

# 既設上路式鋼アーチ橋のブレース材の終局強度 およびガセットプレート補強方法に関する検討

Study on the ultimate behavior and the seismic reinforcement method  
of brace material gusset joint of existing upper road arch bridge

山田忠信<sup>†</sup>, 野中哲也\*, 馬越一也\*\*, 吉山純平\*\*\*, 鈴木森晶\*\*\*\*, 嶋口儀之\*\*\*\*\*

Tadanobu Yamada, Tetsuya Nonaka, Kazuya Magoshi, Junpei Yoshiyama, Moriaki Suzuki, Yoshiyuki Shimaguchi

<sup>†</sup> 株式会社 IHI インフラシステム (〒590-0977 大阪府堺市堺区大浜西町 3 番地)

\*博 (工) 名古屋工業大学大学院教授 (〒466-8555 名古屋市昭和区御器所町)

\*\*博 (工) 株式会社地震工学研究開発センター (〒810-0003 福岡県福岡市中央区春吉 3-21-19)

\*\*\*株式会社 IHI インフラシステム (〒590-0977 大阪府堺市堺区大浜西町 3 番地)

\*\*\*\*博 (工) 愛知工業大学教授 (〒470-0356 愛知県豊田市八草町八千草 1247)

\*\*\*\*\*博 (工) 愛知工業大学耐震実験センター (同上)

In this paper, we studied on the method of seismic reinforcing the gusset plate joint in the existing upper steel arch bridge. Because the bracing member and joints of arch bridges constructed in the past are designed only with seismic force by a level 1 earthquake motion, by a level 2 earthquake motion the bracing member is not only damaged but also the gusset plate joint is damaged. Therefore, we conducted experiments on the panel including bracing members and the joints using 1/2 scale specimens of actual bridges, we made clear the ultimate behavior of the bracing member and the joint designed by level 1 earthquake motion. Furthermore, we proposed a method for reinforcing the joint, and confirmed the effectiveness of the method by experiments using 1/2 scale specimens and FEM analysis.

*Key Words: steel arch bridge, bracing member, gusset plate, cyclic loading*

キーワード: 鋼アーチ橋, ブレース材, ガセットプレート, 繰り返し載荷

## 1. はじめに

兵庫県南部地震後、当該地点で考えられる最大級の強さをもつレベル 2 地震動に対して耐震設計がされるようになり、新設ならびに既設の構造物を対象に耐震性照査の手法が鋼・合成標準示方書 [耐震設計編] 2018 年制定 (以下、学会示方書) 等で示された<sup>1)</sup>。兵庫県南部地震以前に建設された橋梁は震度法レベルの地震力 (以下、レベル 1 地震動) で設計されているため、レベル 2 地震動に対して橋梁の耐震補強工事が行われている。特に、上路式の鋼アーチ橋や鋼トラス橋はトップヘビーな構造であることから、橋軸直角方向のレベル 2 地震動において、支柱や対傾構のブレース材が塑性化する事例が多い。レベル 1 地震動で耐震設計された既設橋のブレース材は作用力が小さかったことから、細長比制限により断面が設

定され、その接合部はガセットプレートにブレース材のフランジのみが 1 面摩擦接合となっている場合が多い。さらに、すべり耐力は、部材の両端をピン結合とした柱の座屈耐力程度で設計されているのが一般的であるため、レベル 2 地震動において設計で想定以上の力が作用し接合部も損傷する可能性が高い。ブレース材の補強対策として、当て板補強により部材を補強する方法や、ブレース材を軸降伏型鋼製ダンパー等に置き換える方法が採用されている。ブレース材を軸方向ダンパーに置き換える場合は、接合部を含めて取り換えることができるが、当て板補強をする場合は、接合部の補強が別途必要になる。

通常の耐震設計においては、ブレース材をトラス部材 (または両端ピンのはり部材) としてモデル化した地震応答解析を行い、その応答値が両端ピンの座屈耐力以下となるように弾性部材として設計される。実際にはブレース材の接合部はガセットプレートで接合されているため、境界条件は剛結として、両端固定の柱の座屈耐力で

<sup>†</sup> 連絡著者 / Corresponding author

E-mail:yamada1808@ihi-g.com

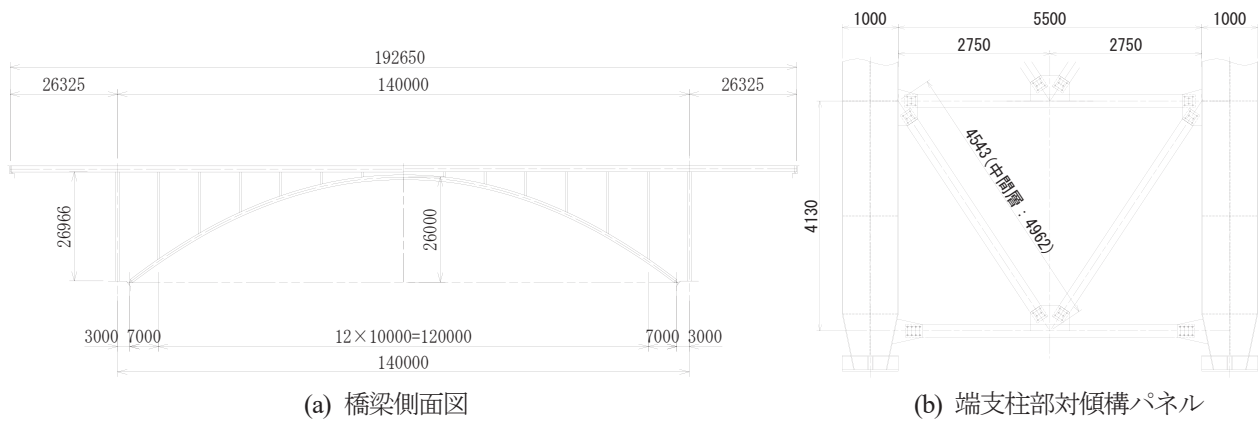


図-1 対象橋梁

照査することが、合理的な設計と考えられる。松村ら<sup>2,3)</sup>は、ガセットプレートを考慮した圧縮部材の終局強度について FEM 解析で検討し、部材端の接合部が固定となり、有効座屈長が  $0.5l$  ( $l$ : 部材長) の圧縮柱と等しくなることを提案している。このように座屈耐力を大きく設定することができれば、耐震補強範囲を少なくすることが可能になる。ただし、この場合は接合部の作用力も大きくなるので、接合部の耐力に対しても注意を要する。

平成 29 年の道路橋示方書<sup>4)</sup> (以下、道示) の改訂で V 耐震設計編に接合部の設計の考え方が新たに規定され、接合部に求める耐荷機構を明確にし、接合部と接合される部材の限界状態の関係を明確に設定した上で設計することとされた。また、この道示では、すべり後の限界状態を高力ボルト摩擦接合における接合部の限界状態 3 として規定しているが、繰り返し力が作用する地震時の適用については明確な規定がない。

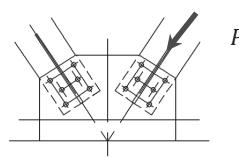
建築分野では、地震時に過大応力を受ける高力ボルト摩擦接合部の塑性履歴特性や接合部のエネルギー吸収能力などの接合部のみを対象にした実験的研究<sup>5)</sup>が行われているが、接合部のみを対象とした試験であるため、部材を含んだパネル等としての評価が必要と考えられる。

過去に、地震によって実際に接合部が損傷した事例も報告されている。例えば、東北地方太平洋沖地震を受け、トラスの部材と部材を接合する複数のガセットプレートが破断もしくは変形し、その要因についての検証が報告されている<sup>6)</sup>。

新設橋であれば、レベル 2 地震動に対して、前述のトラス部材として、ブレース材およびその接合部を無損傷として設計することが可能であるが、既設橋の耐震補強を行う上で、部材を無損傷にするためには大規模な補強が必要になり、その工事費も膨大となる場合が多い。

そこで、本研究では、上路式鋼アーチ橋のブレース材の部材と接合部の合理的な補修・補強を行うことを目的に、まず、実際の上路式鋼アーチ橋の端支柱の対傾構を含む 1 構面(「ブレース材パネル」と呼ぶ)を取り出して、道示に従いボルトピッチ、ボルト孔縁端距離等の接合部

表-1 設計方法

	内容
座屈耐力	$P_{crg} = \sigma_{crg} \times A_g > P$ : 作用力 (軸力) $\sigma_{crg}$ : 両端ピンの柱の座屈応力度 $A_g$ : 部材の総断面積
降伏耐力	$P_y = \sigma_y \times A_n > P$ $\sigma_y$ : 降伏応力度 $A_n$ : 部材の純断面積
すべり耐力	$P_s = n \times \rho_a > P$ $n$ : 必要ボルト本数 $\rho_a$ : ボルト 1 本のすべり耐力
ガセットプレート耐力	$P_g = bt/1.8 > P$ $b$ : ブレース材幅 $t$ : ガセットプレート板厚 

