

博士学位論文

繰り返し荷重を受ける鋼橋におけるブレース材の  
限界状態に関する研究

Study on the limit state of bracing member in steel bridges  
under cyclic loading

2022年6月

山田 忠信

名古屋工業大学 大学院工学研究科 社会工学専攻





## 論文要旨

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 地震動に対して新設ならびに既設建造物の耐震設計が行われるようになった。特に、兵庫県南部地震以前に建設された上路式のアーチ橋やトラス橋は、質量の大きい鉄筋コンクリート床版が上部にあることからトップヘビーな構造であるので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よく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く、部材の両端をピン結合とした柱の圧縮耐力程度で設計されているのが一般的である。そのため、レベル 2 地震動の作用力に対して接合部も損傷する可能性が高いと考えられる。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。

平成 29 年の道路橋示方書の改訂で 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、この道示では接合部の限界状態 3 としてすべり後の限界状態が設定されたが、繰り返しが作用する地震時の適用については明確に規定されていない。

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・補強を行うためには接合部と接合されるブレース材の限界状態の関係を明確にすることが重要と考え、本研究の目的を以下にまとめる。

- 1) 実際の上路式鋼アーチ橋の端支柱および上路式トラス橋の端支点の対傾構を含む 1 構面（「ブレース材パネル」と呼ぶ）を取り出して、道示の規定により接合部と接合される部材（ブレース材）の限界状態を求めて、その関係性を明らかにする。
- 2) 対象橋梁のブレース材パネルについてボルトピッチ、ボルト孔縁端距離等の接合部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設計された接合部と接合されるブレース材の限界状態の関係を明らかにする。その結果から、既設橋梁のブレース材の合理的な補修・補強を行うために、ブレース材の一部の塑性化を許容し、最大耐力までを考慮した設計の可能性を明らかにする。
- 3) 実験により得られたブレース材パネルの終局挙動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実験により検証する。
- 4) 実験により得られた終局挙動（限界状態）を、FEM 解析により検証できることを確認する。

本論文は、以下に示す 8 章の構成と概要になっている。

第 1 章「序論」では、研究の背景として、既設橋を対象にした上路式の鋼アーチ橋や鋼トラス橋の耐震設計の課題について概要を述べた。また、これまでのブレース材、高力ボルト摩擦接合部、ガセットプレートに関する既往の研究の概要と課題を整理した。これらを踏まえ、本研究の位置づけと目的の概要について述べた。

第 2 章では「既設橋の高力ボルト摩擦接合部と接合されるブレース材の限界状態に関する調査」では、対象橋梁としたレベル 2 地震動で設計されていない既設橋の接合部と接合される部材の限界状態を、道路橋示方書の規定から求め、各限界状態の比較を行うことで損傷シナリオを想定した。

第 3 章「対象橋梁と地震時耐荷力に関する解析的研究」では、動的解析により対象橋梁のレベル 2 地震動に対する損傷状態を確認した。

第 4 章「対象橋梁のブレース材パネルの終局挙動に関する研究」では、対象橋梁のブレース材パネルのブレース材と接合部を反映した約 1/2 の供試体による繰り返し载荷実験を行い、対象橋梁の終局挙動を明らかにした。対象橋梁のガセットプレートはレベル 1 地震動のみで設計されていたため、これを越えた水平荷重が作用すると、ブレース材が損傷する前にガセットプレートが局部座屈により先に損傷し破断に至った。このような部材とガセットプレートの限界状態の関係性の場合、動的解析でレベル 2 地震動に対する応答値を得られないことになる。

第 5 章「対象橋梁のガセットプレートを増厚したブレース材パネルの終局挙動に関する研究」では、第 4 章で行った供試体のガセットプレートを厚くした実験を行い、ブレース材パネルの終局挙動を解明した。

- 1) 繰り返し荷重を受けるブレース材パネルのすべりを伴った荷重-変位曲線を新たに得ることができた。接合部のすべり限界状態が部材限界状態より小さい場合も、接合部の荷重伝達機能を維持して部材の限界状態を発揮させ、ブレース材パネルとしての保有水平耐力を向上させることが可能であることを確認できた。
- 2) ブレース材の座屈は両端ピン結合の座屈モードではなく、両端固定結合の座屈モードであることを確認した。
- 3) 最大荷重以降（座屈発生後）、繰り返し载荷に対して、接合部のすべり挙動は消滅し、パネルは安定したループ挙動を示した。これは、ブレース材をエネルギー吸収材として期待できる可能性がある。
- 4) 接合部のすべりを考慮した FEM 解析により、そのすべりを考慮した評価ができる可能性を示した。

第 6 章「繰り返し荷重を受ける鋼トラス橋のブレース材の終局挙動に関する研究」では、一般的な上路式の鋼トラス橋の支点上対傾構を含む 1 構面を対象に、実橋梁の構造を忠実に再現した供試体を用いて、漸増変位繰り返し載荷実験を行い、繰り返し荷重下におけるブレース材パネル構造の終局挙動を明らかにした。

- 1) 実験から得られた荷重－変位曲線は、鋼製橋脚にみられるような紡錘形の履歴ループを描いており、パネル構面としては一定のエネルギー吸収が期待でき、ブレース材の損傷を許容できる可能性を示した。
- 2) 実験から得られたブレース材軸力の最大値は、両端を固定結合とした場合の座屈限界値に近い値となった。
- 3) ブレース材両端を固定結合として提案した解析モデルは、実験結果とよく一致しており、ブレース材を含むパネル構面の挙動を十分に再現できることを示した。

第 7 章「ガセットプレート補強方法に関する研究」では、第 4 章の供試体のガセットプレートを当て板補強により補強する方法を提案し、実験によりその効果を検証した。また、道示の規定により設定したガセットプレートの板厚について FEM 解析により確認した。

第 8 章「結論」では、各章で得られた成果から本研究の結論を述べた。

## 目次

<b>第1章 序文</b> .....	1
1.1 研究背景.....	1
1.2 既往の研究事例と課題.....	4
1.2.1 ブレース材に関する既往の研究.....	4
1.2.2 接合部に関する既往の研究.....	5
1.2.3 ガセットに関する既往の研究.....	6
1.3 研究目的と論文構成.....	8
第1章（参考文献）.....	10
<b>第2章 既設橋の高力ボルト摩擦接合部と接合されるブレース材の限界状態に関する調査</b> .....	13
2.1 はじめに.....	13
2.2 部材の限界状態.....	15
2.2.1 ブレース材パネルの限界状態.....	15
2.2.2 部材座屈限界値.....	16
2.2.3 部材降伏限界値.....	17
2.3 接合部の限界状態.....	17
2.3.1 接合部すべり限界値.....	18
2.3.2 接合部降伏限界値.....	19
2.3.3 接合部支圧限界値.....	19
2.3.4 ボルトのせん断限界値.....	20
2.4 ガセットプレート限界.....	21
2.5 対象橋梁の限界状態.....	22
2.5.1 上路式鋼アーチ橋端柱ブレース材パネル.....	22
2.5.2 上路式鋼トラス橋端支点ブレース材パネル.....	25
2.6 まとめ.....	28
第2章（参考文献）.....	28
<b>第3章 対象橋梁と地震時耐荷力に関する解析的研究</b> .....	29
3.1 はじめに.....	29

3.2	上路式鋼アーチ橋の動的解析 .....	29
3.2.1	解析条件 .....	29
3.2.2	解析結果 .....	34
3.3	上路式鋼トラス橋の動的解析 .....	36
3.3.1	解析条件 .....	36
3.3.2	解析結果 .....	41
3.4	まとめ .....	43
	第3章 (参考文献) .....	44
<b>第4章</b>	<b>対象橋梁のブレース材パネルの終局挙動に関する研究 .....</b>	<b>45</b>
4.1	はじめに .....	45
4.2	実験供試体の計画 .....	46
4.2.1	供試体の計画 .....	46
4.2.2	供試体の評価 .....	49
4.3	実橋のブレース材パネル挙動の解明 .....	51
4.3.1	実験概要 .....	51
4.3.2	ブレース材材料試験 .....	59
4.3.3	実験結果 .....	62
4.4	考察 .....	64
4.5	まとめ .....	65
	第4章 (参考文献) .....	66
<b>第5章</b>	<b>対象橋梁のガセットプレートを増厚したブレース材パネルの終局挙動に関する研究 .....</b>	<b>67</b>
5.1	はじめに .....	67
5.2	供試体:Bのガセット板厚の見直し .....	67
5.3	実験概要 .....	71
5.4	実験結果 .....	72
5.4.1	ブレース材パネルの荷重-変位曲線 .....	72
5.4.2	接合部のすべり .....	74
5.4.3	発生ひずみ .....	77
5.4.4	ブレース材の座屈 .....	77

5.4.5	水平材の変形.....	79
5.4.6	実験終了後のボルト孔の変形.....	79
5.5	FEM 解析による実験挙動の解明.....	80
5.5.1	解析概要.....	80
5.5.2	解析モデルおよび解析条件.....	80
5.5.3	解析結果.....	82
5.6	考察.....	84
5.7	まとめ.....	85
	第5章（参考文献）.....	86
<b>第6章</b>	<b>繰り返し荷重を受ける鋼トラス橋のブレース材パネルの座屈および終局挙動に関する研究.....</b>	<b>87</b>
6.1	はじめに.....	87
6.2	実験供試体の計画.....	88
6.2.1	供試体の計画.....	88
6.2.2	パネル供試体のブレース材および接合部の限界値.....	90
6.3	実験による実橋のブレース材パネル挙動の解明.....	92
6.3.1	実験概要.....	92
6.3.2	実験結果.....	94
6.3.3	考察.....	97
6.4	実験の検証解析.....	98
6.4.1	解析モデル.....	98
6.4.2	解析結果.....	100
6.4.3	考察.....	102
6.5	まとめ.....	103
	第6章（参考文献）.....	103
<b>第7章</b>	<b>ガセットプレートの補強方法に関する研究.....</b>	<b>105</b>
7.1	はじめに.....	105
7.2	ガセットプレート補強構造の提案.....	105
7.3	実験によるガセットプレート補強効果の検証.....	107
7.3.1	実験概要.....	107

7.3.2	実験結果.....	107
7.3.3	考察.....	112
7.4	解析によるガセット必要板厚についての検討.....	114
7.4.1	解析モデル.....	114
7.4.2	解析結果.....	115
7.5	まとめ.....	119
	第7章（参考文献）.....	120
<b>第8章</b>	<b>結論.....</b>	<b>121</b>
8.1	得られた結論の要約.....	121
8.2	今後の課題.....	125
	第8章（参考文献）.....	126
<b>Appendix 1</b>	<b>実験供試体図面.....</b>	<b>127</b>
A1.1	供試体 A.....	127
A1.2	供試体 B.....	128
A1.3	供試体 C.....	129
A1.4	トラス橋対傾構供試体.....	130
<b>Appendix 2</b>	<b>高力ボルト摩擦接合部繰返し載荷実験.....</b>	<b>131</b>
A2.1	実験目的.....	131
A2.2	実験供試体.....	131
A2.3	実験概要.....	132
A2.4	実験結果.....	134
A2.5	FEM 解析.....	137
A2.6	まとめ.....	141
	Appendix 2（参考文献）.....	141
<b>Appendix 3</b>	<b>鉛直材軸力の影響.....</b>	<b>142</b>
A3.1	アーチ橋.....	142
A3.2	トラス橋.....	143

Appendix 4 破断面の破面解析.....	145
A4.1 ガセットプレートの亀裂.....	145
A4.2 ボルト破断.....	149
Appendix 5 高力ボルト摩擦接合を対象にした解析.....	153
Appendix 5 (参考文献) .....	156
Appendix 6 ファイバー要素の理論.....	157
A6.1 ファイバー要素の定式化.....	157
A6.2 幾何非線形性を考慮した接線剛性マトリクス .....	160
A6.3 ファイバー要素の接線剛性マトリクス .....	161
発表論文・口頭発表.....	166
査読付き論文.....	166
口頭発表.....	166

謝 辞



# 第1章 序文

## 1.1 研究背景

我が国の道路を構成する橋、トンネル等のインフラストックは、1970年以降の高度経済成長期に集中的に整備された。今後、建設後50年以上経過するインフラストックの割合が加速的に増加する見込みである。また、日本列島は多くの活断層プレート境界が分布しており、地震が発生しやすい国土条件にある。兵庫県南部地震ではマグニチュード7.3の地震が発生し、人的被害は死者・行方不明者を合わせ6,437人、負傷者43,792人に上り、住家被害は約250,000棟という極めて甚大な被害を受けた<sup>1)</sup>。現在直面する危機対策として、南海トラフ地震、首都直下地震や日本海溝・千島海溝周辺海溝型地震といった大規模地震の発生確率が高まっており、インフラストックの耐震補強、老朽化対策が急務となっている。

兵庫県南部地震以前の設計で想定された地震力は、震度5強程度の地震であった<sup>2)</sup>。それで設計された下部構造や上部構造は、阪神・淡路大震災で橋脚の倒壊や橋梁の落橋等の甚大な被害を被った。これを契機に道路橋示方書<sup>3)</sup>では、設計地震力および耐震設計法が見直されて、兵庫県南部地震のような巨大地震を想定した極めてまれに発生する地震動（レベル2地震動）が耐震設計に用いられるようになり、中地震（レベル1地震動）の2つのレベルの地震動が設定された。さらに、耐震設計で、地震時の挙動が複雑な橋は動的解析を用いる動的照査法が必要になった。

近年、土木学会から、数多くの研究成果が反映された「鋼・合成構造標準示方書〔耐震設計編〕2018年制定」<sup>4)</sup>（委員長：後藤芳顕プロジェクト教授）が発刊された。この鋼・合成構造標準示方書〔耐震設計編〕（以下、「学会示方書」と呼ぶ）においても、鋼トラス橋の対傾構（ブレース材）を着目した解析モデル、耐震照査法が提示されているが、トラス橋やアーチ橋は多くの部材で構成され、高次の不静定構造物であることから、対傾構および横構などの二次部材の扱いに関する検討が十分に進んでいるとはいえない。

現在、高速道路等において鋼橋の耐震補強工事が進んでいる。耐震補強工事に入る前に、対象橋梁の耐震設計を行う必要がある。兵庫県南部地震以前に建設された橋梁に対して、当時の設計地震力（震度法レベル）以上の大きなレベル2地震動を作用させると、当然、耐震設計上、損傷する可能性が大きく照査を満足しない結果となって、補強工事を行うことになる。

特に、上路式の鋼アーチ橋や鋼トラス橋は、質量の大きい鉄筋コンクリート床版が上部にあることからトップヘビーな構造であるので、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よく塑性化する事例が多い。トラス橋やアーチ橋は、長大支間に合理的に対応

していることから、川幅の広い河川や山間部の谷間を跨ぐ橋梁として採用されている。また、トラス橋やアーチ橋は構造形式から写真1および写真2に示すように「絵になる橋」として周囲の景観にマッチする橋である。図-1.1に示すように1970年から現在まで、約600橋が建設され、高速道路でも広く採用されている。その内、約70%に当たる約400橋の橋梁は、兵庫県南部地震以前に建設されている。レベル1地震動で耐震設計された既設のトラス橋やアーチ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圧縮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地震動において接合部も損傷する可能性が高い。

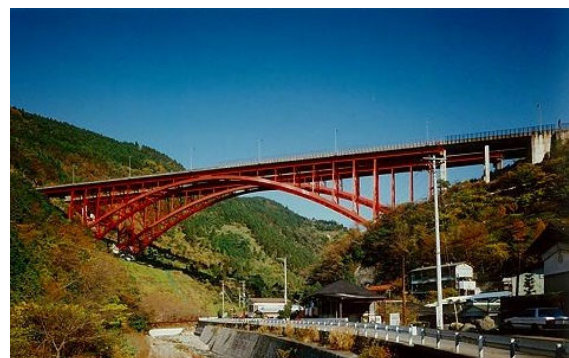
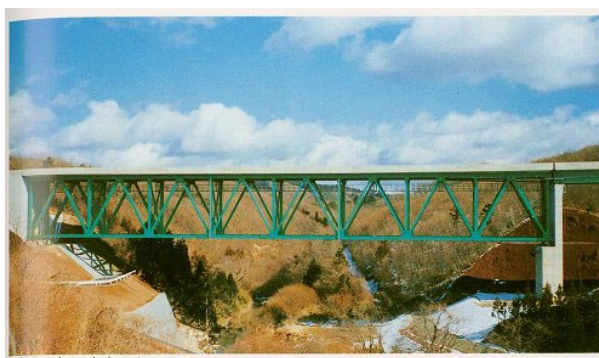


