) 飯沼光二:片持板の終局ひずみの算定,名城大学卒 業論文,2007.3
- 13) 土木学会:鋼·合成構造標準示方書 [耐震設計編], 土木学会鋼構造委員会,技報堂出版,2008.1.
- 14) 宇佐美勉:高機能制震ダンパーの開発研究(特別講 演),第10回地震時保有耐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,土木学 会,pp.11-22. 2007.2

(2009年9月24日受付)