の構造も正確に反映した約 1/2 の供試体を用いた繰り返し破壊実験を行い、ブレース材パネルの終局挙動を確認して、道示で要求されている接合部と接合されるブレース材の限界状態 (表-1 に示す各耐力) の関係を明らかにする。次に、終局挙動の検討結果からガセット接合部の補強方法を提案して、その補強方法の有効性について同条件の実験により検証する。最後に、実験で座屈したガセットプレートの板厚について、FEM 解析により検討する。

## 2. 対象橋梁とブレース材の地震時挙動

### 2.1 ブレース材およびその接合部の設計概要

本研究で対象とした上路式鋼アーチ橋を図-1 に示す。ブレース材およびその接合部の設計においては、トラス部材 (軸力部材) でモデル化した骨組モデルの解析 (線形解析) から得られる作用力 (軸力) に対して、表-1 に

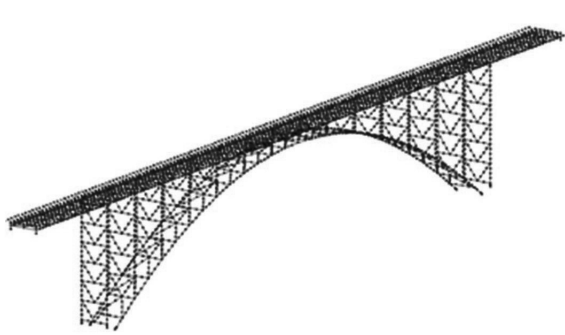


図-2 動的解析モデル

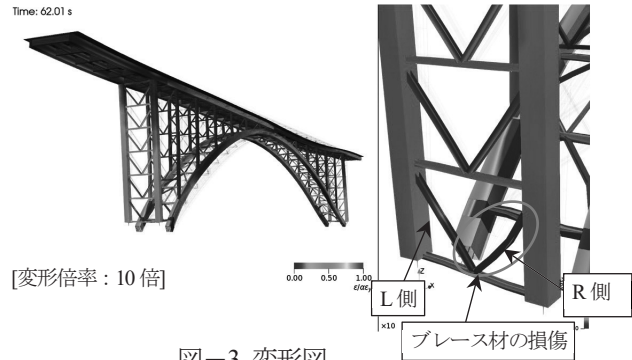
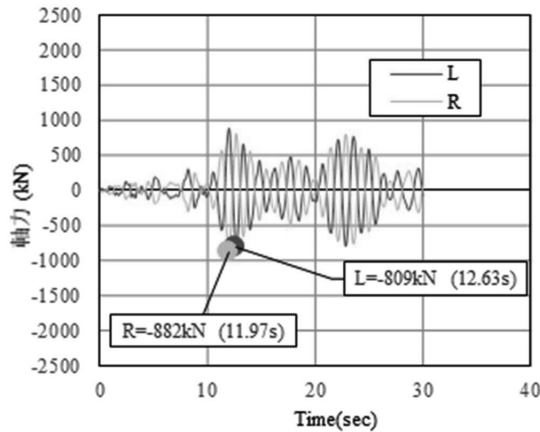
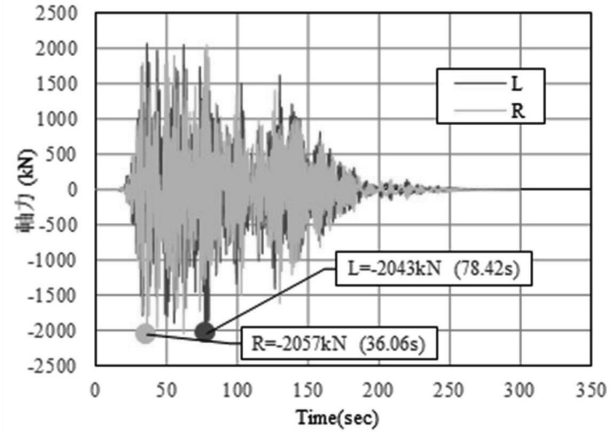


図-3 変形図



(a) レベル1地震動



(b) レベル2地震動

図-4 ブレース材軸力

示す方法で照査することになる。ガセットプレートの耐力 $P_g$ は、道示の式(1)で規定されるガセットプレートの最小板厚式に使用板厚を代入して式(2)により求めることにする。

$$t_{min} > 1.8 \frac{P}{b} \quad (1)$$

$$P_g = \frac{bt}{1.8} \quad (2)$$

ここで、 $b$ はブレース材の幅、 $t$ はガセットプレートの板厚、 $t_{min}$ はガセットプレートにブレース材軸力 $P$ が作用する場合のガセットプレートの最小板厚である。

## 2.2 対象橋梁の地震応答解析

### (1) 解析モデル

上路式鋼アーチ橋を構成する桁(補剛桁、縦桁、横桁、RC床版)、端柱(端柱、端柱対傾構、端柱支材)、鉛直材(鉛直材支柱、鉛直材対傾構、鉛直材支材)、アーチリブ(アーチリブ、下横構、アーチリブ支材)に対して、学会示方書を参考に図-2に示す解析モデルを構築し、地震応答解析を実施した。入力地震波は、震度法レベルの地震力相当としてレベル1地震動(2種地盤)、レベル2地震動として東南海地震のサイト波 $\eta$ とする。地震動の作用方向はブレース材パネルの発生応力が卓越する橋軸直角方向とした。解析の種類は、部材の塑性化と部材の

表-2 照査結果

項目	耐力(kN)	作用力(kN)	
		レベル1地震	レベル2地震
ブレース材	座屈	882	2057
	降伏		
接合部	すべり	(図-4(a) R側最大 11.97s時)	(図-4(b) R側最大 36.06s時)
	ガセットプレート		

座屈現象が評価できるように材料非線形性と幾何学的非線形性を考慮した動的複合非線形解析である。なお、本解析で使用した解析ソフトは、ScanFEM<sup>®</sup>である。

### (2) 解析結果

解析結果として図-3にレベル2地震動による変形図、図-4に2つの地震波について、端支柱部対傾構の最下段パネルのブレース材軸力の時刻歴をそれぞれ示す。図-3に示すようにレベル2地震動に対して端柱最下段パネルのブレース材が損傷した。また、応答軸力の最大値に対して表-1の設計項目について照査した結果を表-2に示す。座屈耐力、降伏耐力、すべり耐力およびガセットプレート耐力の計算根拠について、付録を参照されたい。表内の座屈耐力は両端ピンの条件で算出した柱の座屈耐力とする。レベル1地震動の応答値はいずれも各項目の耐力以下(各設計耐力の最小値 982kN > 作用力

882kN) となっているが、レベル 2 地震動の応答値は各設計耐力を超過した。ガセットプレートの耐力はブレース材の部材耐力（座屈，降伏）よりも小さいため，レベル 2 地震動に対して損傷シナリオとしてガセットプレートが部材よりも先に損傷すると予想できる。各耐力の中ですべり耐力が最も小さいため，接合部のすべりが先行することが予想されるが，これについては実験によりすべり後の限界状態 3 としての耐力を検証することにする。

### 2.3 ブレース材の既往の研究

ブレース材についての研究として，まず，建築分野において，柴田・若林ら<sup>9),10)</sup>は全体座屈を伴うブレース材の時刻歴応答解析に使用するための座屈履歴モデルを提案している。その後，実際のブレース材のみを対象にした繰返し軸載荷実験と有限要素法解析によって履歴モデルおよび履歴則の係数が見直され，鋼構造建築物のブレース材として，広範囲の細長比ならびにピン接合，剛接合，半剛接合といった端部結合条件への対応が可能な修正柴田・若林モデル<sup>11),12)</sup>が開発されている。

次に，土木分野においては，宇佐美らが比較的小規模ながらブレース材を組み上げたトラス構造の繰返し載荷実験<sup>13),14)</sup>を行い，ブレース材の挙動の解明およびモデル化の提案<sup>15)</sup>を行っているが，接合部が実際のプロポーションになっていない。また，修正柴田・若林モデルを土木構造物である鋼アーチ橋のブレース材に適用した研究成果<sup>16)</sup>もあるが実験での検証が必要と考えられる。

これらの研究で実施した実験は，いずれの供試体も鋼アーチ橋や鋼トラス橋のブレース材パネルとして，接合部の構造も正確に設計した供試体になっておらず，実際のブレース材の実挙動が十分に表現できていない。それに対して，本研究で実施した実験は，実際の既設鋼アーチ橋を対象にして，当時のレベル 1 地震動のみの耐震設計法で設計された「ブレース材+接合部」からなる大型ブレース材パネルの実験であり，ブレース材パネルの損傷シナリオを把握する上で鋼橋分野において非常に貴重な実験といえる。