写真-1.1 単純上路トラス橋

道路公団：南田原井橋

写真-1.2 上路アーチ橋

道路公団：皆瀬川橋

(日本橋梁建設協会：「橋梁年間」より)

(日本橋梁建設協会：「橋梁年間」より)

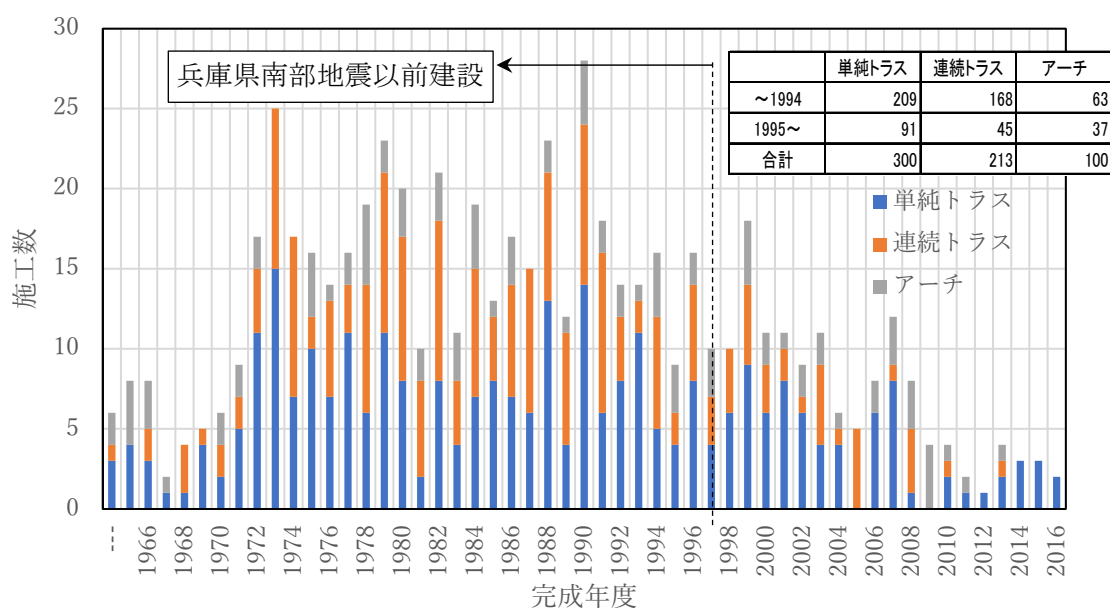


図-1.1 上路トラス橋・上路アーチ橋施工実績（日本橋梁建設協会：「橋梁年間」より）

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、地震応答解析においてブレース材をトラス部材（または両端ピン結合のはり部材）としてモデル化し、その応答値に対して、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おり、境界条件は剛結として、両端固定結合の座屈耐力で照査することが、合理的と考えられる。松村ら<sup>5)</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0.51（1：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>7)</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、この道示では接合部の限界状態3としてすべり後の限界状態が設定されたが、繰り返しが作用する地震時の適用については明確に規定されていない。建築分野で、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な研究<sup>8)</sup>が行われているが、接合部のみでの評価であるため、部材を含んだパネル等としての評価が必要と考える。過去に、実際にガセットプレートを介して連結された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ガセットプレートの数カ所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>9)</sup>。

新設橋であれば、レベル2地震動に対して、前述のようにブレース材をトラス部材として、部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、部材を無損傷に留めると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。

上路式鋼アーチ橋および上路式鋼トラス橋のブレース材の部材と接合部の合理的な補修・補強を行うためには、次に示す事項が課題になる。

- (1) レベル1地震動で設計された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」の終局挙動
- (2) 「ブレース材パネル」の接合部と接合される部材の限界状態の関係
- (3) すべり後の接合部の支圧限界状態

## 1.2 既往の研究事例と課題

### 1.2.1 ブレース材に関する既往の研究

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>10)11)</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、実際のブレース材による繰返し軸載荷実験(図-1.2)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>12)13)</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にて繰返し載荷実験(図-1.3)<sup>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)16)</sup>を行っている。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>17)</sup>もある。

しかし、文献14)の供試体構造は、平面トラス構造となっているが、接合部のプロポーシオンが実際の構造となっておらず、部材の終局挙動のみに着目した実験となっている。また、文献12)の研究対象のブレース材は鋼建築物に用いるものであり、鋼橋に用いるようなブレース材を対象としていないため、そのまま結果を用いることができない。また、修正柴田・若林モデルは全体座屈が先行して起こるブレース材にのみ適応でき、長大橋梁に用いられるような大型のブレース材は局部座屈が先行して起こる可能性も考えられるため、全ての土木構造物のブレース材に適応できるとは限らない。さらに修正柴田・若林モデルを用いた解析ではポストピーク以降の履歴特性の有効性が示されているが、これは単一部材の解析であり、ブレース材を含めた実橋で用いるパネル供試体での結果との同定が必要である。それに対して、本研究で実施した実験は、実際の既設鋼トラス橋を対象にして、当時の耐震設計法まで考慮した「ブレース材+接合部」からなる大型パネルの実験であり、鋼橋分野においてはじめて試みであるといえる。

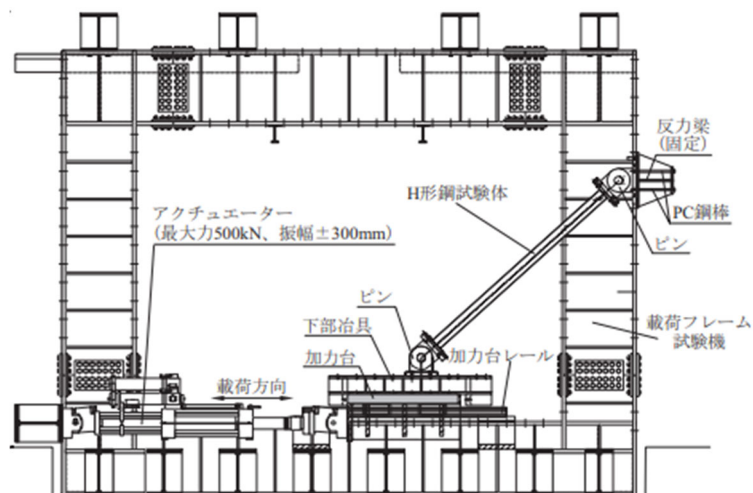


図-1.2 実験セットアップおよび関連装置概要<sup>12)</sup>

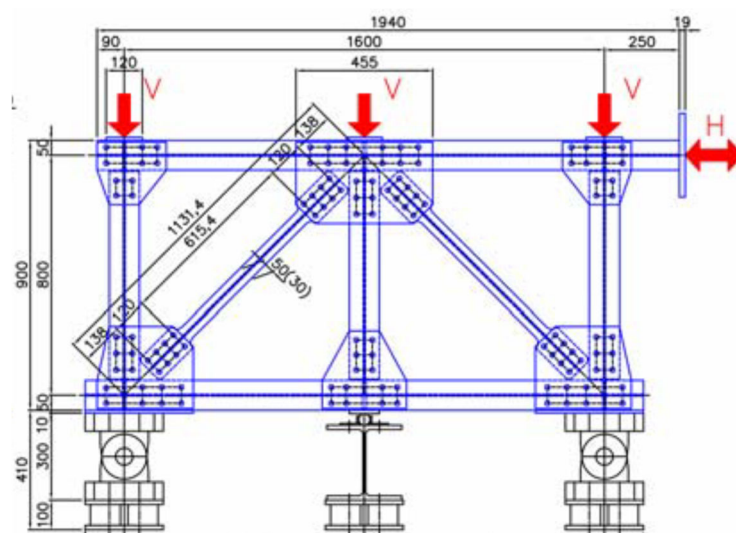


図-1.3 剛結平面トラス構造<sup>14)</sup>

## 1.2.2 接合部に関する既往の研究

既往の高力ボルト接合に関する研究は、主にすべり耐力を対象にしたものが多い。秋山ら<sup>18)</sup>は高力ボルト摩擦接合継手部の主すべり以降の終局状態に着目した実験をおこない、限界状態区分に対する検討を行っている。亀井ら<sup>19)</sup>は主すべり以降の挙動が解析できる弾塑性有限要素法に基づく解析手法を開発し、この解析手法により亀井らは<sup>3)</sup>許容応力設計法から限界状態設計法へ移行するための各種限界状態の系統的な見直しを、母材および添接板の強度とすべり強度をパラメータとして、これらが継手の挙動に対して与える影響について検討している<sup>20)</sup>。

構造物の大型化や製作の合理化に伴い、接合部に SM570 材等の高材質の鋼材や極厚の鋼板が使用されるようになり、高厚多列の接合部を対象にした研究が行われた。彭ら<sup>21)</sup>は、ボルト列数、

母板の断面形状，すべり/降伏耐力比，連結板/母板降伏耐力比などがすべり挙動に与える影響やすべり係数低下のメカニズムを解析的に検討している．また，彭ら<sup>22)</sup>は高厚多列の接合部を対象に，ボルト孔部の母材純断面降伏挙動について FEM 解析を実施し，降伏定義と降伏耐力の関係，降伏領域の進展状況を明らかにしている．

限界状態設計法への移行を踏まえ，すべり後の限界状態についても研究が行われている．高井ら<sup>23)</sup>は 1 行 1 列摩擦接合継手を対象にした支圧変形測定試験を行い，すべり後の支圧接合移行後の孔変形量を基準とした変形支圧限界応力を提案した．戸田ら<sup>24)</sup>は，実験によりボルト軸力が導入された場合には導入されていない場合に比較して最大で 30%程度高い変形支圧限界応力が得られることを示した．建築分野で繰り返し応力が作用する高力摩擦接合部の研究が過去に多く研究されている．森山ら<sup>25)</sup>はボルトピッチおよび列数が抗力ボルト摩擦継手の支圧限界応力に与える影響を実験により検討している．

繰り返し応力が作用する高力ボルト摩擦接合部の研究は，過去に建築関係で多く研究されている．沼田ら<sup>26)</sup>は，すべり荷重を上回る繰り返し載荷実験を行い，繰り返しすべりに伴うボルト軸力の変動傾向とボルト軸力低減量におよぼす荷重振幅，荷重周波数，ボルト孔のクリアランスの影響を明らかにし，ボルト軸力低下機構について検討している．辻岡ら<sup>27)</sup>は，高力ボルト摩擦接合部が繰り返し塑性履歴を受ける場合の力学的特性とその破壊特性を把握し，第 1 ボルト孔部での母材の絞りによる延性破断耐力を示し，孔部の破断耐力は接合部の降伏耐力の  $\alpha$  倍（筋違部： $\alpha=1.2$ ）以上とすることを推奨している．また，接合部のすべり耐力を部材の降伏耐力よりも大きくして，第 1 ボルトのすべり耐力を十分大きくすることが望ましいとしている．久米ら<sup>28)</sup>は，高力ボルト摩擦接合部の繰り返し載荷試験を行い，やや大きな支圧変形も含む変位振幅の大きさの影響，すべり先行と母材降伏先行の相違，静的載荷と動的載荷の相違等を明らかにして，実験結果を反映した接合部の履歴モデルを作成している．このモデルを使用して座屈拘束ブレース接合部の接合部係数を算定している．この接合部係数は，文献 27) の 1.2 倍に相当するもので，1.25 から 1.35 を推奨値として提案している．

これらの研究は接合部に着目した基礎的な研究であり，接合部と接合される部材の限界状態の関係性が示されていない．それに対して，本研究で実施した実験は「ブレース材+接合部」からなる大型パネルの実験であり，接合部と接合される部材の終局挙動の解明のためのはじめて試みであるといえる．

### 1.2.3 ガセットに関する既往の研究

橋梁を対象にしたガセットプレート接合部の終局挙動を検証した実験はあまり行われていないのが現状である．次に示す 2 つの実験の報告事例がある．





### 1.3 研究目的と論文構成

本研究では、繰り返し荷重が作用する上路式の鋼アーチ橋および鋼トラス橋の耐震設計におけるブレース材の部材と接合部の終局挙動を明らかにして、接合部と接合される部材の限界状態の関係を明確にすることを目的とする。

- 1) 実際の上路式鋼アーチ橋の端支柱および上路式鋼トラス橋の端支点の対傾構を含む1構面(「ブレース材パネル」と呼ぶ)を取り出して、道示の規定により接合部と接合される部材(ブレース材)の限界状態を求めて、その関係性を明らかにする。
- 2) 対象橋梁のブレース材パネルについてボルトピッチ、ボルト孔縁端距離等の接合部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設計された接合部と接合されるブレース材の限界状態の関係を明らかにする。その結果から、既設橋梁のブレース材の合理的な補修・補強を行うために、ブレース材の一部の塑性化を許容し、最大耐力までを考慮した設計の可能性を明らかにする。
- 3) 実験により得られたブレース材パネルの終局挙動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実験により検証する。
- 4) 実験により得られた終局挙動(限界状態)を、FEM解析により検証できることを確認する。

第1章「序論」では、研究の背景として、既設橋を対象にした上路式の鋼アーチ橋や鋼トラス橋の耐震設計の課題について概要を述べた。また、これまでのブレース材、高力ボルト摩擦接合部、ガセットプレートに関する既往の研究の概要と課題を整理した。これらを踏まえ、本研究の位置づけと目的の概要について述べた。

第2章では「既設橋の高力ボルト摩擦接合部と接合されるブレース材の限界状態に関する調査」では、対象橋梁(上路式の鋼アーチ橋および鋼トラス橋)としたレベル2地震動で設計されていない既設橋の接合部と接合される部材の限界状態を、道路橋示方書の規定から求め、各限界状態の比較を行うことで損傷シナリオを想定した。

第3章「対象橋梁と地震時耐荷力に関する解析的研究」では、動的解析により対象橋梁のレベル2地震動に対する損傷状態を確認した。

第4章「対象橋梁のブレース材パネルの終局挙動に関する研究」では、対象橋梁のブレース材パネルのブレース材と接合部を反映した約1/2の供試体による繰り返し載荷実験を行い、対象橋梁の終局挙動を明らかにした。対象橋梁のガセットプレートはレベル1地震動のみで設計されていたため、これを越えた水平荷重が作用すると、ブレース材が損傷する前にガセットプレートが局部座屈により先に損傷し破断に至った。このような部材とガセットプレートの限界状態の関係



性の場合、動的解析でレベル2地震動に対する応答値を得られないことになる。

第5章「対象橋梁のガセットプレートを増厚したブレース材パネルの終局挙動に関する研究」では、第4章で行った供試体のガセットプレートを厚くした実験を行い、ブレース材パネルの終局挙動を解明した。

- 1) 繰り返し荷重を受けるブレース材パネルのすべりを伴った荷重－変位曲線を新たに得ることができた。接合部のすべり限界状態が部材限界状態より小さい場合も、接合部の荷重伝達機能を維持して部材の限界状態を発揮させ、ブレース材パネルとしての保有水平耐力を向上させることが可能であることを確認できた。
- 2) ブレース材の座屈は両端ピンの座屈モードではなく、両端固定の座屈モードであることを確認した。
- 3) 最大荷重以降（座屈発生後）、繰り返し載荷に対して、接合部のすべり挙動は消滅し、パネルは安定したループ挙動を示した。これは、ブレース材をエネルギー吸収材として期待できる可能性がある。
- 4) 接合部のすべりを考慮したFEM解析により、そのすべりを考慮した評価ができる可能性を示した。

第6章「繰り返し荷重を受ける鋼トラス橋のブレース材の終局挙動に関する研究」では、一般的な上路式の鋼トラス橋の支点上対傾構を含む1構面を対象に、実橋梁の構造を忠実に再現した供試体を用いて、漸増変位繰り返し載荷実験を行い、繰り返し荷重下におけるブレース材パネル構造の終局挙動を明らかにした。

- 1) 実験から得られた荷重－変位曲線は、鋼製橋脚にみられるような紡錘形の履歴ループを描いており、パネル構面としては一定のエネルギー吸収が期待でき、ブレース材の損傷を許容できる可能性を示した。
- 2) 実験から得られたブレース材軸力の最大値は、両端を固定結結とした場合の座屈限界値に近い値となった。
- 3) ブレース材両端を固定結合として提案した解析モデルは、実験結果とよく一致しており、ブレース材を含むパネル構面の挙動を十分に再現できることを示した。

第7章「ガセットプレート補強方法に関する研究」では、第4章の供試体のガセットプレートを当て板補強により補強する方法を提案し、実験によりその効果を検証した。また、道示の規定により設定したガセットプレートの板厚についてFEM解析により確認した。

第8章「結論」では、各章で得られた成果から本研究の結論を述べた。

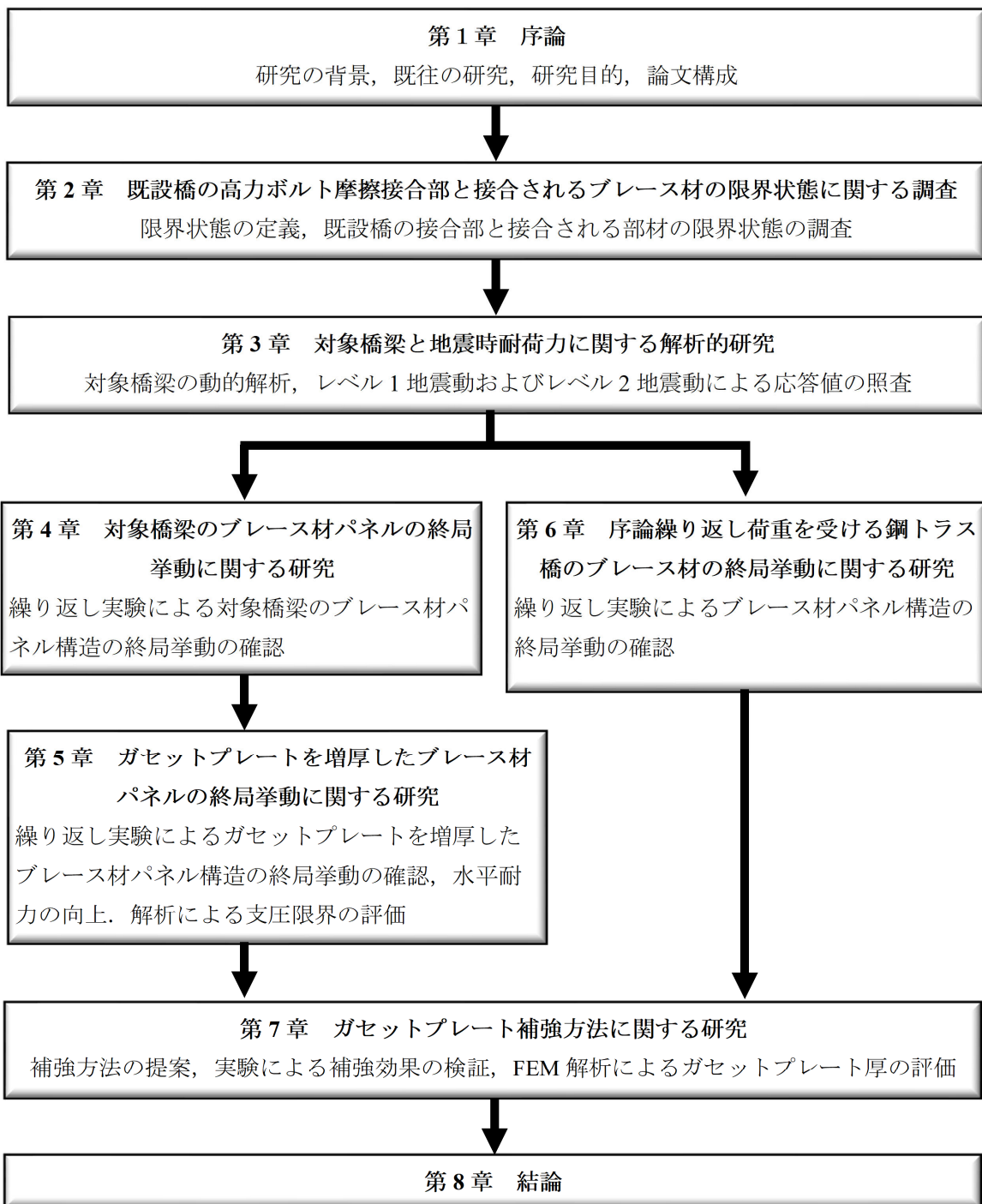


図-1.6 各章のテーマと相互関係

## 第1章（参考文献）

- 1) 令和3年版国土交通白書
- 2) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 II.鋼橋編，V.耐震設計編，丸善，1980.

- 3) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 II.鋼橋編，V.耐震設計編，丸善，2002.
- 4) 土木学会：鋼・合成構造標準示方書 耐震設計編，丸善，2018.
- 5) 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研究，構造工学論文集，Vol.59A, pp.169-179, 2013.
- 6) 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.
- 7) 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.
- 8) 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.
- 9) 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.
- 10) 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.
- 11) 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.
- 12) 竹内徹，秦康，松井良太：局部座屈を伴うH形断面ブレースの累積繰返し変形性能，日本建築学会構造系論文集集，73巻，第632号，pp.1875-1882, 2008.
- 13) 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.
- 14) 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.
- 15) 宇佐美勉，馬越一也，斉藤直也，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.
- 16) 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.
- 17) 馬越一也，奥村徹，吉野廣一，野中哲也：繰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.
- 18) 秋山寿行，西村宣男，亀井義典，池端文哉：高力ボルト摩擦接合引張継手の限界状態区分，鋼構造年次論文報告集 第3巻(1985年11月)4

- 19) 亀井義典, 西村宣男: 高力ボルト摩擦接合継手の主すべり以降の挙動, 鋼構造論文集 第8巻 第31号(2001年9月)
- 20) 亀井義典, 池端文哉, 西村宣男: 高力ボルト摩擦接合引張継手の限界状態区分に関する解析的研究, 土木学会論文集 No.584/I-42, 243-253, 1998.1
- 21) 彭雪, 山口隆司, 高井俊和: 厚板多列高力ボルト摩擦接合継手の母材純断面降伏挙動に関する解析的研究, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), Vol. 71, No. 1, 47-54, 2015.
- 22) 彭雪, 山口隆司, 高井俊和, 村越潤, 澤田守: 厚板多列高力ボルト摩擦接合継手の構造諸元がすべり挙動に与える影響に関する解析的研究, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), Vol. 69, No. 3, 452-466, 2013.
- 23) 高井俊和, 山口隆司, 三ツ木幸子, 西川真未: 高力ボルト継手の終局強度における孔変形に着目した2, 3の考察, 構造工学論文集, Vol.60A, pp694-702, 2014.
- 24) 戸田圭彦, 山口隆司, 岑山友紀, 直江康司: 高力ボルト摩擦接合継手の孔変形に基づいた支圧耐力に関する実験的研究, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), Vol.70, No.3, pp333-345, 2014.
- 25) 森山仁志, 田畑晶子, 山口隆司, 藤林美早: ボルトピッチおよび列数が高力ボルト摩擦接合継手の支圧限界応力に与える影響の基礎的検討, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), Vol. 72, No. 1, 119-132, 2016
- 26) 沼田明樹: すべり荷重を上回る動的繰返し荷重を受ける高力ボルト摩擦接合部の摩擦係数変動特性, 日本建築学会論文報告集 第341号 昭和59年7月
- 27) 辻岡静雄: 過大応力を受ける高力ボルト摩擦接合部の力学挙動, 日本建築学会構造系論文集 第518号. 103-1109, 1999年4月
- 28) 久米謙一, 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による検討, 日本機械学会構造論文集 Vol.76 No.667, 1713-1720, 2011
- 29) Kazuyoshi Yamamoto, Narioki Akiyama, Toshie Okumura: Buckling Strengths of Gusseted Truss Joints, Journal of Structural Engineering ASCE, Vol.114, No.3, March, 1988
- 30) Kazuyoshi Yamamoto, Narioki Akiyama, Toshie Okumura: Elastic Analysis of Gusseted Truss Joint, Journal of Structural engineering ASCE, Vol.111, No.12, December, 1985.
- 31) 村越潤, 遠山直樹, 澤田守, 有村健太郎: 腐食劣化の生じた鋼トラス橋の現地載荷試験と耐荷性能評価, 土木技術資料, 第53巻, 第2号, pp.18~21, 2011.

## 第 2 章. 既設橋の高力ボルト摩擦接合部と接合されるブレース材の限界状態に関する調査

### 2.1 はじめに

平成 29 年（以下，H29）の道路橋示方書<sup>1)2)</sup>（以下，道示）の改訂で設計法は許容応力度設計法から限界状態設計法に移行し，表-2.1 に示すように，上部構造としての基本的な限界状態と鋼部材，高力ボルト摩擦接合部の各限界状態が規定された。

H29 道示では限界状態設計法に移行し，道示では外力を作用と呼び，作用を永続・変動・偶発の 3 つに分類し，設計供用期間中に発生する確率が高い地震や数回生じる程度の強風等を変動作用に区分し，設計供用期間中に発生する確率は低いが大きな強度を持つ地震動や船舶等による大規模衝突等の作用を偶発作用としている。

表-2.1 道示における限界状態

	上部構造の限界状態	鋼部材の限界状態	高力ボルト摩擦接合部の限界状態
限界状態 1 [弾性範囲]	<ul style="list-style-type: none"> <li>挙動が可逆性を有する限界の状態</li> <li>支持能力を低下させる変位や振動程度に至らない限界の状態</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>部材等の挙動が可逆性を有する限界の状態</li> <li>鋼材の降伏</li> <li>たわみ制限</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>接合面のすべり</li> <li>母材および連結板の降伏</li> </ul>
限界状態 2 [非弾性範囲 ・塑性範囲]	一部の部材に損傷が生じているものの、耐荷力が想定する範囲で確保できる限界の状態		
限界状態 3 [ひずみ限界 ・圧壊しない限界]	落橋しないとみなせる限界の状態	部材等の挙動が可逆性を失うものの、耐荷力を完全に失わない限界の状態 <ul style="list-style-type: none"> <li>塑性化</li> <li>全体座屈</li> <li>局部座屈</li> <li>ガセットプレート損傷</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>限界状態 1 を超えた後の、ボルト孔周辺での支圧降伏の進展後、ボルト破断または母材および連結板の破壊のどちらかの状態。</li> <li>母材および連結板の破壊は、圧縮応力状態では孔部のせん断破断。引張応力状態では、母材の破断と孔部のせん断破断。</li> </ul>

作用を受けて設計供用期間中に橋がおかれる状態を荷重支持能力に関わる観点から、以下の 3 つに区分している

- (1) 橋としての荷重支持能力が損なわれない状態
  - (2) 部分的に荷重支持能力の低下が生じているが、橋としてあらかじめ想定する荷重支持能力の範囲である状態
  - (3) 橋としての荷重支持能力の低下が生じ進展しているものの落橋等の致命的ではない状態
- これらの区分に対して、式(2.1)により耐荷性能の照査が行われる。

$$\sum S_i(\gamma_{qi}\gamma_{pi}) \leq \xi_1\xi_2\phi_R R(f_c\Delta_c) \quad (2.1)$$

ここで、左辺側は作用効果を示し、各作用特性値 ( $S_i$ ) に荷重係数と荷重の組合せ係数をかけ合わせて、荷重の組合せに従い算出した橋の状態を示す。右辺側は、抵抗に関わる特性値 ( $R$ ) に抵抗係数 ( $\phi$ )、調査・解析係数 ( $\xi_1$ )、部材・構造係数 ( $\xi_2$ ) をかけ合わせて求めた部材の抵抗値を示し、右辺側が左辺側以上であれば照査を満足する。各係数は、作用と限界状態に対して設定されている。

偶発作用として稀に発生する巨大地震（レベル 2 地震動）が設計に考慮されるまでは、許容応力度設計法では、レベル 1 地震に対しても抵抗値側は降伏点であり、部材等の挙動が可逆性を有するように弾性設計がなされていた。H29 道示においても、限界状態 1、限界状態 3 の抵抗値側の上限値は降伏点応力としており弾性とすることが基本的な考え方である。しかし、道示の耐震設計編において、レベル 2 地震に対しては鋼製橋脚の柱部材において、耐荷力を完全に失わないことを前提に部材等の挙動が可逆性を失う塑性化を許す設計が認められるようになった。ただし、高速道路等の重要な路線に架橋される橋梁に対して、部材の耐力が想定する範囲内で確保できる状態として限界状態 2 が規定され、塑性化範囲、残留変位等と照査することになった。すなわち、被災後に直ちに道路として供用できるようにすることが要求されている。

本研究では、レベル 1 地震動のみで設計された既設の鋼上路式のアーチ橋やトラス橋のブレース材とその接合部を含めたブレース材パネルの終局挙動の解明をすることを 1 つの目的にしている。本章では、対象とした橋梁の式(2.1)の右辺の抵抗値（ここでは、「限界値」とよぶ）の関係を調査することにする。限界値は、道示に基づき、接合部と接合される部材について算出し、その大小関係からブレース材パネルの終局挙動を予測する。

## 2.2 部材の限界状態

### 2.2.1 ブレース材パネルの限界状態

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、部材の両端をピン結合とした柱の圧縮耐力程度で設計されているのが一般的である。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。高力ボルト摩擦接合部のボルト本数は作用力に対して設計されるので、ブレース材の作用応力が許容応力度よりも小さいと、接合部は母材の耐力の 75% で設計される。そのため、レベル 2 地震動の作用力に対して接合部が部材よりも先に損傷する可能性が高いと考えられる。

ここでは、レベル 1 地震動で設計された上路式アーチ橋の端支柱対傾構のブレース材および上路式トラス橋の端対傾構のブレース材について表-2.2 に示す各限界状態を求め、各限界状態の関係を検討する。

表-2.2 ブレース材の限界値

項目		内容
部材	座屈	$P_{crg} = \sigma_{crg} \times A_g$ $\sigma_{crg}$ : 座屈応力度 (両端ピン), $A_g$ : 部材の総断面積
	降伏	$P_{gn} = \sigma_y \times A_g$ $\sigma_y$ : 降伏応力度, $A_g$ : 部材の総断面積
接合部	すべり	$P_s = n \times \rho_a$ $n$ : ボルト本数, $\rho_a$ : ボルト 1 本のすべり耐力
	降伏	$P_n = \sigma_y \times A_n$ $\sigma_y$ : 降伏応力度, $A_n$ : 部材の純断面積
	支圧	$P_{sv} = n \times d \times t \times 1.7\sigma_y$ $n$ : 必要ボルト本数, $t$ : 板厚, $d$ : ボルト径, $\sigma_y$ : 降伏応力度
	ボルト せん断	$P_{ss} = 0.6 \times n \times A_s \times \tau_y$ $\tau_y$ : 降伏せん断応力度, $A_s$ : ボルト 1 本の断面積
ガセットプレート		$P_{sg} = bt/1.8$ $b$ : ブレース材幅, $t$ : ガセットプレート板厚

## 2.2.2 部材座屈限界値

ブレース材に圧縮力が作用する場合の座屈限界は図-2.1 に示す  $L_0$  を有効座屈長として両端ピン結合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。松村ら<sup>3)4)</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 0.51 (1 : 部材長) の圧縮柱と等しくなることを提案している。本稿では  $L_1$  を使用して座屈耐力を計算した。座屈限界値  $P_{crg}$  は式(2.2)で表される。

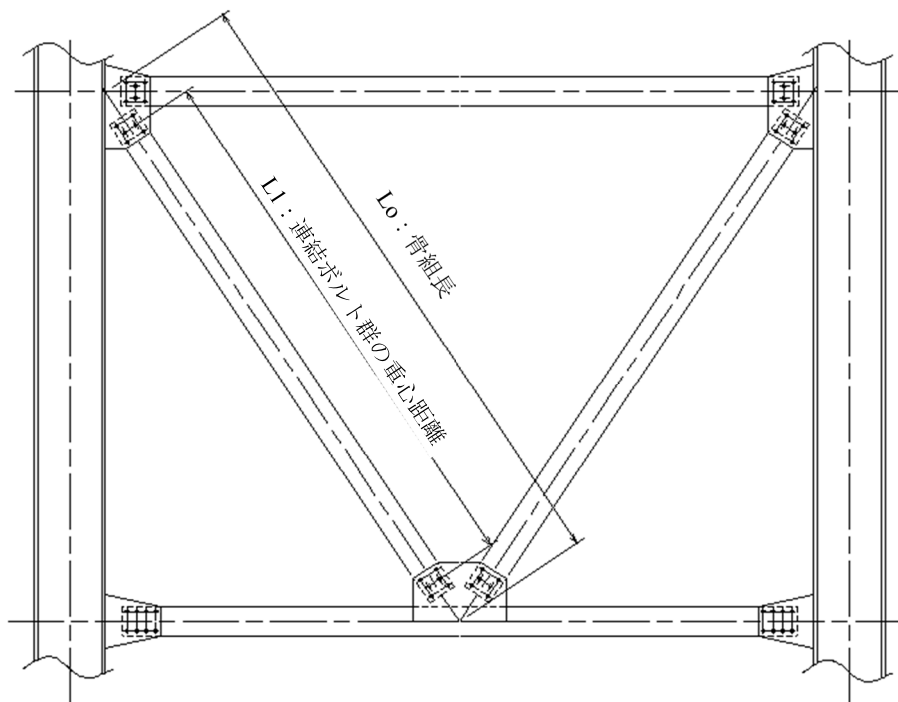


図-2.1 有効座屈長

$$P_{crg} = \rho_{crg} \times A \times \sigma_y \quad (2.2)$$

$$\rho_{crg} = \begin{cases} 1.00 & (\bar{\lambda} \leq 0.2) \\ 1.109 - 0.545\bar{\lambda} & (0.2, < \bar{\lambda} \leq 1.0) \\ 1/(0.733 + \bar{\lambda}^2) & (1.0 < \bar{\lambda}) \end{cases} \quad (2.3)$$

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。



### 2.2.3 部材降伏限界値

部材の総断面積と降伏応力度から引張力が作用する部材の降伏限界値 $P_{gn}$ は式 (2.4)で表される.

$$P_{gn} = A_g \times \sigma_y \quad (2.4)$$

ここで,  $A_g$ は部材の総断面積,  $\sigma_y$ は降伏応力度である.