## 3. 実験による接合部を含めたブレース材の終局挙動の検証

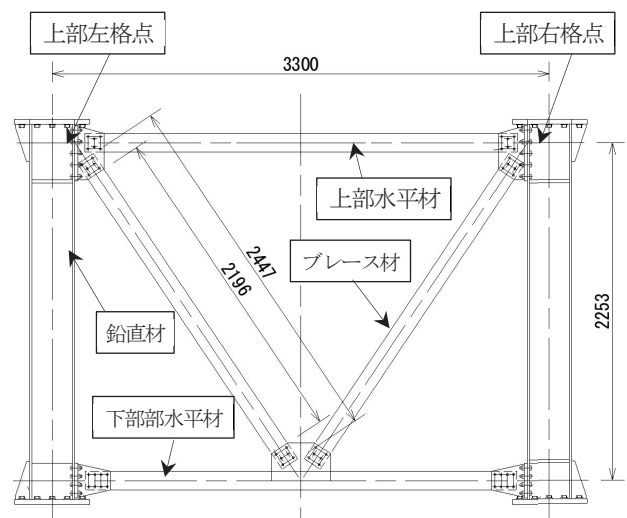
### 3.1 実験条件

#### (1) 実験供試体の計画

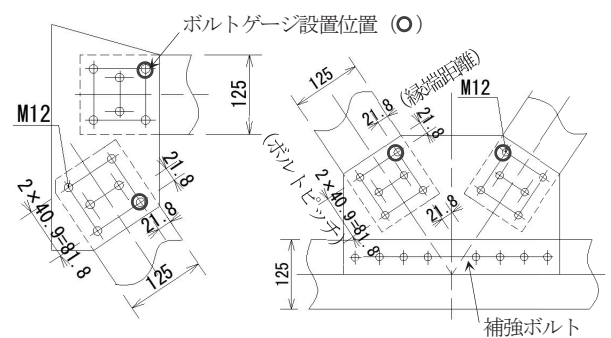
対象橋梁の端支柱における実際のブレース材パネルに対して，実験供試体（以下，「パネル供試体」と呼ぶ）を製作した。パネル供試体は，実物大の大きさにすることが望ましいが実験装置の制約から，1/2 サイズ程度に縮小することにした。表-2 に示した対象橋梁の部材と接合部の各耐力の比率はパネル供試体においても同様になるようにすることが重要と考えた。そこで，実験で使用で

表-3 実験供試体の設定条件

		実橋	供試体
接合部	ボルトサイズ	M22	M12
	ボルト孔径	mm	24.5
	ボルトピッチ	mm	75
	縁端距離	mm	40
フランジ	幅	mm	H250
	板厚	mm	14
ウェブ	高さ	mm	222
	板厚	mm	9
母材断面	$A_g$	$mm^2$	8998
母材純断面	$A_n$	$mm^2$	7626
ガセットプレート厚	mm	9	4.5



(a) ブレース材構造図



(b) ブレース材ボルト配置

図-5 供試体 A の構造図

きるボルトサイズが限定されるため，実橋で一般的に使用される高力ボルトサイズ M22 に対して，供試体では入手可能な高力ボルトサイズ M12 を選定し，縮尺率を  $S=M12/M22=0.545$  となるようにした。この縮尺率を基に相似則に従い，表-3 および図-5 に示すように可能な限



りこの縮尺率になるように供試体Aの部材等の寸法およびボルト配置を決定した。ブレース材には H 型鋼 (H125×125×6.5×9 : 材質 SS400) の一般的な型鋼を使用したため、板厚をすべて設定した縮尺率で設定することができなかったが、概ね実物大の約 1/2 の大型パネル供試体を製作することができた。実橋の鉛直材 (支柱) は箱断面であるが、本実験ではブレース材の挙動に着目し、鉛直材からの影響が少ないため、塑性化しない程度の H 型鋼 (H300×300×10×15 : 材質 SS400) を使用した。なお、実橋のブレース材下端のガセットプレートと下部水平材の接合は溶接のみであったが、ガセットプレートの板厚が 4.5mm と薄く、十分な溶接量が確保できなかったため、この溶接部から損傷しないように図-5(b)に示すようにボルトを追加した。

図-6に表-1の設計方法 (表-付.1) により求めた実橋とパネル供試体のブレース材パネルの各耐力を示す。実橋の座屈耐力は 1604kN, 降伏耐力は 1792kN, すべり耐力は 982kN, ガセット耐力は 1250kN になる。実橋のブレース材パネルの損傷のシナリオは、まず接合部がすべり、部材座屈が生じる前にガセットプレートが損傷すると予想できる。次に供試体パネルの座屈耐力は 464kN, 降伏耐力は 578kN, すべり耐力は 273kN, ガセット耐力は 313kN になり、実橋と供試体パネルの各耐力の大小関係は同程度になっており同じ設計条件で決定した断面になっている。実橋と供試体パネルの耐力比は相似則から断面積比になるので、供試体パネル耐力/実橋耐力 =  $0.545^2 = 0.297$  となり、供試体パネルの耐力は実橋の約 1/3 の大きさになっている。これらから、パネル供試体は対象橋梁と同じ設計条件で決定した断面になっているとい