### 2.3 接合部の限界状態

高力ボルト摩擦接合部については, 接合面のすべり, 母材および連結板のボルト孔部分の降伏を限界状態 1 とし, 接合面のすべり後のボルト破断, 母材破断を限界状態 3 として道示で規定されている. 図-2.2 は, 孔部母材降伏強度>すべり強度の場合の接合部に引張荷重が作用した場合の限界状態を示したものである. 図-2.3, 高力ボルト摩擦接合の破壊形式を示す.

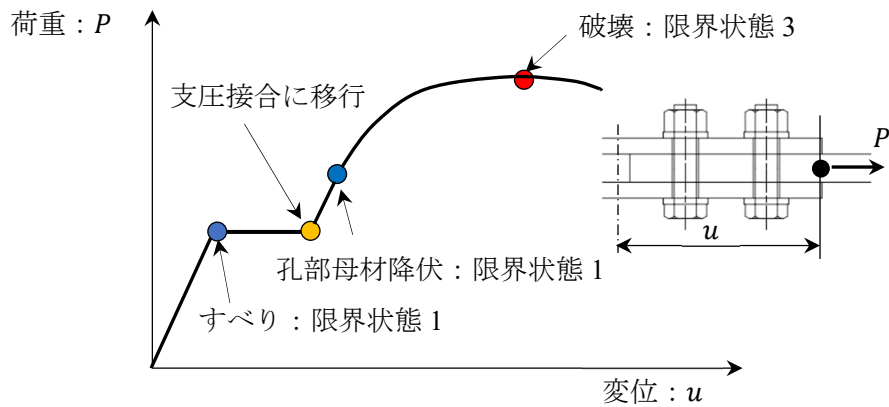


図-2.2 限界状態の定義

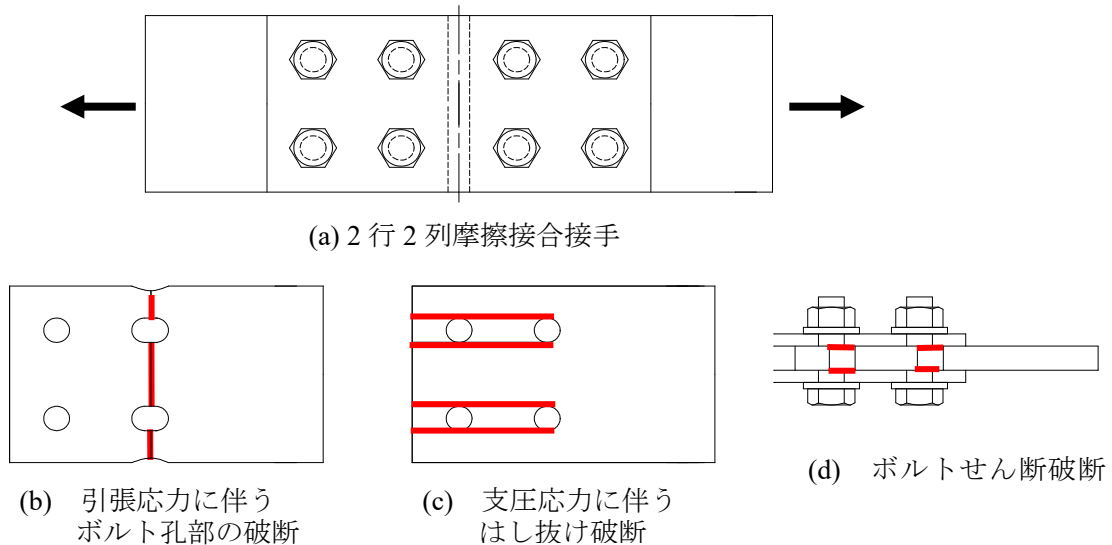


図-2.3 高力ボルト継手の破壊形式

道示Ⅴ（耐震設計編）においても、接合部の設計の考え方が H29 年の改定<sup>2)</sup>で新たに規定され、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にされた。

道示Ⅴ「6.5 接合部の設計」<sup>2)</sup>では次のように解説されている。

- ① 地震の影響を考慮する場合にも、各編に規定される設計の考え方と同様である。
- ② また、各編で規定される接合部を有する部材の限界状態 1 及び限界状態 3 と接合部の限界状態 1 及び限界状態 3 との関係については、一般には、部材としての連続性を失わず、かつ、接合部が剛結となり部材相互のすべての断面力を確実に伝達することから、各編の規定を満足していれば、地震の影響を考慮する場合にも、同様の関係があると考えられる。
- ③ ただし、使用する材料や想定する耐荷機構によっては、接合部の耐荷力が載荷の繰返しの影響を大きく受ける場合もある。そのため、適切にその影響を考慮したうえで、接合部の限界状態や限界状態と関連付けられる特性値及び制限値を設定する必要がある。

上記①によると、高力ボルト摩擦接合の限界状態は、接合面のすべり、母材および連結板の降伏を限界状態 1 とし、これを超えた後、ボルト周辺での支圧降伏の進展後のボルト破断、母材および連結板の破断を限界状態 3 としている。接合部の荷重と変位の関係は図 2.2 のように示される。現状の設計では、すべり強度と降伏強度は別々に計算されているので、ボルト配列により、 $P_s$ （すべり耐力） $>P_n$ （母材降伏耐力） または  $P_s < P_n$  として設計されることになる。しかし、繰返し載荷を考慮する耐震設計では、接合面がすべるとガタが生じるため、上記②の部材としての連続性を失わずかつ接合部が剛結合であるためには、地震後の限界状態 2（表 2.1）の状態にあっても接合部のすべりは許容することはありえず、接合面のすべりを限界状態 2 とする必要があると考えられる。これについては、第 4 章以降の繰返し載荷実験ですべり後の接合部の終局挙動を検証する。

### 2.3.1 接合部すべり限界値

接合部のすべり限界値は、図-2.4(a)に示すようにすべり前の状態であり、すべり限界値は $P_s$ は式(2.5)で表される。

$$P_s = V_{styd} \times n \quad (2.5)$$

ここで、 $V_{styd} = \mu \times N \times m$ 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。

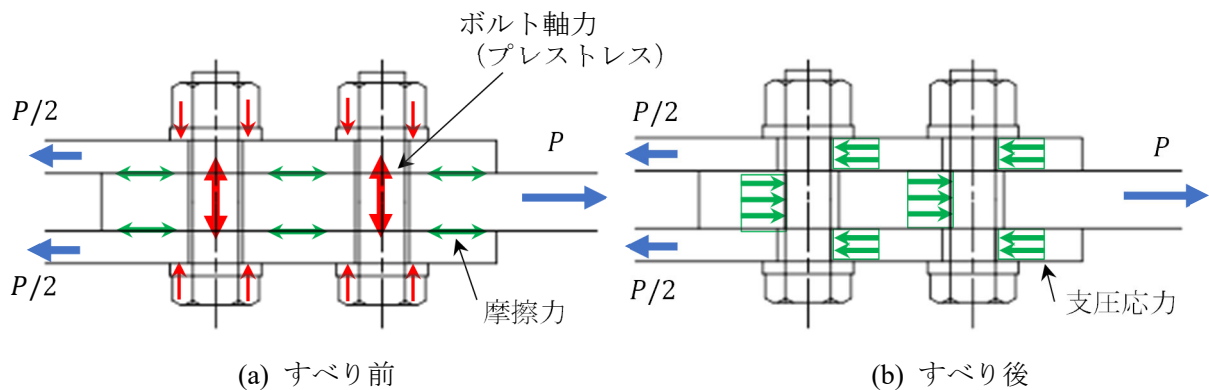


図-2.4 高力ボルト摩擦接合接手の荷重伝達状態

### 2.3.2 接合部降伏限界値

道示では接合面の限界状態 3 は，すべり後のボルト破断または母材破断とされている．接合部の降伏耐力は母材の降伏状態としており，降伏耐力を算出位置として断面積が最小になる図-2.5に示すボルト孔部の欠損部とすると，降伏応力度と孔欠損部の断面積から引張力が作用する接合部の降伏限界値 $P_n$ は式(2.6)で表される．

$$P_n = A_n \times \sigma_y \quad (2.6)$$

ここで， $A_n$ は図-2.5に示す孔部の純断面積， $\sigma_y$ は降伏応力度である．

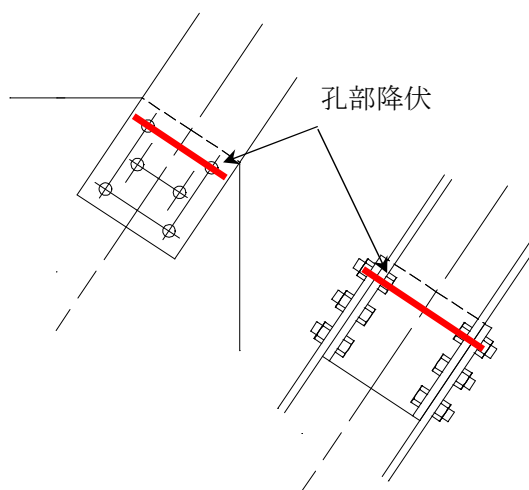


図-2.5 純断面位置

### 2.3.3 接合部支圧限界値

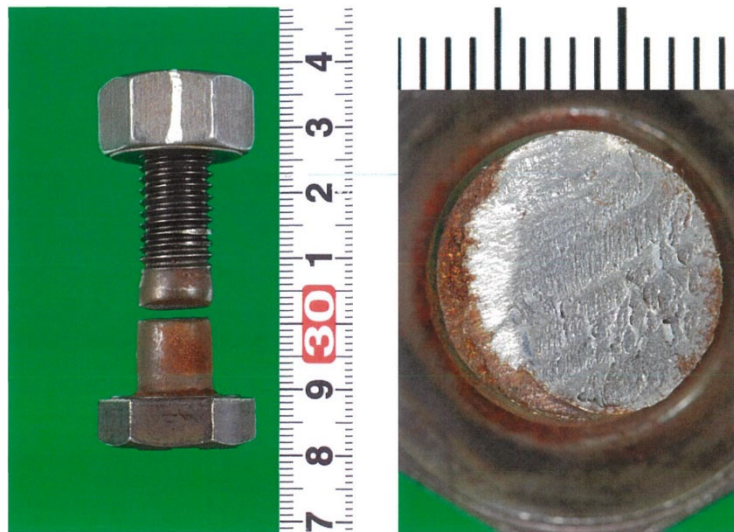
支圧限界は，図-2.4(b)に示すすべり後の母材の限界状態である．道示では支圧許容応力度は，降伏応力度の 1.7 倍とされている．この許容支圧応力度とボルトに接する母材または連結板（ガセットプレート）の円筒面から接合部の支圧限界 $P_{sv}$ は式(2.7)で表される．

$$P_{sv} = n \times V_V \quad (2.7)$$

ここで、 $n$ はボルト本数、 $V_V = t \times d \times 1.7\sigma_y$ 、 $d$ はボルト軸径、 $t$ は支圧面の板厚、 $\sigma_y$ は降伏応力度である。

### 2.3.4 ボルトのせん断限界値

図-2.3(d)に示す高力ボルト継手のせん断力による軸部が破断例（第5章の実験より）を写真-2.1に示す。



(a)全景

(b)軸部破断面

写真-2.1 高力ボルトせん断破断例

この場合の限界値として、ボルト軸の断面積と降伏せん断応力度からボルトのせん断限界値 $P_{SS}$ は式(2.8)で表される。

$$P_{SS} = 0.6 \times n \times V_S \quad (2.8)$$

ここで、 $V_S = m \times A_S \times \tau_y$ 、 $n$ はボルト本数、 $m$ は摩擦面数、 $A_S$ はボルト軸部の総断面積、 $\tau_y$ は降伏せん断応力度である。

## 2.4 ガセットプレート限界

道示<sup>り</sup>ではガセットプレートの照査項目を図-2.6に示す①と②が規定されている。その他、設計では③、④のせん断力に対して照査される。①から④の項目を照査式として表-2.3にまとめる。

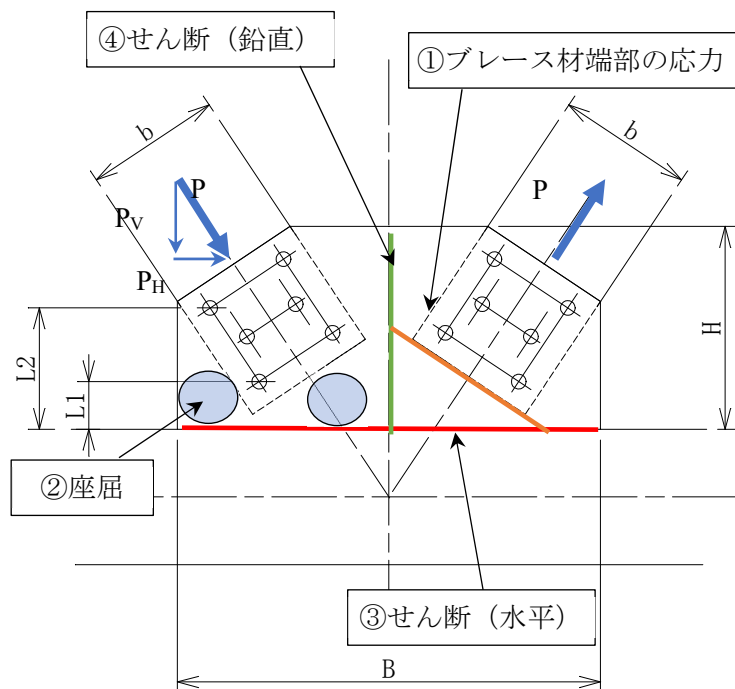


図-2.6 ガセット照査項目

表-2.3 ガセットプレート限界状態照査式

照査項目	照査式	道示式
①ブレース材端部の応力	$t > 1.8P/b$	道示 15.3.2 式 15.3.1
②座屈	$L1/t < 26 (L2/t < 61) : SS41$	道示 15.3.2 表 15.3.1
③せん断 (水平)	$\tau_H = 2P_H / (2 \times B \times t) < \tau_a$	-----
④せん断 (鉛直)	$\tau_V = 2P_V / (2 \times H \times t) < \tau_a$	-----

ガセットプレートの限界値 $P_g$ 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(2.9)で表す。

$$P_g = \frac{bt}{1.8} \quad (2.9)$$

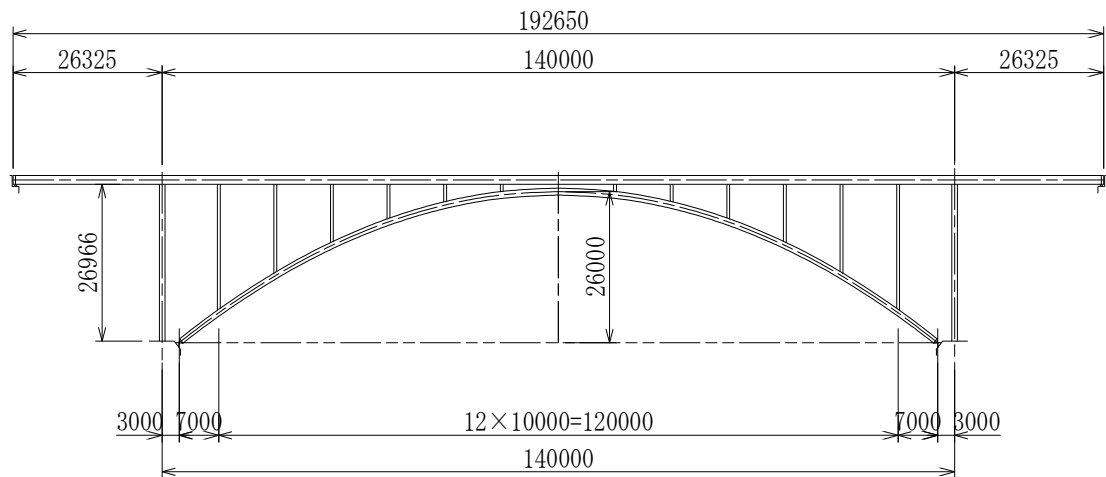
ここで、 $b$ はブレース材の幅、 $t$ はガセットプレートの板厚である。

## 2.5 対象橋梁の限界状態

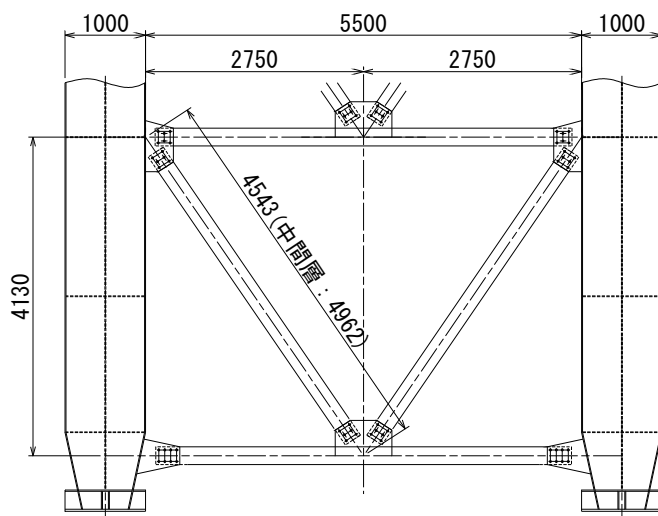
### 2.5.1 上路式鋼アーチ橋端柱ブレース材パネル

#### (1) 対象橋梁

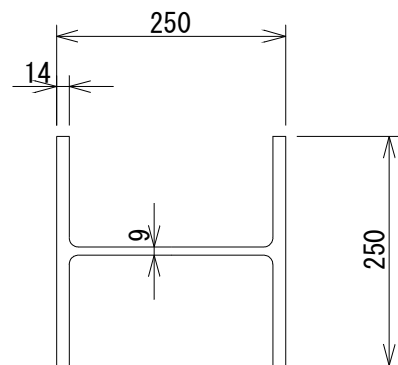
対象にした上路式鋼アーチ橋の一般図を図-2.7に示す。アーチ支間は120mで、アーチライズは26mである。この端支柱対傾構のブレース材パネルのブレース材とその接合部の限界状態を調査する。ブレース材の材質はSS400で、降伏点応力は $235\text{N/mm}^2$ である。接合部に使用する高力ボルトのサイズはM22で、降伏点応力は $900\text{N/mm}^2$ である。摩擦接合としてのすべり係数は、摩擦面が裸仕様であるとして $\mu=0.4$ とする。



(a) 橋梁側面図



(b) 端支柱部対傾構



(c) ブレース材断面

図-2.7 対象橋梁

(2) 各限界値の計算結果

接合部と接合される部材の限界状態に対応する限界値を式(2.2)から式(2.9)により計算した結果を表-2.4に示す。図-2.8は表-2.4の限界値をグラフにしたもので、対象とした橋梁は、接合部の限界値（すべり、支圧、ガセット）が部材の限界値よりも小さいことが特徴である。震度法レベル（レベル1地震動）の地震力による作用力が小さい、部材断面は細長比制限により決まることに対して、接合部は作用力により設計されるため、このような限界状態の関係になると考えられる。この橋梁にレベル2地震動の地震力が作用すると、図-2.9に示すように、接合部がすべり、その後、部材よりもガセットが先に損傷することが予想できる。

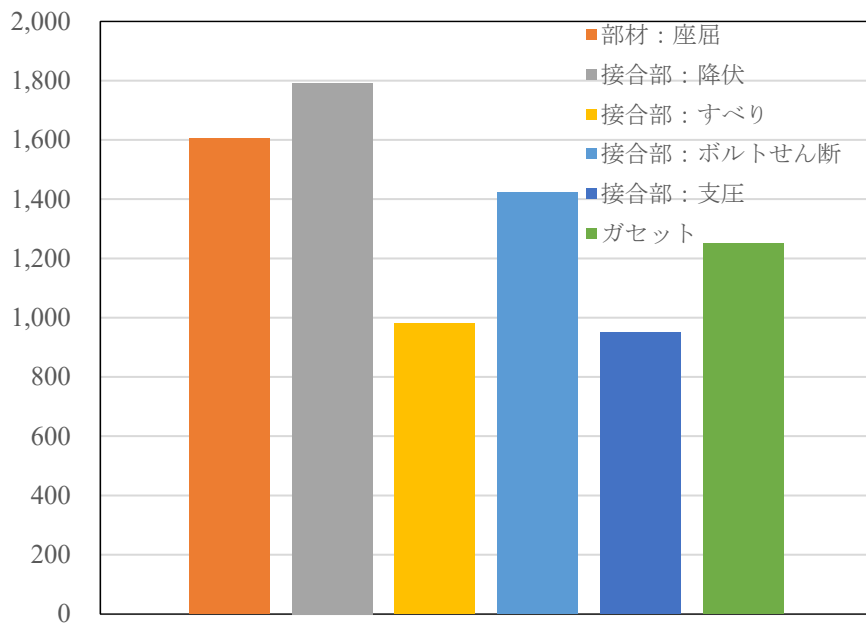


図-2.8 部材および接合部の限界値

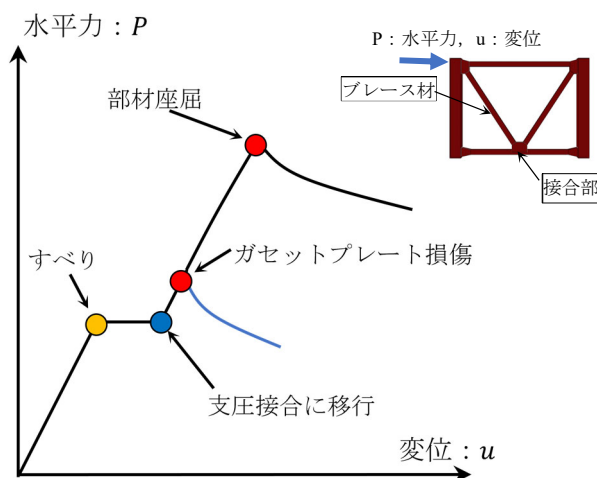


図-2.9 部材および接合部の限界状態（イメージ）

表-2.4 各限界値の計算

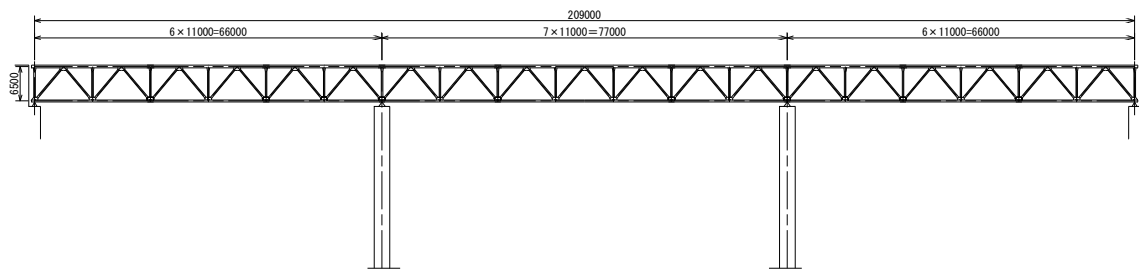
				実橋		
				(設計)		
有効座屈長:材端条件				ピン	固定	
ボルト	呼び径		--	M22		
	ボルト孔径		mm	24.5		
断面	フランジ	幅	mm	250		
		板厚	mm	14		
	ウェブ	高さ	mm	222		
		板厚	mm	9		
	母材断面		$A_g$	$mm^2$	8998	
	母材純断面		$An(Flg+Web)$	$mm^2$	7626	
部材長			mm	4543		
連結板中心間隔			$L_0$	mm		
有効座屈長			$\alpha$	--	1.0	0.5
			$L=\alpha \times L_0$	mm	3750	1875
断面二次モーメント			$I$	$mm^4$	36458333	
断面二次半径			$r$	mm	64	
座屈耐力	細長比		$\lambda=L/r$	--	58.9	29.5
	ヤング係数		$E$	$N/mm^2$	200000	
	細長比パラメータ		$\bar{\lambda}$	--	0.643	0.321
			$\rho_{crg}$	--	0.759	0.934
	降伏応力度		$\sigma_y$	$N/mm^2$	235.0	
			$P_{crg}=\rho_{crg} \times A_g \times \sigma_y$	kN	1604	1975
降伏耐力	接合部	$P_n=An \times \sigma_y$	kN	1792		
	一般部	$P_g=A_g \times \sigma_y$	kN	2115		
接合部 すべり耐力	ボルト本数		$n$	--	12	
	降伏点比率		$\alpha$	--	0.75	
	降伏応力度		$\sigma_y$	$N/mm^2$	900.0	
	有効断面積		$A_e$	$mm^2$	303.0	
	設計軸力		$N$	kN	204.5	
	摩擦面数		$m$	--	1	
	すべり係数		$\mu$	--	0.40	
	ボルト1本		$V_{std}$	kN	81.8	
			$P_s=\Sigma V_{std}$	kN	982	
接合部 せん断耐力	ボルト断面積		$A$	$mm^2$	380.1	
	降伏応力度		$\tau_y$	$N/mm^2$	519.6	
	ボルト1本		$V_s$	kN	197.5	
			$P_{ss}=0.6 \times n \times V_s$	kN	1422	
接合部 支圧耐力	板厚		$t_f \text{ or } t_g$	mm	9	
	ボルト1本		$V_v$	kN	79.1	
			$P_{ss}=n \times V_v$	kN	949	
ガセット プレート 耐力	ブレース材幅		$b$	mm	250	
	ガセットプレート厚		$t$	mm	9.0	
			$P_g=b \times t / 1.8$	kN	1250	



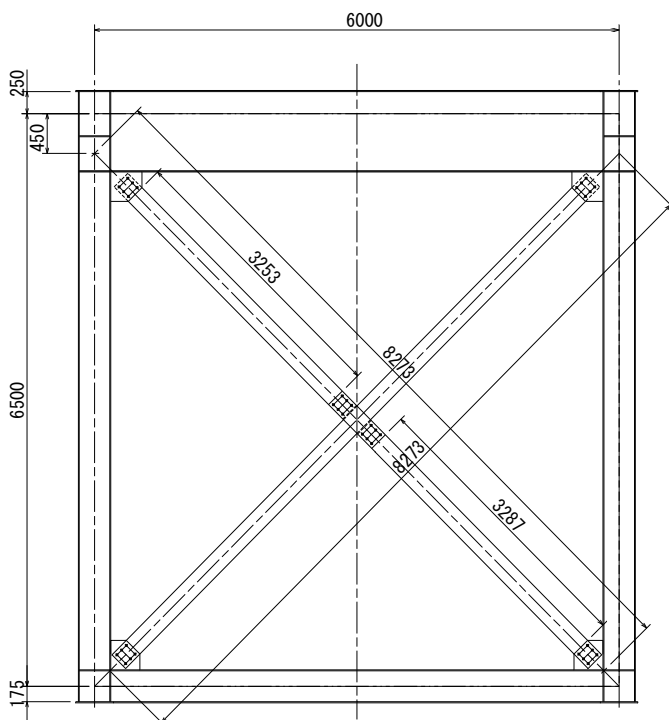
## 2.5.2 上路式鋼トラス橋端支点ブレース材パネル

### (1) 対象橋梁

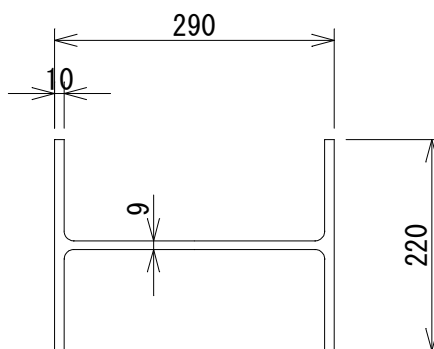
対象にした上路式鋼トラス橋の一般図を図-2.10 に示す。このトラス橋は3径間連続形式で、支間長は  $66\text{m}+77\text{m}+66\text{m}$  で、主構高さは  $6.5\text{m}$  である。この端対傾構のブレース材パネルのブレース材とその接合部の限界状態を調査する、ブレース材の材質は  $\text{SS400}$  で、降伏点応力は  $235\text{N/mm}^2$  である。接合部に使用する高力ボルトのサイズは  $\text{M22}$  で、降伏点応力は  $900\text{N/mm}^2$  である。摩擦接合としてのすべり係数は、摩擦面が裸仕様であるとして  $\mu=0.4$  とする。



(a) 橋梁側面図



(b) 端支点对傾構



(c) ブレース材断面

図-2.10 対象橋梁

## (2) 各限界値の計算結果

接合部と接合される部材の限界状態に対応する限界値を式(2.2)から式(2.9)により計算した結果を表-2.5に示す。図-2.11は表-2.5の限界値をグラフにしたもので、対象とした橋梁のブレース材の接合部は2面摩擦接合としていたため、接合部の限界値（すべり、支圧）が部材の限界値よりも大きいことが特徴である。1面摩擦にすると部材座屈限界値（1128kN）よりもすべり限界値（ $1963/2=982$ ）が小さくなるので2面摩擦にしたと考えられる。この橋梁にレベル2地震動の地震力が作用すると、図-2.12に示すように、部材座屈により終局状態になると予想できる。