える。

## (2) 実験準備

実験のセットアップ状況を図-7, 写真-1に示す。実験は愛知工業大学の耐震実験センターに設置された実験装置を用いて行った。繰り返し载荷は水平方向に圧縮

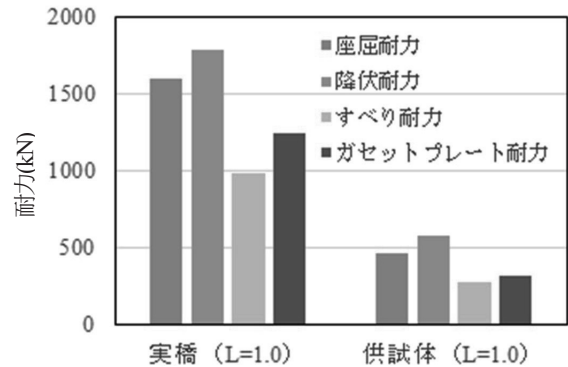


図-6 設計耐力の比較

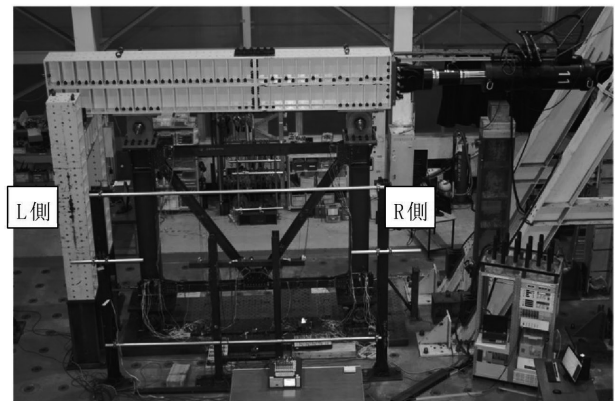


写真-1 実験装置

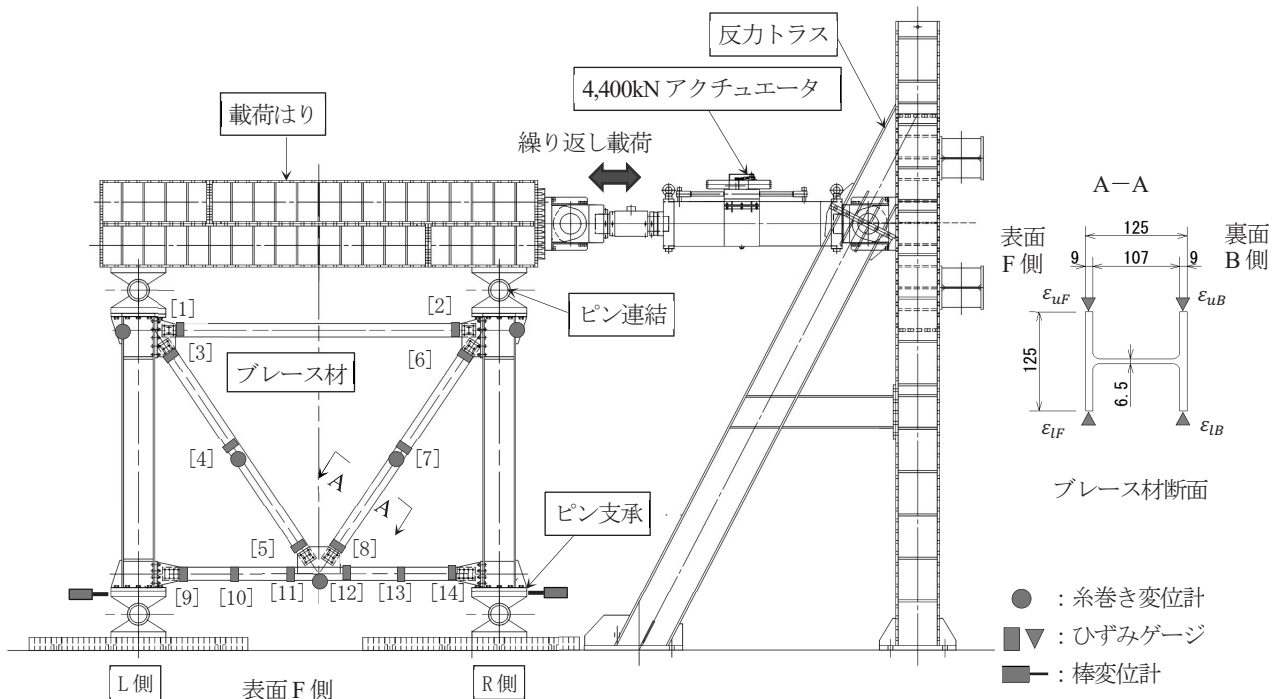


図-7 静的繰り返し载荷実験装置

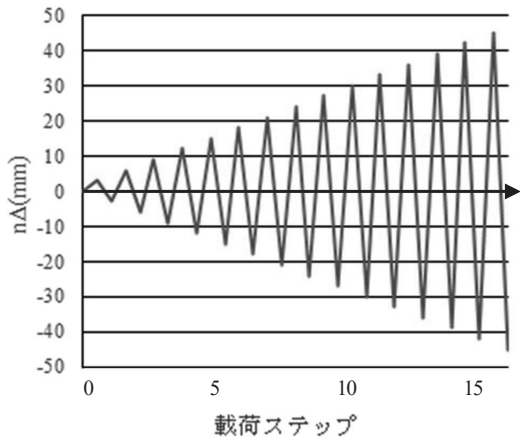


図-8 荷重履歴

4,400kN, 引張2,100kNの能力を有する静的油圧アクチュエータにより行い、油圧コントローラで制御する。荷重は荷重梁の一方に作用させ、荷重を左右の上部格点に均等に作用させるために、鉛直材の上端側はピン連結として荷重梁と連結した。パネル下端はピン支承で支持した。死荷重による鉛直荷重はブレース材の挙動に影響しないため考慮しないことにした。計測項目は、ブレース材パネル格点の変位、ブレース材および上下水平材のひずみ、およびボルト軸力とした。格点の変位は糸巻き変位計により計測し、パネル下端の支承部の水平変位は棒変位計で計測した。ボルト軸力は、図-5に示すように1ボルト群について1箇所のボルト内にひずみゲージを埋め込んだボルトゲージにより計測した。ボルトは、実際の施工と同様に設計軸力(56.9kN)の10%増しの62.6kNで導入した。ボルトゲージを埋め込まないボルトのボルト軸力はトルク法により軸力を導入した。リラクゼーションによるボルト軸力の減少を考慮して、実験はボルト軸力導入後の24時間以上経過した後を実施した。

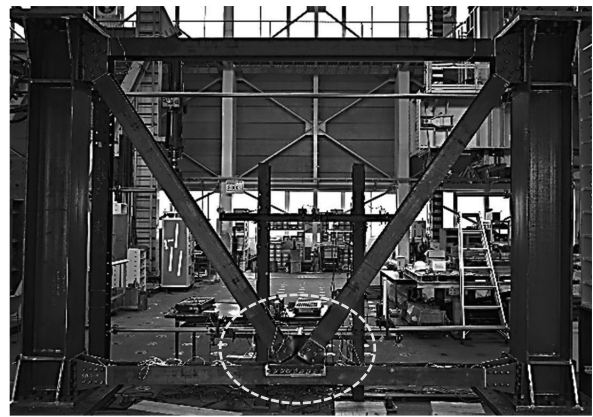
(3) 荷重条件

荷重パターンは、図-8に示すようにアクチュエータの水平変位 $\Delta=3\text{mm}$ を基準とした漸増変位繰り返し荷重とした。 $\Delta=3\text{mm}$ とした理由は設計上のすべり係数で $3\Delta$ まですべりが生じないように設定した。ブレース材やガセットプレートに顕著な局部座屈が生じるまで漸増し、供試体のR側からL側を正の方向として荷重を行った。また、アクチュエータ制御は変位速度制御で行い、荷重速度は $0.2\text{mm/sec}$ とした。

3.2 実験結果

(1) 最終の変形状態

本実験ではブレース材の損傷(部材座屈)よりもガセットが先行して局部座屈から破断に至ることが確認できた。12荷重ステップで、ガセットが大きく変形(局部座屈)して荷重が大きく低下した。最終振幅+45mmで荷重を抜いた実験終了後の残留変形状態を写真-2(a)に示す。ガセットプレートの終局状態を写真-2(b)に示す。ブ



(a)パネル全体の变形



(b)ガセットプレートの破断  
写真-2 実験結果(実験終了後)

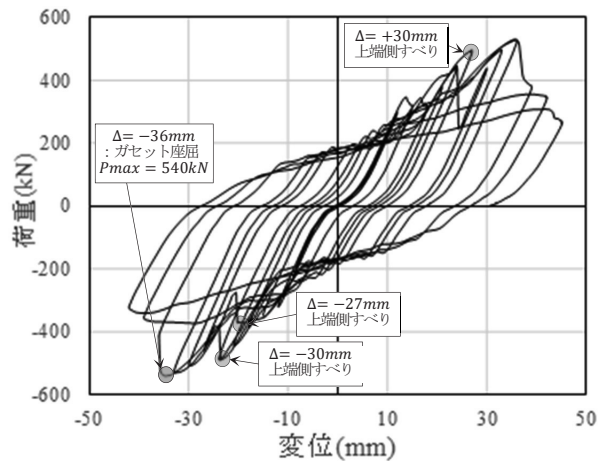


図-9 荷重-変位曲線

レース材パネルの終局状態はブレース材の座屈ではなく、ガセットプレートの局部座屈による損傷(破断)であった。ガセットプレートの局部座屈により荷重が低下したためブレース材は部材座屈を生じることなく健全な状態であった。

(2) ブレース材パネルの荷重-変位曲線

繰り返し荷重におけるアクチュエータ荷重とアクチュエータ変位の荷重-変位曲線を図-9に示す。グラフの縦軸

はアクチュエータ荷重（パネル供試体に作用する力）、横軸はアクチュエータの変位である。振幅-27mm で荷重の減少を伴い上端側にすべりが生じて大きな衝撃音が生じた。振幅-36mm で最大荷重 540kN に達し、その振幅過程でガセットが局部座屈した。ブレース材接合部のすべりは、上下端が同時にすべらずに、最初にブレース材下端側のガセット部で生じ、その後、上端側のガセット部が大きな衝撃音を伴いすべった。すべり後は、母材や連結板の孔壁とボルト軸の支圧により荷重が伝達される支圧接合に移行し、接合部としての限界状態 1 を超えた後もガセットが座屈するまで荷重が増加した。ブレース材についてはガセットプレートが局部座屈したことにより荷重が低下したため、ブレース材の発生軸力は座屈耐力以下となりブレース材の変形（曲がり）は、最後まで確認できなかった。

### (3) 実橋の損傷予想

実験ではガセットプレートが先行して破断したため、前述した地震応答解析結果のブレース材の座屈挙動が明確に現れなかった。前述の実橋の各耐力により予想した損傷シナリオとおりになった。よって、対象としたアーチ橋の終局挙動は、橋軸直角方向にレベル 2 地震動が作用すると、想定したブレース材が部材座屈するのではなく、ガセットプレートが局部座屈により損傷すると予想されるため、動的解析で地震時のブレース材パネルの挙動が評価できないことになるので、ガセットプレートの耐力は部材耐力よりも大きくする必要がある。

## 4. ガセットプレート補強構造の提案

実験により、接合部のガセットプレートの強度がブレース材の部材耐力よりも小さいと、前述した図-3 のような地震応答解析の結果が得られないことが確認できた。そこで、図-10 に示すようにガセットプレートの座屈耐力とすべり耐力を向上させるための補強構造を提案する。既設のガセットプレートは、溶接で接合されている場合が多いので、提案する補強構造は既設のガセットプレート取り換えずに利用する方法である。本実験では既設のガセットプレート 4.5mm に 4.5mm の板を重ね合わせて板厚不足を補うようにした。追加したガセットプレートと元のガセットは高力ボルトで接合することで一体化を図る。この場合、ガセットプレート合わせ面は摩擦係数が確保できるような表面処理が必要になる。実験供試体では、他の接合面も含めて、接合面は化学薬品により均一な赤錆を発生させて、0.45 以上のすべり係数を確保するようにした<sup>17)</sup>。対象橋梁の場合、レベル 2 地震動に対してすべり耐力も向上させる必要があったので、添接板とフィラープレートおよびボルトを追加して、1 面摩擦接合の耐力から 2 面摩擦接合の耐力に接合部のすべり耐力を向上させるようにした。ガセットプレートの取替ができない場合はガセット部のボルト本数を増やすことが