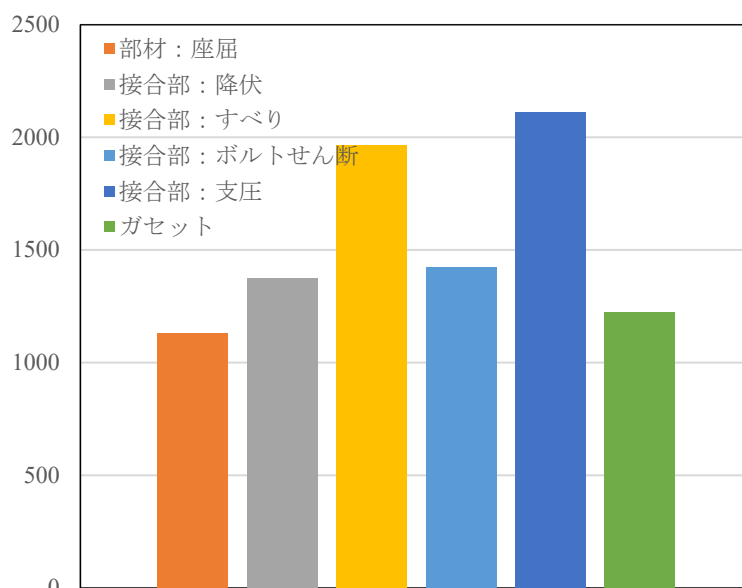


図-2.11 部材および接合部の限界値

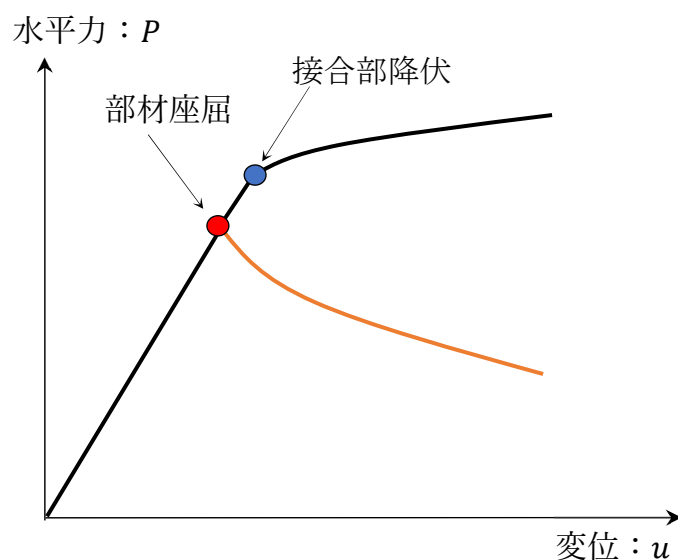


図-2.12 部材および接合部の限界状態（イメージ）

表-2.5 各限界値の計算

				実橋	
				(設計)	
有効座屈長:材端条件				ピン	固定
ボルト	呼び径		--	M22	
	ボルト孔径		mm	24.5	
断面	フランジ	幅	mm	220	
		板厚	mm	10	
	ウェブ	高さ	mm	270	
		板厚	mm	9	
	母材断面	$A_g$	$mm^2$	6830	
	母材純断面	$An(Flg+Web)$	$mm^2$	5850	
部材長			mm	4543	
連結板中心間隔		$L_0$	mm	3408	
有効座屈長		$\alpha$	--	1.0	0.5
		$L=\alpha \times L_0$	mm	3480	1740
断面二次モーメント		$I$	$mm^4$	17746667	
断面二次半径		$r$	mm	51	
座屈耐力	細長比	$\lambda=L/r$	--	68.3	34.1
	ヤング係数	$E$	$N/mm^2$	200000	
	細長比パラメータ	$\bar{\lambda}$	--	0.745	0.372
		$\rho_{crg}$	--	0.703	0.906
	降伏応力度	$\sigma_y$	$N/mm^2$	235.0	
			$P_{crg}=\rho_{crg} \times A_g \times \sigma_y$	kN	1128
降伏耐力	接合部	$P_n=An \times \sigma_y$	kN	1375	
	一般部	$P_g=A_g \times \sigma_y$	kN	1605	
接合部 すべり耐力	ボルト本数	$n$	--	12	
	降伏点比率	$\alpha$	--	0.75	
	降伏応力度	$\sigma_y$	$N/mm^2$	900.0	
	有効断面積	$A_e$	$mm^2$	303.0	
	設計軸力	$N$	kN	204.5	
	摩擦面数	$m$	--	2	
	すべり係数	$\mu$	--	0.40	
	ボルト1本	$V_{std}$	kN	163.6	
			$P_s=\Sigma V_{std}$	kN	1963
接合部 せん断耐力	ボルト断面積	$A$	$mm^2$	380.1	
	降伏応力度	$\tau_y$	$N/mm^2$	519.6	
	ボルト1本	$V_s$	kN	395.0	
			$P_{ss}=0.6 \times n \times V_s$	kN	2844
接合部 支圧耐力	板厚	$tf \text{ or } tg$	mm	9	
	ボルト1本	$V_v$	kN	79.1	
			$P_{ss}=n \times V_v$	kN	1898
ガセット プレート 耐力	ブレース材幅	$b$	mm	220	
	ガセット プレート厚	$t$	mm	10.0	
			$P_g=b \times t / 1.8$	kN	1222

## 2.6 まとめ

震度法レベル（レベル1地震動）の地震力で設計された上路式鋼アーチ橋の端支柱対傾構のブレース材と上路式鋼トラス橋の端支点对傾構のブレース材の限界状態について調査した結果，次の知見を得た．

- 1) ガセットプレートの限界値を道示の必要最小板厚式から評価し，部材耐力および接合部限界値とガセットプレート限界値を比較できるようにした．
- 2) 上路式鋼アーチ橋の端支柱対傾構のブレース材については，震度法レベル（レベル1地震動）の地震力による作用力が小さく，部材断面は細長比制限により決まっているため，接合部の限界値（すべり，支圧，ガセット）が部材の限界値よりも小さいことが特徴であり，この橋梁にレベル2地震動の地震力が作用すると，接合部のすべり後，部材よりもガセットが先に損傷することが予想できる．
- 3) 上路式鋼トラス橋の端対傾構のブレース材については，接合部は2面摩擦接合としていたため，接合部の限界値（すべり，支圧）が部材の限界値よりも大きいことが特徴であり，この橋梁にレベル2地震動の地震力が作用すると，部材座屈により終局状態になると予想できる．
- 4) 以上より，ブレース材の部材，接合部およびガセットプレートの限界値の関係を明確にするため，ブレース材パネルの終局状態の予想が可能になると考える．第4章以降の実験で検証することにする．上路式鋼アーチ橋のように，接合部の設計は作用力に対して設計されるので，想定していた設計力（レベル1地震力）が小さいと部材の限界値よりも小さく設計される場合があることが解った．今後の新設橋では，接合部の限界値を部材の限界値以上にする必要があると考える．

## 第2章（参考文献）

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 II.鋼橋・鋼部材編，丸善，2017.
- 2) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V.耐震設計編，丸善，2017.
- 3) 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研究，構造工学論文集，Vol.59A，pp.169-179，2013.
- 4) 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.

## 第3章 対象橋梁と地震時耐荷力に関する解析的研究

### 3.1 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>。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。本章では、対象とした既設橋梁の地震時応答解析を行い、第2章で求めた限界値と、本章で解析したレベル1地震およびレベル2地震による応答値と比較することでレベル2地震動に対して損傷シナリオを推定する。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）<sup>2)</sup>、レベル2地震動として東南海地震のサイト波<sup>3)</sup>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、SeanFEM<sup>4)</sup>である。Appendix6にファイバー要素の定式化について述べる。

### 3.2 上路式鋼アーチ橋の動的解析

#### 3.2.1 解析条件

##### (1) 解析モデル

上路式鋼アーチ橋の挙動を正確に把握するために、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）を忠実に、学会示方書<sup>1)</sup>を参考に図-3.1に示す解析モデルを構築する。A1、A2支点は橋軸方向 X に可動で回転フリー、アーチリブ下端と端支柱下端を Y 軸、Z 軸まわりフリーのヒンジとなるように境界条件を与えた。入力地震波は図-3.2に示すように、設計時の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）、まれに発生するレベル2地震として東南海地震のサイト波とする。東南海地震は超過作用を想定したものである。部材はファイバー要素でモデル化し、ブレース材の座屈モードが正確に表せるように要素分割を8分割程度にする。

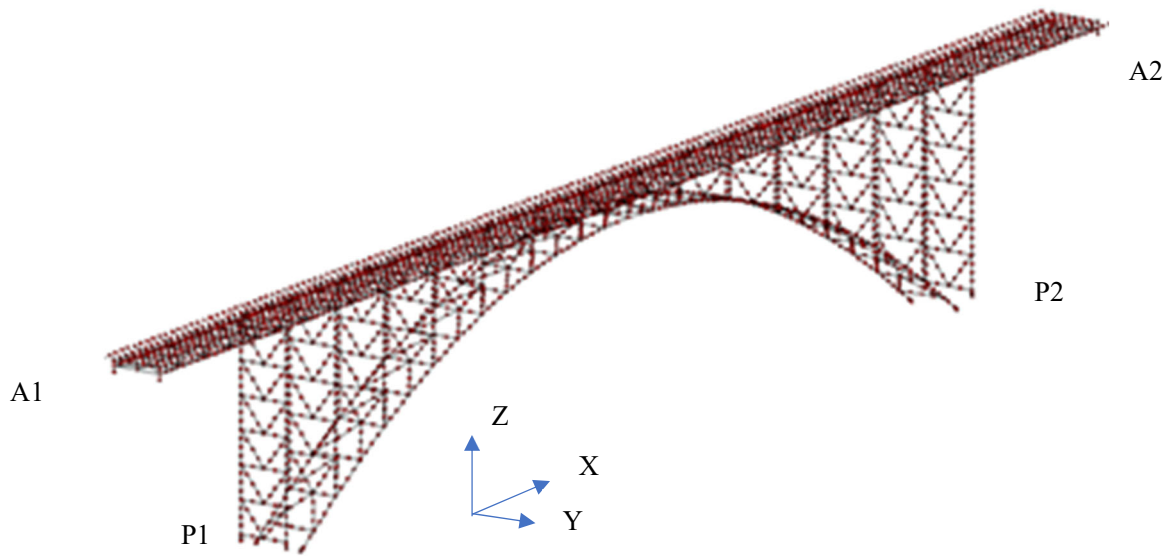


図-3.1 動的解析モデル

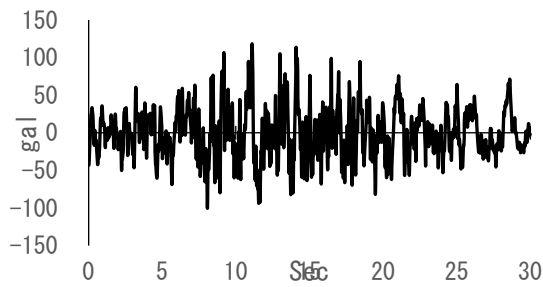


図-3.10 レベル 1 地震動

(2種地盤，昭和43年日向灘地震)

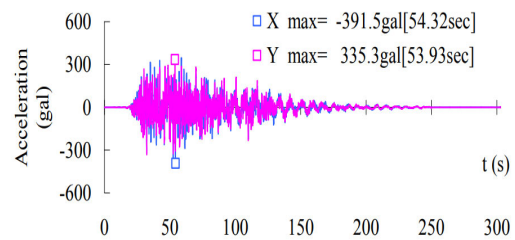


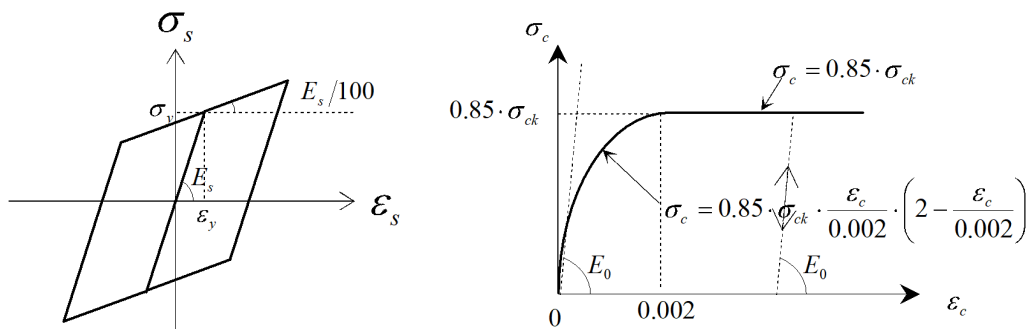
図-3.10 レベル 2 地震動

(東南海地震サイト波)

図-3.2 入力地震波

(2) 材料構成則

解析で考慮した鋼材およびコンクリートの材料構成則を図-3.3 に示す。鋼材の材料構成則はバイリニア型の移動硬化則でモデル化し、二次勾配を  $E/100$  とする。



(a) 鋼材の材料構成則：道示V

(b) コンクリートの材料構成則(床版)：道示III

図-3.3 材料構成則

### (3) 断面形状

部材はファイバー要素でモデル化し、各部材の断面形状を図-3.4 に示し、鋼断面の一覧を表-3.1 に示す。ファイバー要素は、板厚方向は2分割、幅方向は5分割程度にセル分割する。