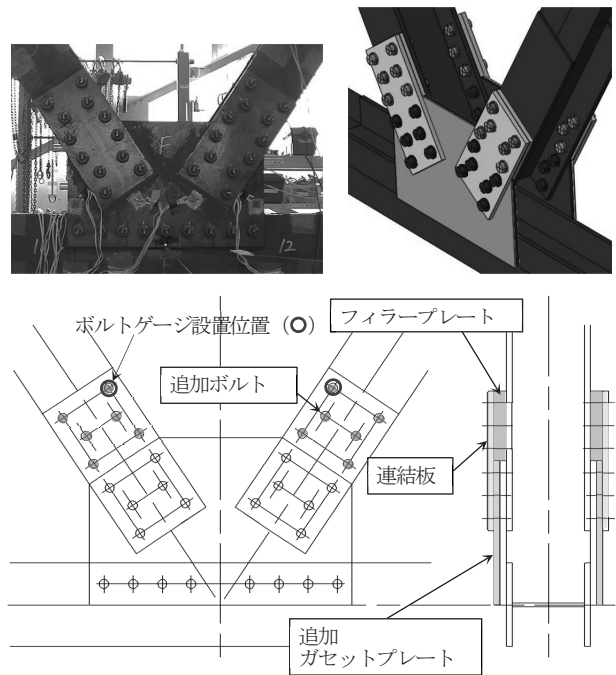


図-10 補強構造

できないため、2 面摩擦にしてすべり耐力を向上させることは有効な方法である。また、一般に用いられている高力ボルトのサイズは M22 で、その孔径は  $\phi 24.5\text{mm}$  であるので孔部のリーミングを行い M24 のボルトにサイズアップすることで、すべり耐力とボルトのせん断耐力を向上させることも可能である。

## 5. 実験によるガセットプレート補強効果の検証

### 5.1 実験概要

供試体 A と同じ鋼材を用いて、図-10 に示した補強方法で供試体 A を補強した実験供試体 B を製作した。上側水平材との接合部も同様に 2 面摩擦接合とする。実験は既設橋を対象にした供試体 A の実験と同様の方法で行った。供試体 B の接合部は 2 面摩擦接合にしてすべり耐力を 2 倍に向上させたが、すべり耐力 ( $273 \times 2 = 546\text{kN}$ ) よりも座屈耐力 ( $616\text{kN}$ ) が上回り、座屈耐力に達する前に、すべりが発生することが予想された。

### 5.2 実験結果

#### (1) 最終の変形状態

本実験では振幅+66mm で荷重が 1/4 に低下したので載荷を終了した。その振幅で荷重を抜いた実験終了後の残留変形状態を写真-3(a)に示す。ブレース材が大きく部材座屈しているのがわかる。この部材座屈の形状から、ブレース材端部がピン接合ではなく、両端固定のように変形していることもわかる。部材座屈の発生した位置を拡大した写真が、写真-3 (b)であり、局所的に面外方向へ変形した局部座屈も観察された。写真-3 (c)は、ブレース材下端の接合部付近を拡大したものであり、連結板



で回転を固定した状態になってブレース材の中央が変形する結果となった。ガセットプレート接合部の補強後のブレース材パネルの終局状態は、供試体 A の実験で生じたガセットプレートの局部座屈による損傷ではなく、ブレース材の部材座屈とブレース材のフランジの局部座屈であった。

### (2) ブレース材パネルの荷重-変位曲線

図-11 に供試体 B の荷重-変位曲線を示す。グラフの縦軸はアクチュエータ荷重、横軸はアクチュエータの変位である。接合部を2面摩擦接合に補強した供試体 B の特徴は、接合部を2面摩擦接合に補強したことからすべり耐力が大きく向上したため、実験の結果からも、振幅+24mm まですべりは生じなかった。振幅+24mm の過程で図-5 に示す R 側のブレース材上端の接合部が大きな衝撃音を伴ってすべり、荷重低下がみられたが、支圧接合に移行し荷重が再び増加した。振幅+36mm の過程で最大荷重に達し、R 側のブレース材の中央部の曲がりが発生して部材座屈した。その後の振幅+45mm の過程で局部座屈が発生し、ブレース材の曲がりの形も鋭角になった。以降の過程では、引張が作用しても元に戻らずに曲がりが残留していった。本実験で得られた荷重-変位曲線の履歴ループは、鋼製橋脚の実験で得られるような紡錘型に近い形となった。

### (3) ブレース材ひずみ

パネル供試体を構成するブレース材、下部水平材の塑性化状態を確認するため、多くの位置にひずみゲージを貼り付けて実験を実施した。ひずみゲージの測定値から断面の上側と下側のひずみを式(3)、式(4)により求める。

$$\varepsilon_u = \frac{\varepsilon_{uF} + \varepsilon_{uB}}{2} \quad (3)$$

$$\varepsilon_l = \frac{\varepsilon_{lF} + \varepsilon_{lB}}{2} \quad (4)$$

ここで、 $\varepsilon_{uF}$ 、 $\varepsilon_{uB}$ 、 $\varepsilon_{lF}$ 、 $\varepsilon_{lB}$  は図-7 に示す計測位置のブレース材および水平材のひずみであり、 $\varepsilon_u$  は上側のひずみの平均値、 $\varepsilon_l$  は下側のひずみの平均値である。図-12 にひずみと累積変位の関係を示す。グラフの縦軸は各部材の降伏ひずみ  $\varepsilon_y$  (降伏応力度:  $\sigma_y = 328 \text{ N/mm}^2$ ) で無次元化した値である。なお、各材の降伏応力度は鋼材のミルシートにより設定した。横軸はアクチュエータの累積変位である。ここでは、ブレース材の部材座屈が先に生じた R 側を示している。また、グラフ内には最大荷重発生時点での累積変位の位置を破線で示している。まず、ブレース材中央[7]と下端[8]のひずみについては、最大荷重到達前までは降伏ひずみ以下であるが、最大荷重に到達し座屈が発生するとともにひずみが増大しているのがわかる。ブレース材上端の[6]のひずみは、最大荷重到達前からひずみが増加し始めた。次に、下部水平材の[12]および[14]のひずみは、最大荷重後も2サイクル程度まで降伏ひずみ以下であったが、ブレース材の部材座屈によ



(a) パネル全体の变形



(b) ブレース材の局部座屈

(c) ブレース材下端側の变形

写真-3 実験結果 (実験終了後)

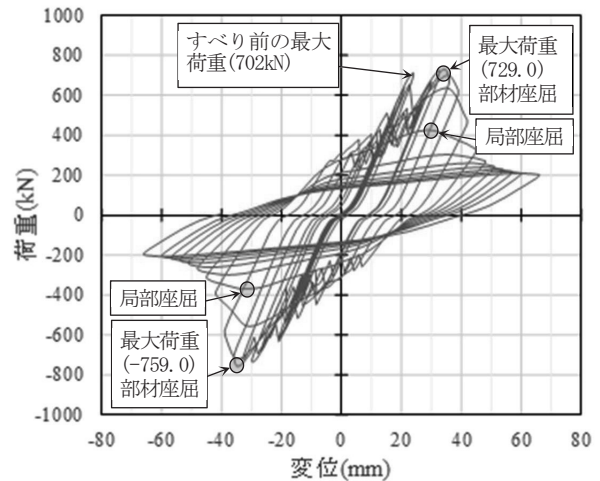


図-11 荷重-変位曲線

る曲がりの増加とともに下部水平材が上側に変形した影響で、曲げによるひずみが増加した。しかし、ブレース材に比べて最大荷重到達後、急激に増加しなかった。上部水平材[2]および下部水平材[13]のひずみについては、実験終了まで塑性することはなかった。