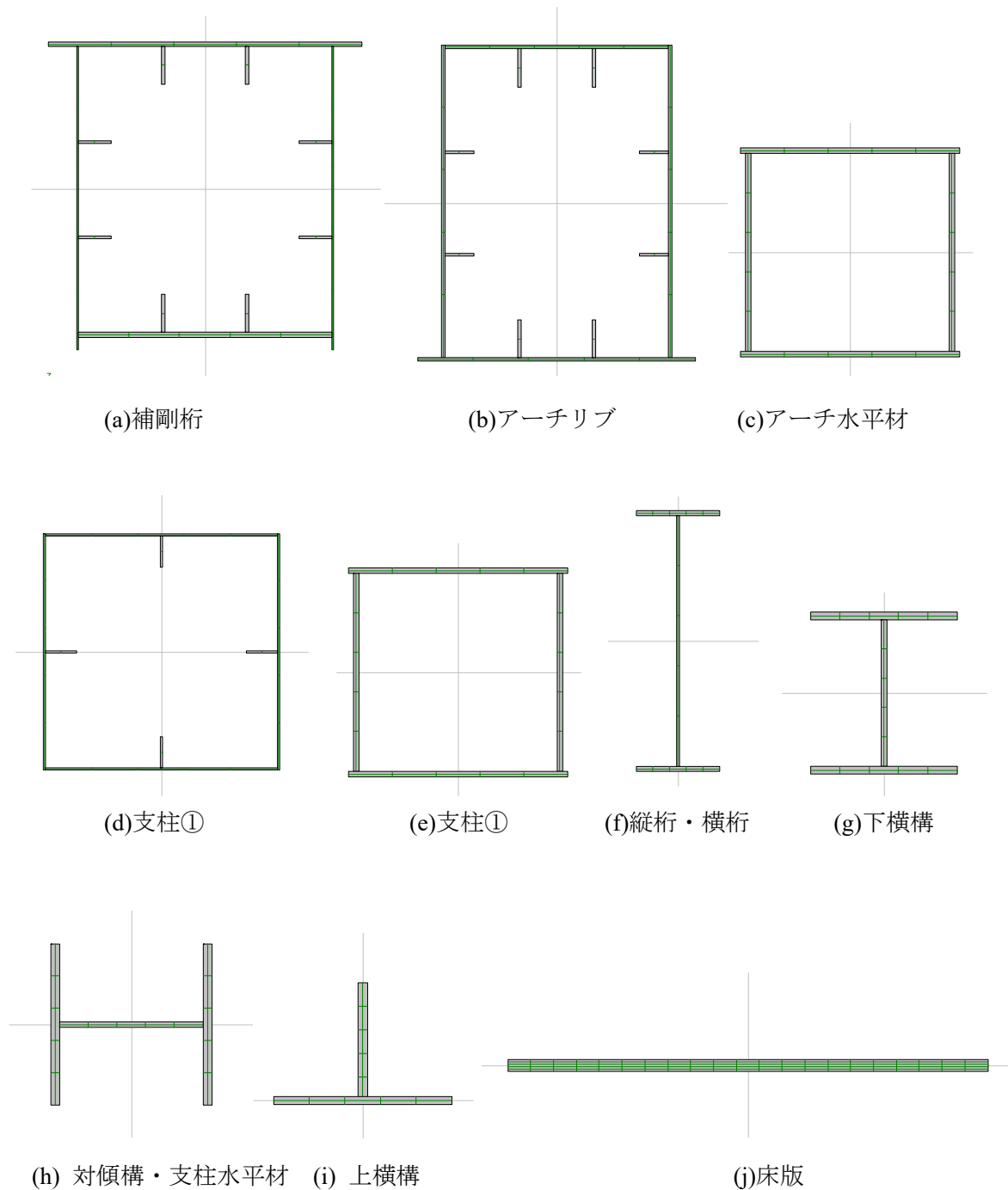


図-3.4 ファイバー要素断面形状

表-3.1 鋼断面一覧表

断面番号	断面形状	材質	母材構成			補剛材構成			降伏点: $\sigma_y$	
			U.Flг	L.Flг	Web	U.Flг	L.Flг	Web	N/mm <sup>2</sup>	
補剛桁	1	田	SM490Y	1-1240×10	1-1000×12	2-1200×9	2-150×14	2-150×14	2-130×12	355
	2	田	SM490Y	1-1240×19	1-1000×19	2-1200×9	2-150×14	2-150×14	2-130×12	355
	3	田	SM490Y	1-1240×16	1-1000×19	2-1200×9	2-150×14	2-150×14	2-130×12	355
	4	田	SM490Y	1-1240×10	1-1000×10	2-1200×9	2-150×14	2-150×14	2-130×12	355
	5	田	SM490Y	1-1240×10	1-1000×10	2-1200×10	2-150×14	2-150×14	2-130×12	355
	6	田	SM490Y	1-1240×12	1-1000×14	2-1200×10	2-150×14	2-150×14	2-130×12	355
	7	田	SM490Y	1-1240×19	1-1000×22	2-1200×10	2-150×14	2-150×14	2-130×12	355
	8	田	SM490Y	1-1240×22	1-1000×22	2-1200×10	2-150×14	2-150×14	2-130×12	355
縦桁	9	エ	SS400	1-280×16	1-280×16	1-850×9				235
横桁	10	エ	SS400	1-360×16	1-360×16	1-1000×9				235
上横構	11	上	SS400	1-178×8		1-118×9				235
	12	上	SS400	1-204×10		1-144×12				235
アーチ リブ	14	田	SM490Y	1-1000×19	1-1240×16	2-1400×14	2-170×15	2-170×15	2-130×12	355
	15	田	SM490Y	1-1000×19	1-1240×14	2-1400×14	2-170×15	2-170×15	2-130×12	355
アーチ 水平材	16	□	SS400	1-420×10	1-420×10	2-380×10				235
	17	□	SS400	1-370×9	1-370×9	2-332×14				235
下横構	18	エ	SS400	1-250×14	1-250×14	1-250×9				235
	19	エ	SS400	1-200×12	1-200×12	1-200×8				235
支柱	20	田	SM490	1-976×12	1-976×12	2-1000×12	1-130×12	1-130×12	1-130×12	310
	21	□	SS400	1-640×12	1-640×12	2-474×10				235
	22	□	SS400	1-640×12	1-640×12	2-474×11				235
	23	□	SS400	1-540×11	1-540×11	2-476×11				235
	24	□	SS400	1-540×11	1-540×11	2-476×11				235
	25	□	SS400	1-540×11	1-540×11	2-476×11				235
	26	エ	SS400	1-540×14	1-540×14	1-470×22				235
	27	□	SS400	1-5000×11	1-5000×11	1-1000×11				235
下支材	28	H	SS400	1-250×9		2-250×14				235
	29	H	SS400	1-200×8		2-200×12				235
	30	H	SS400	1-200×8		2-200×12				235
	31	H	SS400	1-200×8		2-200×12				235
	32	H	SS400	1-200×8		2-200×12				235
対傾構	33	H	SS400	1-222×9		2-250×14				235
	34	H	SS400	1-200×8		2-200×12				235
	35	H	SS400	1-200×8		2-200×12				235
	36	H	SS400	1-200×8		2-200×12				235
	37	H	SS400	1-200×8		2-200×12				235
	38	H	SS400	1-200×8		2-200×12				235
	39	H	SS400	1-200×8		2-200×12				235
	40	H	SS400	1-200×8		2-200×12				235
床版	49	—	RC	1-9700×230						



#### (4) 死荷重強度

対象橋梁の横断寸法を図-3.5 に示す。死荷重強度は横断寸法を基に計算し、その結果を表-3.2 に示す、動的解析では、この死荷重強度から質点質量がプログラム内で計算される。

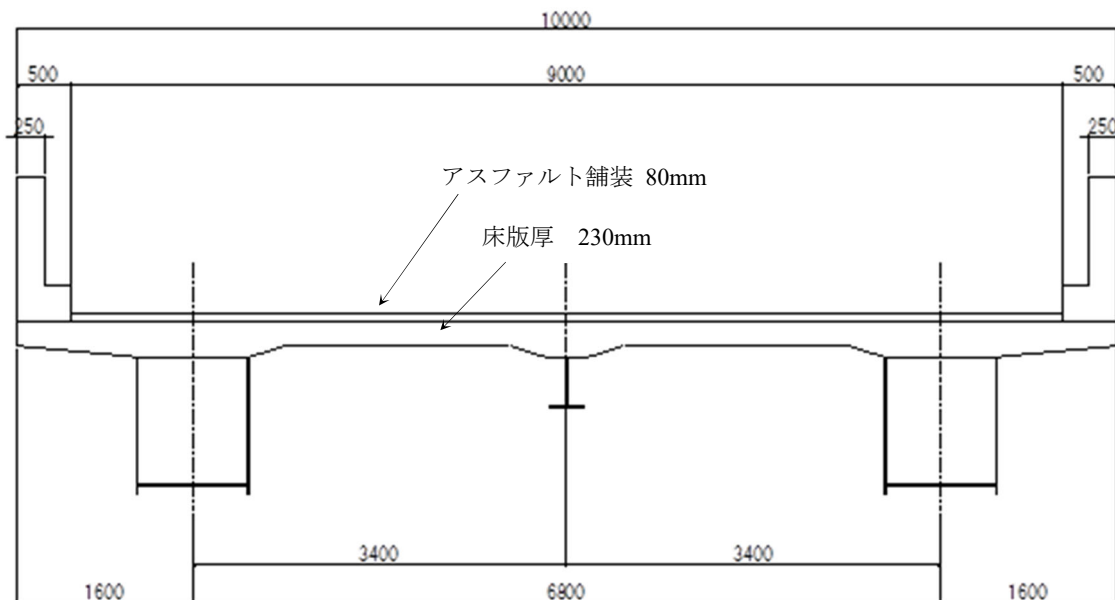


図-3.5 横断寸法

表-3.2 死荷重強度

	幅(m)	高さ(m)	単位重量(kN/m <sup>3</sup> )	荷重強度(kN/m)
床版	10.000	0.230	24.5	56.350
舗装	9.000	0.080	22.5	16.200
左側地覆	0.500	0.325	24.5	3.981
右側地覆	0.500	0.325	24.5	3.981
左側高欄	0.250	1.000	24.5	6.125
右側高欄	0.250	1.000	24.5	6.125
左側主構ハンチ	1.670	0.080	24.5	3.273
右側主構ハンチ	1.670	0.080	24.5	3.273
縦桁ハンチ	0.540	0.080	24.5	1.058
鋼重				40.500
合計				140.867

### 3.2.2 解析結果

解析結果として図-3.6 にレベル 2 地震動による変形図，図-3.7 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-3.6 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．表-3.3 に各限界項目に対する応答値と限界値との比較を示す．各限界値については第 2 章表-2.4 を参照されたい．表レベル 1 地震動の応答値はいずれも各項目の耐力以下（限界値の最小値  $982\text{kN}$  > 作用力  $882\text{kN}$ ）となっているが，レベル 2 地震動の応答値はすべての限界値を超過した．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．各限界値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，これについては第 4 章以降の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．このような接合部の限界値が部材の限界値が小さい場合は，動的解析による損傷評価が正しくできない可能性があり，注意を要すると考える．

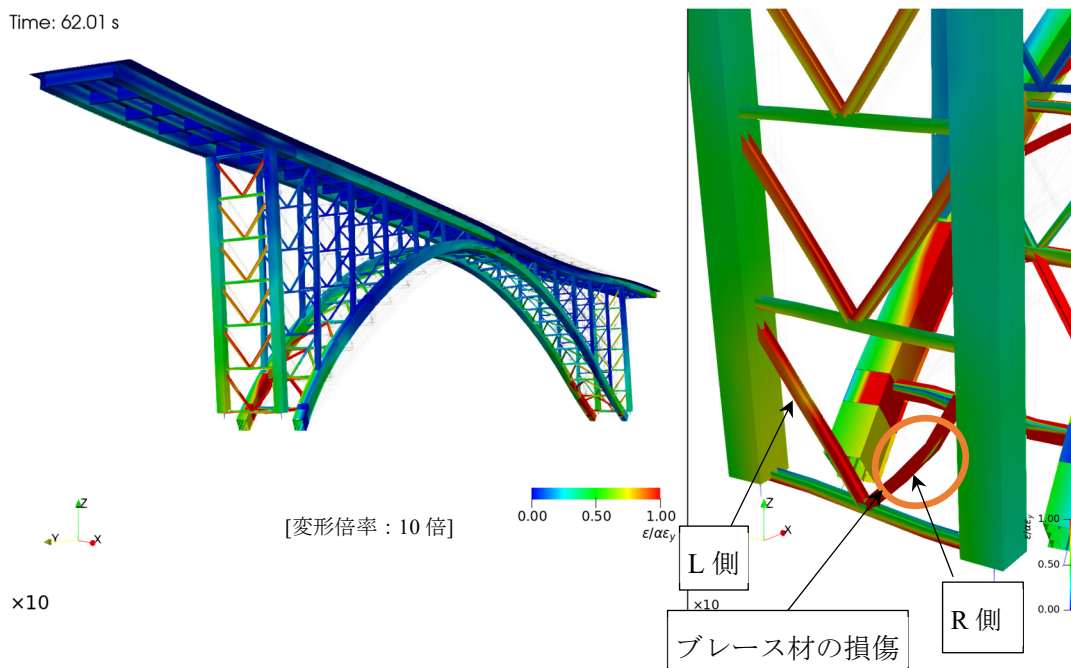
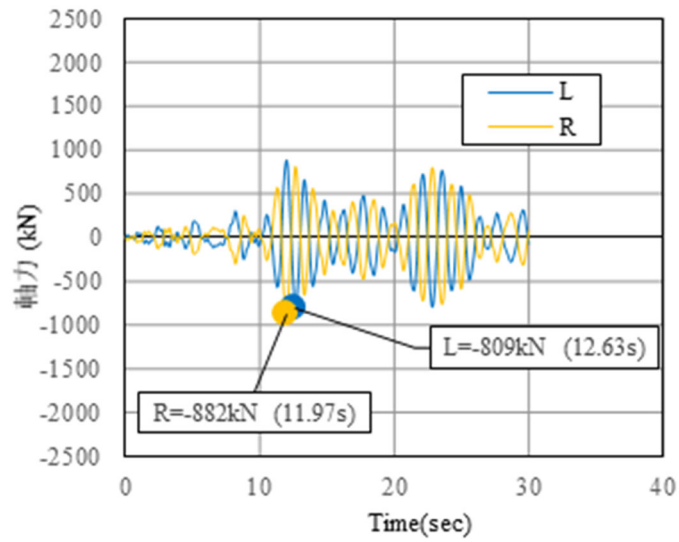
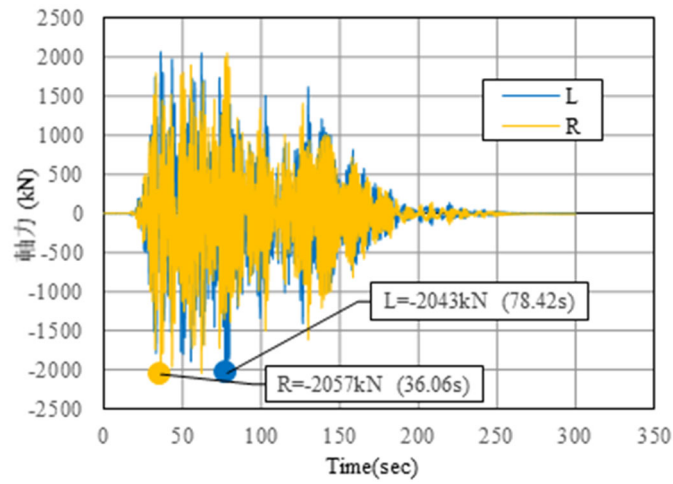


図-3.6 変形図



(a) レベル 1 地震動



(b) レベル 2 地震動

図-3.7 ブレース材軸力

表-3.3 照査結果

項目		限界値 (kN)	動解応答値(kN)	
			レベル 1	レベル 2
部材	座屈	1604	882	2057
接合部	降伏	1792		
	すべり	982		
	ボルトせん断	1422		
	支圧	949		
ガセットプレート		1250		

### 3.3 上路式鋼トラス橋の動的解析

#### 3.3.1 解析条件

##### (1) 解析モデル

上路式鋼トラス橋を構成する上弦材，下弦材，斜材，鉛直材，縦桁，横桁，RC床版，対傾構，  
に対して，学会示方書<sup>1)</sup>を参考に図-3.8，図-3.9に示す解析モデルを構築し，地震応答解析を実施  
した．解析で考慮した鋼材およびコンクリートの材料構成則を図-3.10に示す．トラス橋の A1，  
A2，P1 および P2 の支点は橋軸方向 X に可動で回転フリー，P1，P2 橋脚の下端は X 軸，Y 軸お  
よび Z 軸まわりを固定となるように境界条件を与えた．入力地震波は図-3.11に示すように，設計  
時の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，昭和43年日向灘地震，板島橋  
周辺地盤上 LG 成分），まれに発生するレベル2地震（Ⅱ種地盤，JR西日本鷹取駅構内地盤上 NS  
成分）とする．部材はファイバー要素でモデル化し，ブレース材の座屈モードが正確に表せるよ  
うに要素分割を8分割程度にする．

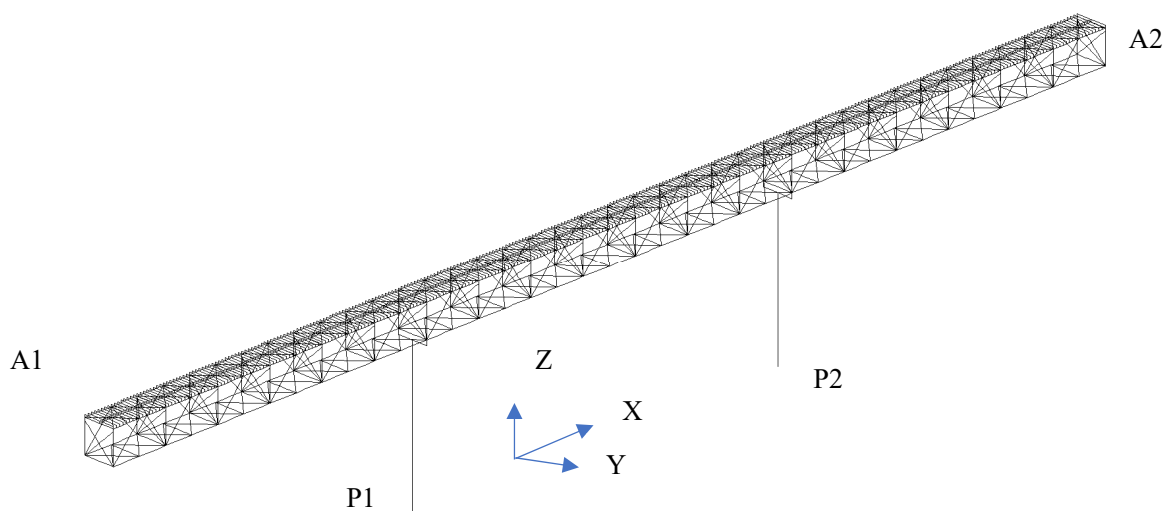


図-3.8 解析モデル

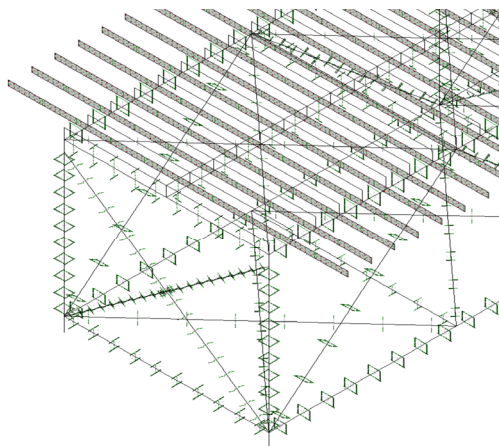
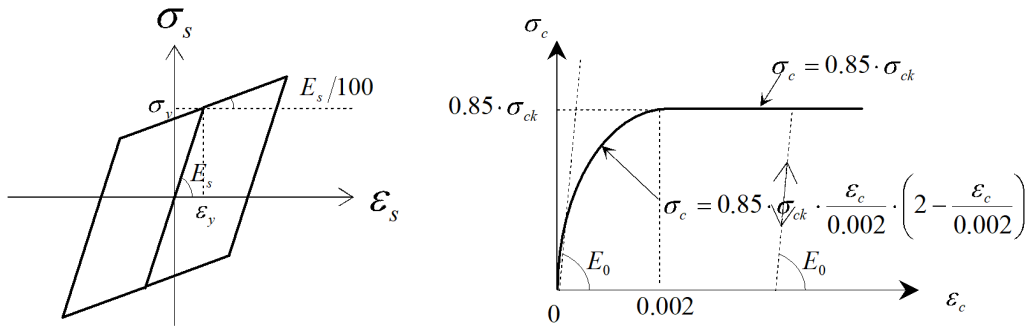