### (4) 接合部のすべり

本実験ではボルトの軸力も測定したので、その結果を用いてすべり挙動について考察する。図-13 に R 側のブレース材について軸力、上端側のすべり荷重およびボル



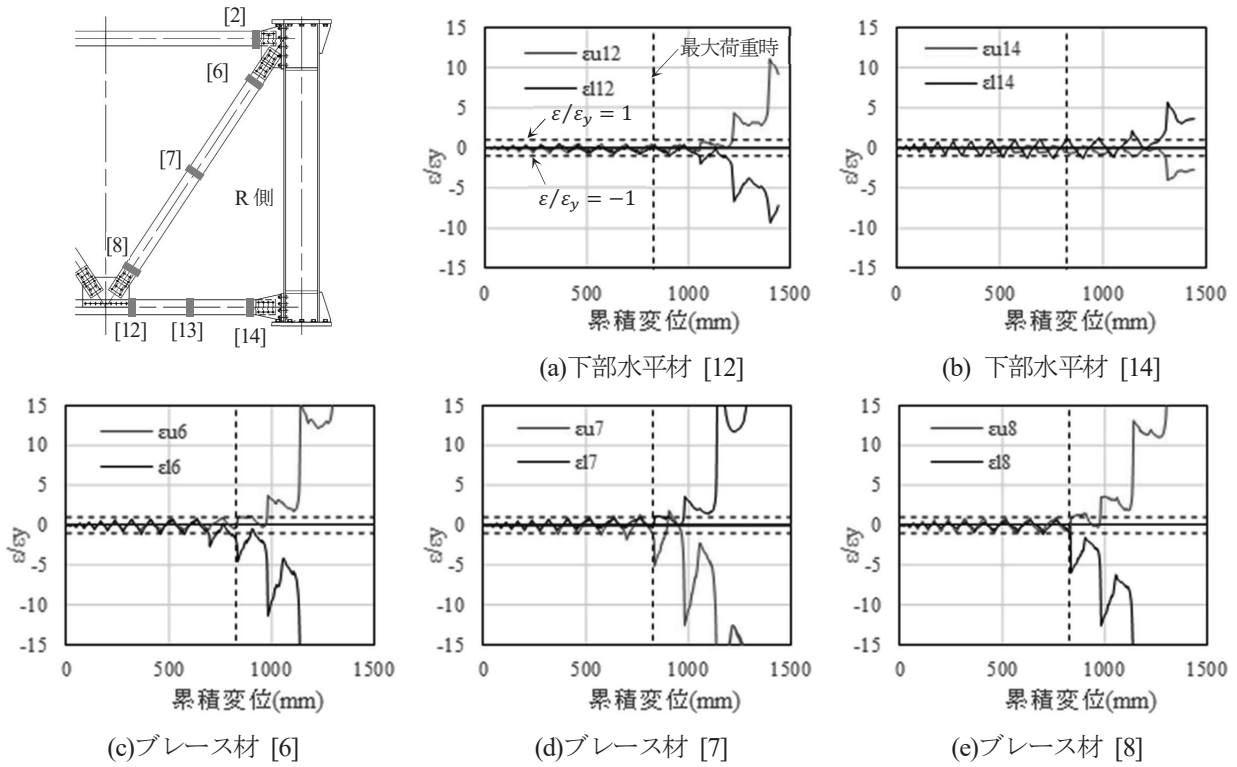


図-12 部材のひずみ-累積変位関係

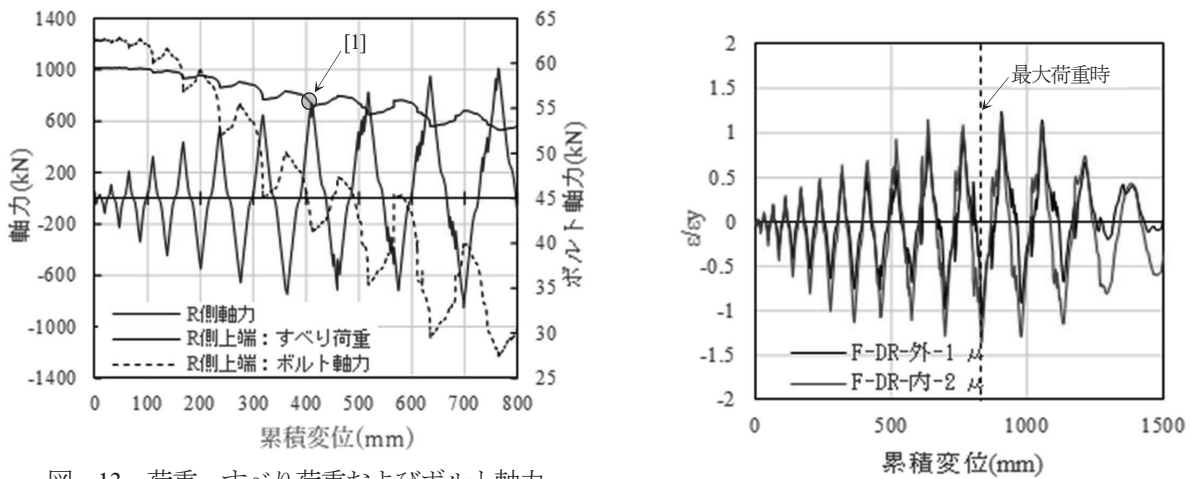


図-13 荷重・すべり荷重およびボルト軸力と累積変位の関係

ト軸力と累積変位の関係をそれぞれ示す。ブレース材の軸力 $N$ はブレース材中央位置(図-7の[7])の平均ひずみ値 $\varepsilon_{av}$ から式(5)により算出する。すべり荷重は導入ボルト軸力から式(6)で算出する。

$$N = EA\varepsilon_{av} \quad (5)$$

$$P_{sj} = P_{bj} \times \mu \times m \quad (6)$$

ここで、 $E$ はヤング係数、 $A$ はブレース材断面積、 $\varepsilon_{av} = \varepsilon_u + \varepsilon_l/2$ はブレース断面の平均ひずみ、 $P_{bj}$ はボルト軸力の合計、 $P_{bj} = \sum_{i=1}^n P_{bij}$ は $j$ ステップにおける $i$ 番目ボルトの軸力、 $\mu$ はすべり係数( $\mu = 0.66$ )、 $m$ は面数( $m=1$ )である。

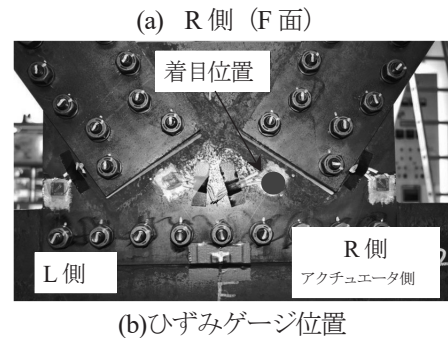


図-14 ガセットプレートひずみ-累積変位関係

すべり係数は、実験におけるすべり時の式(5)から求めた軸力と式(6)で求めるすべり荷重が一致するように設定する。本実験の場合、図-13[1]の荷重過程ですべりが生じたので、そのときの荷重からすべり係数 $\mu=0.66$ を求

めた。実験供試体の接合面は化学薬品により均一な赤錆を発生させていたので、赤錆状態での推奨値 0.55<sup>17)</sup>以上が得られたと考えられる。繰り返し载荷の過程で、荷重の増減ですべり現象がみられたが、すべり後は、母材や連結板の孔壁とボルト軸の支圧により荷重が伝達され機能した。したがって、すべり後の限界状態 1 を超えた状態も許容できる可能性を示すことができた。

#### (5) ガセットプレートひずみ

ガセットプレートのひずみと累積変位の関係を図-14 (a)に示す。グラフの縦軸は、ガセットプレートの降伏ひずみ  $\varepsilon_y$  (降伏応力度:  $\sigma_y = 329 \text{ N/mm}^2$ ) で無次元化している。なお、ガセットプレートの降伏応力度は鋼材のミルシートにより設定した。ブレース材フランジに接する既存のガセットプレートを内側、追加したガセットプレートを外側と呼ぶ。R 側のブレース材が座屈する振幅 (+36mm) にひずみは最大になった。ブレース材フランジに接する内側のガセットプレートの方が大きい値を示しているが、追加した外側のガセットプレートにも同様にひずみが発生していることから、外側のガセットプレートが応力を分担して有効に機能することが確認できた。本実験ではブレース材部分のみ合わせ面をボルトで接合したが、ブレース材部分以外のガセットプレート合わせ面にもボルトを追加することによって、合わせ面全体の密着性が高められ、外側のガセットプレートがさらに有効に機能すると考えられる。

#### (6) 実験結果による各設計耐力の見直し

前述した各設計耐力について、実験結果をもとに見直すことにした。具体的には、(a)有効座屈長を 0.5L へ変更、(b)ガセットプレート補強構造への変更である。その結果、各設計耐力は図-15 のようになった。前述した図-6 と比較すると、実橋については、(a)により座屈耐力が増加し、また(b)によりすべり耐力とガセットプレート耐力も大幅に増加した。その結果、わずかにすべり耐力が最も低くなったため、すべりは発生するがガセットプレートは局部座屈しない結果となった。また、実験の供試体についても、同様にすべり耐力がわずかに低く、ガセットプレートの耐力が最も高いため、供試体 B の実験結果で最初にすべりが発生したことで、ブレース材は座屈するが最後までガセットプレートが座屈しなかったことと対応している。なお、実験のすべり耐力の算出には実験結果から推定した 0.66 を用い、降伏耐力は接合部位置で評価した。ガセットプレートの耐力は局部座屈をしなかったため、ブレース材の座屈耐力以上とした。

### 6. FEM 解析によるガセットプレート板厚の検討

#### 6.1 解析モデルおよび载荷条件

供試体 A の実験で座屈したガセットプレートの板厚について、FEM 解析により検討する。前述した実験結果がある程度再現できる (ボルトすべりなし) 解析モデルを

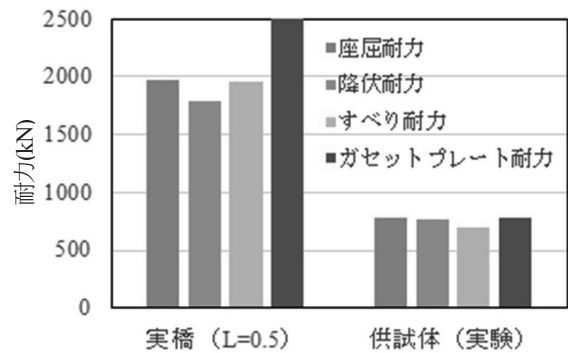


図-15 設計耐力の比較

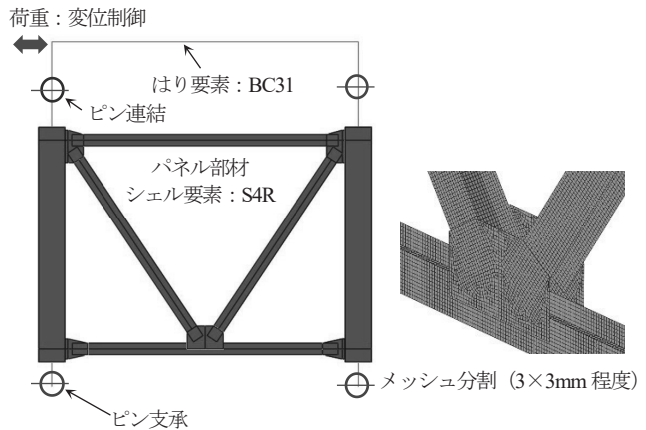


図-16 解析モデル

図-16 に示す。供試体 A の実験ではガセットプレートに局部座屈が発生したが、供試体 B の実験ではブレース材に部材座屈と局部座屈が生じたため、この現象を評価できるようにブレース材パネルのブレース材、鉛直材、および水平材はシェル要素(S4R)でモデル化する。载荷梁ははり要素(BC31)、ピン支承とピン連結部は剛体はり要素でモデル化する。解析ソフトは Abaqus/Standard<sup>18)</sup>を用いる。材料構成則として、ブレース材およびガセットプレートの降伏応力度はミルシートの値を用いて、材料構成則はバイリニア型で二次勾配を E100 とする。なお、本解析は、ガセットプレートとブレース材の座屈に着目するため、接合部は剛な結合としてすべりについては考慮していない。供試体 B の接合部は連結板を追加したため面外剛性が大きくなっているが、本解析では連結板は考慮せずに、供試体 A と供試体 B は同じモデルとしてガセットの板厚のみを変更している。実験における供試体 B はガセットプレート 2 枚をボルトで一体化させたことから、解析では 1 枚のプレートとして 9mm で評価する。部材および部材を構成する板の初期不整も考慮していない。载荷条件は実験と同様に強制変位による繰り返し漸増载荷とした。

#### 6.2 解析結果

図-17 と図-18 に供試体 A と供試体 B に対応する解析結果を示す。それぞれ、ガセットプレートとブレース

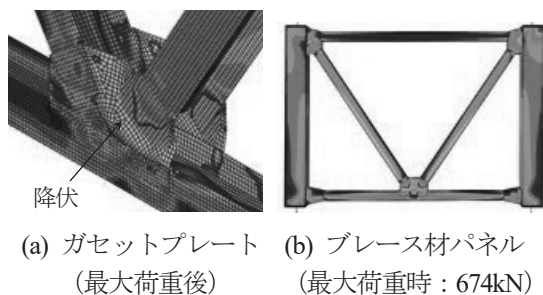


図-17 供試体 A

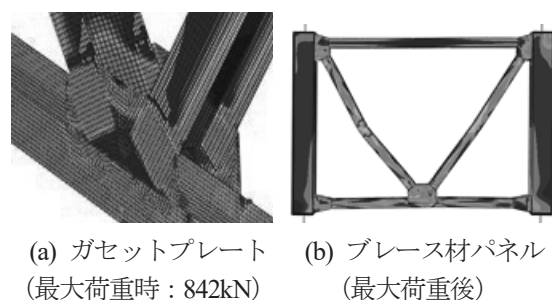


図-18 供試体 B

材パネルの変形図と応力コンタ図 (Mises 応力) を示す。前述したように実験では、供試体 A はガセットプレートが局部座屈によりが損傷し、ブレース材は無損傷であった。本解析の結果、実験と同様に最大荷重後にガセットプレートが損傷してブレース材は無損傷であった。最大荷重時にはガセットプレートはほぼ全面的に降伏していた。一方、ガセットプレートの板厚を 9mm にした供試体 B の解析では、ガセットプレートは最大荷重時にも降伏することなく無損傷であり、実験と同じように最大荷重時以降にブレース材が部材座屈および局部座屈により損傷した。ガセットプレートの板厚を厚くすることで、ブレース材パネルの耐力を向上させることができることを FEM 解析でも確認できた。設計上の降伏応力を用いて、部材および接合部の耐力を設計軸力として、道示<sup>4)</sup>のガセットプレートの最小板厚を満足することで座屈を防止できた。実験では使用する部材の降伏応力が大きく、ブレース材パネルの耐力が大きくなったが、ガセットプレートの損傷には至らなかった。

## 7. まとめ

実際のアーチ橋のブレース材パネルを 1/2 に縮小した供試体 A について載荷実験をした結果、次のような知見を得た。

- 1) 12 載荷ステップで最大荷重に達し、ガセットプレートが大きく変形 (局部座屈) して荷重が低下した。
- 2) ガセットプレート接合部のすべりが生じたが、ボルトの支圧により荷重を伝達し接合部として機能した。
- 3) ブレース材自体には、損傷がほとんど見られなかった。よって、対象橋梁は、ガセットプレートで崩壊すると

予想される。

ブレース材接合部の耐力を向上させるための補強方法の提案とその構造を反映させた供試体 B について載荷実験した結果、次のような知見を得た。

- 4) ガセットプレート接合部を補強することで、接合部のガセットの損傷は防止でき、ブレース材に部材座屈が生じた。これにより、ブレース材パネルの耐力が向上することがわかり、実験により補強の有効性を確認できた。
- 5) 実験により座屈耐力は両端ピンで計算した値でなく、座屈形状から両端固定の柱の座屈耐力で評価できることがわかった。座屈耐力が大きくなることにより、補強範囲の低減につながる。
- 6) ガセットプレート補強後のブレース材パネルの荷重-変位曲線における履歴ループは鋼製橋脚の実験で得られるような紡錘型であり、エネルギー吸収材として適用できる可能性を得た。
- 7) 1 面摩擦接合から 2 面摩擦接合に補強したことで最大荷重近くまですべりを防止できた。すべり後も繰り返し作用に接合部として機能した。地震時に対しては道示の限界状態 3 まで許容させる可能性を確認できた。
- 8) シェルモデルの解析により、道示のガセットプレート厚の規定を満たせば、ガセットプレートを損傷させずに接合部の耐力を確保できることがわかった。

## 付録 ブレース材設計耐力の計算

本文に記載した次の 4 つの耐力の計算根拠を示す。

- 1) 座屈耐力: 部材の全体座屈および構成する板の局部座屈
- 2) 降伏耐力: 接合部のボルト穴部の欠損を考慮した部材の降伏耐力
- 3) すべり耐力: 高力ボルト摩擦接合におけるすべり耐力
- 4) ガセットプレート耐力: 道示のガセットプレート必要板厚式から求めた耐力

### (1) 座屈耐力

ブレース材に圧縮力が作用する場合の座屈耐力は図-付.1 に示す  $L_0$  を有効座屈長として両端ピンのトラス部材として評価する。道示では、トラス圧縮部材の有効座屈長は、格点での部材の拘束条件や他の部材による支持条件を考慮して適切に決定するものとされている。トラス面内のブレース材の有効座屈長は、ガセットによる拘束が期待できるので、骨組長の 0.8 倍を下回ってはならないことを前提に、連結ボルト群の重心距離を取って良いとされており、図-付.1 の  $L_1$  をとっても良いとされている。本稿では  $L_1$  を使用して座屈耐力を計算した。座屈耐力  $P_{crg}$  は式(付.1)で表される。



$$P_{crg} = \rho_{crg} \times A \times \sigma_y \quad (\text{付.1})$$

$$\rho_{crg} = \begin{cases} 1.00 & (\bar{\lambda} \leq 0.2) \\ 1.109 - 0.545\bar{\lambda} & (0.2, < \bar{\lambda} \leq 1.0) \\ 1/(0.733 + \bar{\lambda}^2) & (1.0 < \bar{\lambda}) \end{cases} \quad (\text{付.2})$$

ここで、 $\sigma_y$ は降伏応力度、 $r = \sqrt{I/A}$ は断面2次半径、 $L$

は有効座屈長、 $\lambda = L/r$ は細長比、 $\bar{\lambda} = (\lambda/\pi)\sqrt{\sigma_y/E}$ は細長比パラメータ、 $I$ は断面二次モーメント、 $A$ は断面積、 $E$ はヤング係数である。

### (2) 降伏耐力

部材の降伏耐力を算出する位置を図-付.2に示すボルト孔部の欠損部とすると、引張力が作用する場合の部材の降伏耐力 $P_n$ は式(付.3)で表される。

$$P_n = A_n \times \sigma_y \quad (\text{付.3})$$

ここで、 $A_n$ は孔部の純断面積、 $\sigma_y$ は降伏応力度である。

### (3) すべり耐力

接合部のすべり耐力 $P_s$ は式(付.4)で表される。供試体の実験時のすべり耐力は実験結果を反映する。

$$P_s = V_{std} \times n \quad (\text{付.4})$$

ここで、 $V_{std} = \mu \times N \times m$ はボルト1本あたりのすべり耐力、 $n$ はボルト本数、 $\mu$ はすべり係数、 $N = \alpha \times \sigma_{yk} \times A_e$ は設計ボルト軸力、 $\alpha$ は降伏点に対する比率(F10T:  $\alpha = 0.75$ )、 $\sigma_{yk}$ はボルトの引張降伏強度、 $A_e$ はねじ部の有効断面積、 $m$ は摩擦面数である。

### (4) ガセットプレート耐力

ガセットプレートの耐力 $P_g$ は、道示のガセットプレートの必要最小板厚の規定をもとに式(付.5)で表す。図-15の実橋の耐力は、ガセットプレート厚を9mmから18mmに補強したとして補強前の1250kNの2倍にする。

$$P_g = \frac{bt}{1.8} \quad (\text{付.5})$$

ここで、 $b$ はブレース材の幅、 $t$ はガセットプレートの板厚である。

### (5) 計算結果

表-付.1に実橋および供試体のブレース材の設計耐力を示す。実験供試体のブレース材耐力は実際の板厚と材料特性を用いて算出する。

### 参考文献

- 1) 土木学会：鋼・合成構造標準示方書 総則編・構造計画編・設計編、丸善、2018。
- 2) 松村政秀、吉山純平、山口隆司：ガセットプレートを考慮したトラス橋圧縮部材の終局強度と変形に関する

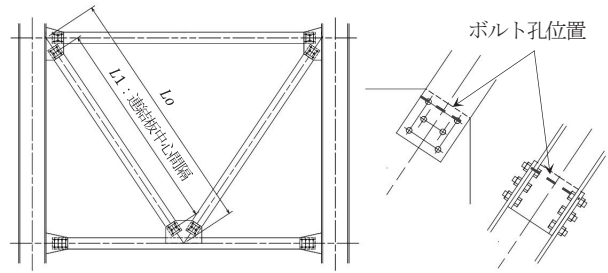


図-付.1 有効座屈長

図-付.2 純断面計算位置

表-付.1 ブレース材設計耐力

		実橋 (設計)		供試体 (設計)		供試体 (実験)	
		L=1.0	L=0.5	L=1.0	L=0.5	L=1.0	L=0.5
ボルト	呼び径	--	M22	M12	M12		
	ボルト孔径	mm	24.5	13.5	13.5		
断面	フランジ	幅	mm	250	125	125	
		板厚	mm	14	9	8.6	
	ウェブ	高さ	mm	222	107	107.8	
		板厚	mm	9	6.5	6.1	
	母材断面	Ag	mm <sup>2</sup>	8998	2946	2808	
母材純断面	An	mm <sup>2</sup>	7626	2460	2343		
部材長		Lo	mm	4543	2706	2706	
有効座屈長		連結板中心間隔	mm	3750	1875	2321	1161
断面二次モーメント		I	mm <sup>4</sup>	36458333	2929688	2799479	
断面二次半径		r	mm	64	32	32	
座屈耐力	細長比	$\lambda=L/r$	--	58.9	29.5	73.6	36.8
	ヤング係数	E	N/mm <sup>2</sup>	200000	200000	200000	
	細長比パラメータ	$\bar{\lambda}$	--	0.643	0.321	0.803	0.401
				0.947	0.474		
	降伏応力度	$\sigma_y$	N/mm <sup>2</sup>	235	235	328	
		$P_{crg} = \rho_{crg} \times A_g \times \sigma_y$	kN	1604	1975	465	616
降伏耐力	接合部	$P_n = A_n \times \sigma_y$	kN	1792	578	769	
	一般部	$P_g = A_g \times \sigma_y$	kN	2115	692	921	
接合部すべり耐力	ボルト本数	n	--	12.0	12.0	12.0	
	降伏点比率	$\alpha$	--	0.75	0.75	0.75	
	降伏応力度	$\sigma_y$	N/mm <sup>2</sup>	900	900	900	
	有効断面積	Ae	mm <sup>2</sup>	303.0	84.3	84.3	
	設計軸力	N	kN	204.5	56.9	44.3	
	すべり係数	$\mu$	--	0.40	0.40	0.66	
	ボルト1本	$V_{std}$	kN	81.8	22.8	29.2	
	$P_s = \Sigma V_{std}$	kN	982	273	702		
ガセットプレート耐力	ブレース材幅	b	mm	250	125	125	
	ガセットプレート厚	t	mm	9.0	4.5	9.0	
		$P_g = b \times t / 1.8$	kN	1250	313	625	

る研究、構造工学論文集、Vol.59A, pp.169-179, 2013。

- 3) 松村政秀、吉山純平、山口隆司：トラス橋における各種圧縮部材の終局強度および変形に関する解析的研究、構造工学論文集、Vol.60A, pp.126-133, 2014。
- 4) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 II.鋼橋・鋼部材編、V.耐震設計編、丸善、2017。
- 5) 久米建一、吹田啓一郎：高力ボルト摩擦接合部の繰返し載荷実験を反映した履歴モデルの検討-強度のばらつきを考慮した座屈拘束ブレースの接合部耐力要求値 その2-、日本建築学会構造系論文集、第76巻、第667号、pp.1713-1720, 2011。
- 6) 藤井美久、藤野陽三、シリングリンディオンシウス、

- 並川賢治, 矢部正明, 沈赤: 東北地方太平洋沖地震による荒川湾岸橋の接合部損傷の解明, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), Vol. 76, No. 2, pp.292-311, 2020.
- 7) 馬越一也, 葛漢彬, 野中哲也, 本橋英樹, 原田隆典, 宇佐美勉: 地震被害を受けた長大橋への津波による大型漂流物の衝突に関する解析的アプローチ, 構造工学論文集, Vol.59A, pp. 405-416, 2013.
- 8) 株式会社地震工学研究開発センター: SeanFEM ver.1.22 理論マニュアルと検証, 2007.
- 9) 柴田道生, 中村武, 若林實: 鉄骨筋違の履歴特性の定式化-その 1 定式化関数の誘導-, 日本建築学会論文報告集, 第 316 号, pp.18-23, 1982.
- 10) 柴田道生, 若林實: 鉄骨筋違の履歴特性の定式化その 2 応答解析への適用-, 日本建築学会論文報告集, 第 320 号, pp.29-35, 1982.
- 11) 竹内徹, 中村悠, 松井良太: 接合部固定度を考慮した H 形断面ブレースの座屈後履歴性状及び累積変形性能, 日本建築学会構造系論文集, 75 巻, 653 号, pp.1289-1297, 2010.
- 12) 竹内徹, 近藤佑樹, 松井良太, 今村晃: 局部座屈を伴う組立材ブレースの座屈後履歴性状および累積変形性能, 日本建築学会構造系論文集, 77 巻, 681 号, pp.1781-1790, 2012.
- 13) 宇佐美勉, 斎藤直也, 船山淳起, 野中哲也, 廣住教士, 菅付紘一, 渡辺孝一: 繰り返し水平荷重を受ける鋼製剛結トラスの破壊実験と解析, 構造工学論文集, Vol.57A, pp.500-513, 2011.
- 14) 宇佐美勉, 馬越一也, 斎藤直也, 野中哲也: 鋼橋の耐震解析におけるブレース材のモデル化, 構造工学論文集, Vol.56A, pp.381-392, 2010.
- 15) 宇佐美勉, 鈴木元哉, 葛漢彬: ブレース材付き鋼フレーム構造の座屈・耐震解析への初期横荷重法 (ILLM) の適用性, 構造工学論文集, Vol.65A, pp.200-213, 2019.
- 16) 馬越一也, 奥村徹, 吉野廣一, 野中哲也: 繰り返し荷重下における鋼橋の 2 次部材のポストピーク挙動を考慮するモデル化と鋼アーチ橋への適用, 構造工学論文集, Vol.65A, pp.214-224, 2019.
- 17) 土木学会: 鋼・合成構造標準示方書 総則編・構造計画編・設計編, 丸善, 2018.
- 18) Dassault Systems Simulia Corp.: ABAQUS/Standard user's manual, 2014.

(2021 年 9 月 14 日受付)

(2022 年 2 月 1 日受理)