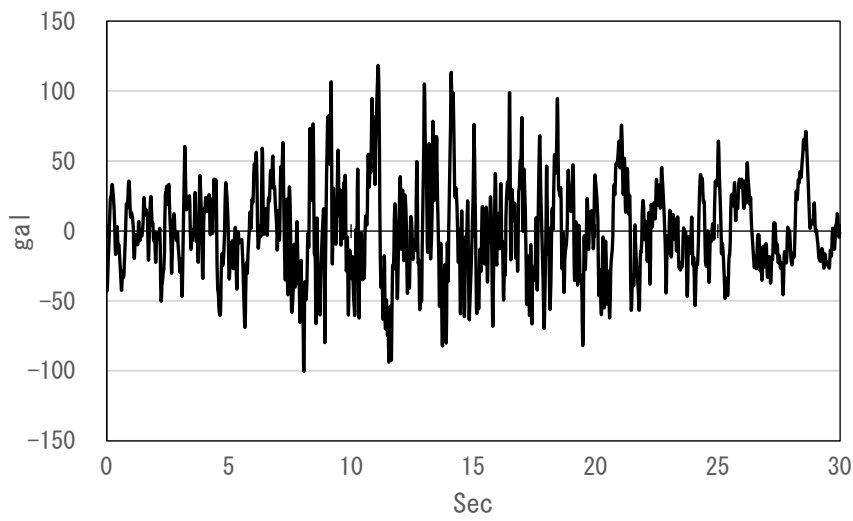
図-3.9 断面形状



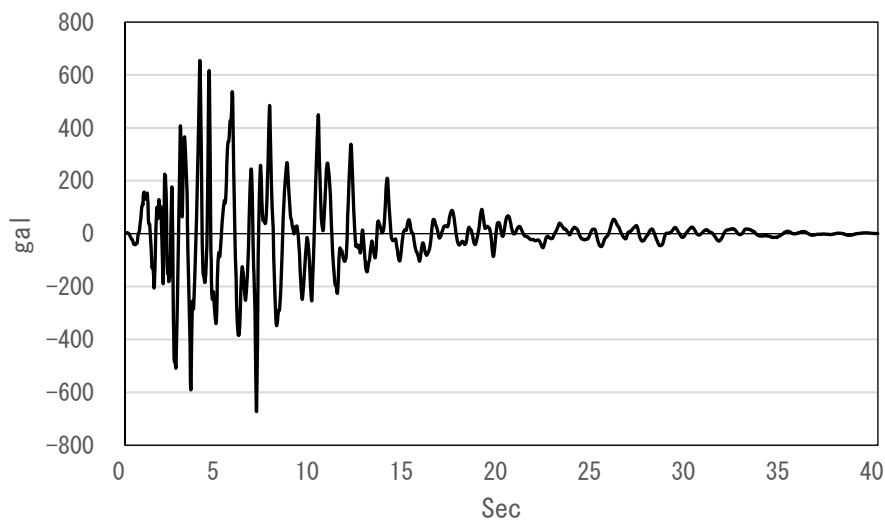
(a)鋼材の材料構成則：道示V

(b)コンクリートの材料構成則(床版)：道示III

図-3.10 材料構成則



(a) レベル1地震動(2種地盤, 昭和43年日向灘地震)



(b) レベル2地震動 (II種地盤, JR西日本鷹取駅構内地盤上 NS成分)

図-3.11 入力地震波

## (2) 断面形状

部材はファイバー要素でモデル化し、各部材の断面形状を図-3.12 に示し、鋼断面の一覧を表-3.4、表-3.5 に示す。ファイバー要素は、板厚方向は2分割、幅方向は5分割程度にセル分割する。

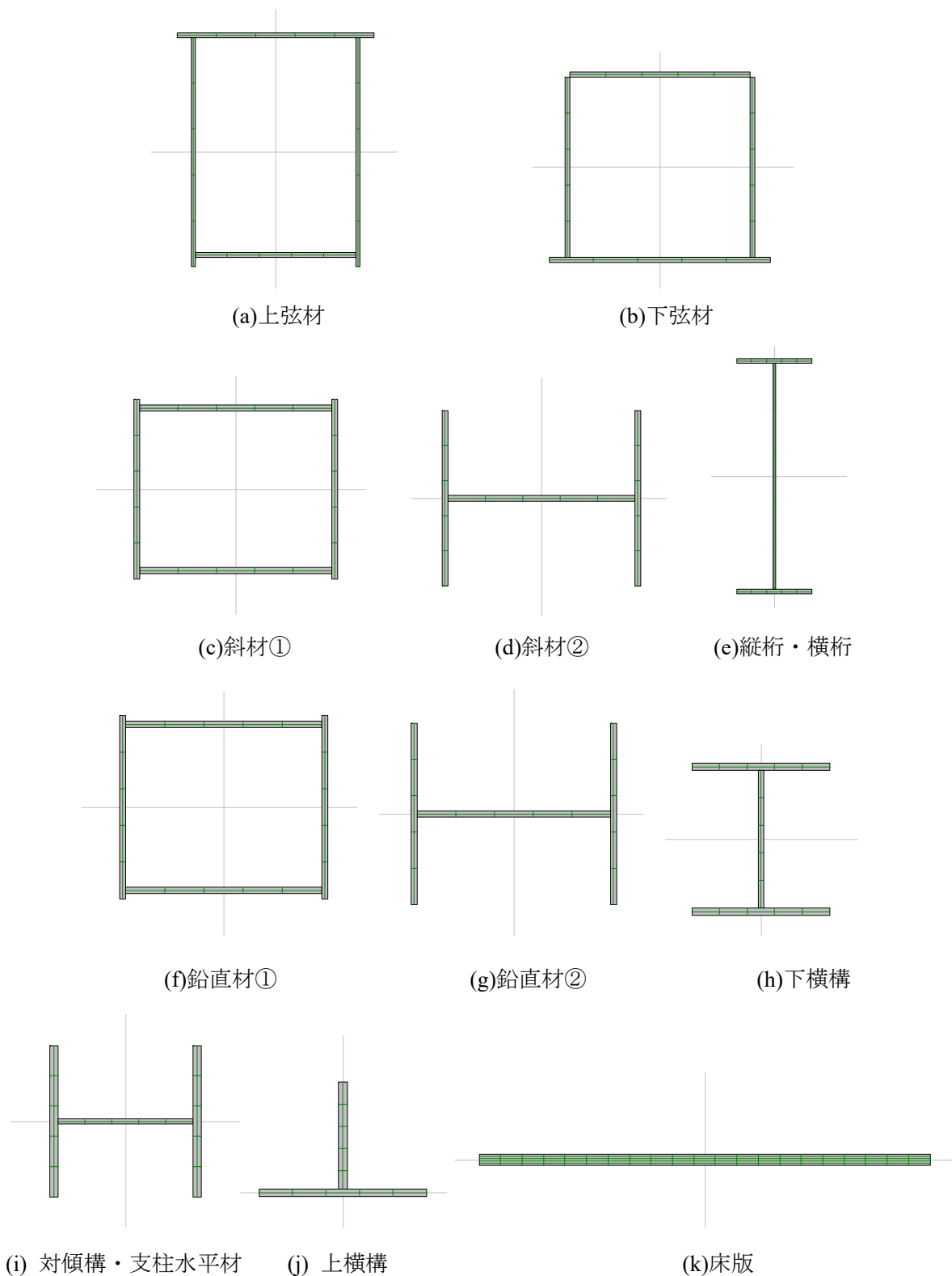


図-3.12 ファイバー要素断面形状

表-3.4 鋼断面一覧表 (その1)

断面番号	断面形状	材質	母材構成(mm)			降伏点: $\sigma_y$	
			U.Flг	L.Flг	Web	N/mm <sup>2</sup>	
上弦材	1	□	SM490Y	1-430×10	1-350×10	2-500×9	355
	2	□	SM490Y	1-430×11	1-350×11	2-500×14	355
	3	□	SM490Y	1-430×16	1-350×16	2-500×16	355
	4	□	SM490Y	1-430×16	1-350×16	2-500×16	355
	5	□	SM490Y	1-430×11	1-350×11	2-500×13	355
	6	□	SM490Y	1-430×10	1-350×10	2-500×9	355
	7	□	SM490Y	1-430×22	1-350×22	2-500×22	355
	8	□	SM490Y	1-430×10	1-350×10	2-500×9	355
	9	□	SM490Y	1-430×10	1-350×10	2-500×12	355
	10	□	SM490Y	1-430×12	1-350×12	2-500×14	355
下弦材	1	□	SM490Y	1-360×10	1-430×10	2-350×9	355
	2	□	SM490Y	1-360×19	1-430×19	2-350×11	355
	3	□	SM490Y	1-360×19	1-430×19	2-350×16	355
	4	□	SM490Y	1-360×12	1-430×12	2-350×16	355
	5	□	SM490Y	1-360×10	1-430×10	2-350×9	355
	6	□	SM490Y	1-360×28	1-430×28	2-350×28	355
	7	□	SM490Y	1-360×28	1-430×28	2-350×28	355
	8	□	SM490Y	1-360×10	1-430×10	2-350×10	355
	9	□	SM490Y	1-360×10	1-430×10	2-350×11	355
	10	□	SM490Y	1-360×16	1-430×16	2-350×10	355
斜材	1	□	SM490Y	1-320×16	1-320×16	2-300×22	355
	2	H	SM490Y	1-320×16		2-300×22	355
	3	□	SM490Y	1-320×11	1-320×11	2-300×0	355
	4	H	SM490Y	1-320×10		2-300×10	355
	5	H	SM490Y	1-320×10		2-300×12	355
	6	□	SM490Y	1-320×10	1-320×10	2-300×9	355
	7	H	SM490Y	1-320×10		2-300×19	355
	8	□	SM490Y	1-320×14	1-320×14	2-300×13	355
	9	H	SM490Y	1-320×25		2-300×19	355
	10	□	SM490Y	1-320×19	1-320×19	2-300×25	355
	1	H	SM490Y	1-320×32		2-300×34	355
	3	□	SM490Y	1-320×28	1-320×28	2-300×28	355
	4	□	SM490Y	1-320×28	1-320×28	2-300×25	355
	5	H	SM490Y	1-320×34		2-300×25	355
	6	□	SM490Y	1-320×16	1-320×16	2-300×25	355
	7	H	SM490Y	1-320×13		2-300×36	355
	8	□	SM490Y	1-320×12	1-320×12	2-300×13	355
	9	H	SM490Y	1-320×11		2-300×12	355
	10	□	SM490Y	1-320×10	1-320×10	2-300×9	355

表-3.5 鋼断面一覧表 (その2)

断面番号	断面形状	材質	母材構成(mm)			降伏点: $\sigma_y$	
			U.Flг	L.Flг	Web	N/mm <sup>2</sup>	
鉛直材	1	□	SS400	1-320×10	1-320×10	2-300×9	235
	2	H	SS400	1-320×12		2-300×10	235
縦桁	1	工	SS400	1-200×10	1-200×10	1-900×9	235
横桁	1	工	SS400	1-250×12	1-250×12	1-900×9	235
下支材	1	工	SS400	1-310×12	1-310×12	1-320×9	235
	2	工	SS400	1-220×12	1-220×12	1-320×9	235
	3	工	SS400	1-360×14	1-360×14	1-320×9	235
対傾構	1	H	SS400	1-270×9		2-220×10	235
	2	⊥	SS400	1-204×10		1-144×12	235
	3	H	SM490Y	1-280×10		2-360×16	355
上横構	1	⊥	SS400	1-250×14		1-120×10	235
	2	⊥	SS400	1-204×10		1-144×12	235
	3	⊥	SS400	1-250×10		1-120×10	235
	4	⊥	SS400	1-250×16		1-120×14	235
下横構	1	工	SS400	1-200×9	1-200×9	1-310×9	235
	2	工	SS400	1-200×12	1-200×12	1-304×12	235
	3	工	SS400	1-200×8	1-200×8	1-312×8	235
床版	1	—	RC	1-10000×220			

(3) 死荷重強度

対象橋梁の横断寸法を図-3.13 に示す。死荷重強度は横断寸法を基に計算し、その結果を表-3.2 に示す、動的解析では、この死荷重強度から質点質量がプログラム内で計算される。

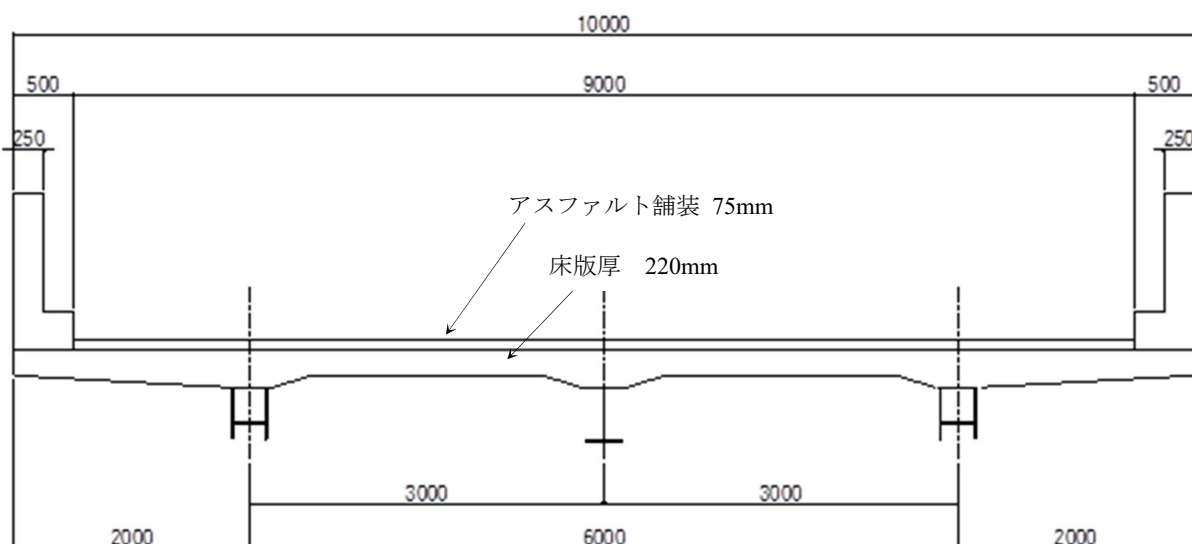


図-3.13 横断寸法



表-3.6 死荷重強度

	幅(m)	高さ(m)	単位重量(kN/m <sup>3</sup> )	荷重強度(kN/m)
床版	10.000	0.220	24.5	53.900
舗装	9.000	0.075	22.5	15.188
左側地覆	0.500	0.325	24.5	3.981
右側地覆	0.500	0.325	24.5	3.981
左側高欄	0.250	1.000	24.5	6.125
右側高欄	0.250	1.000	24.5	6.125
左側主構ハンチ	1.720	0.080	24.5	3.371
右側主構ハンチ	1.720	0.080	24.5	3.371
縦桁ハンチ	0.540	0.080	24.5	1.058
鋼重				54.000
合計				151.101

### 3.3.2 解析結果

解析結果として図-3.14 にレベル 2 地震動による変形図を示す。端対傾構のブレース材が損傷しているのが解る。図-3.15 に 2 つの地震波について、端対傾構パネルのブレース材軸力の時刻歴をそれぞれ示す。表-3.7 に各限界項目に対する応答値と限界値との比較を示す。各限界値については第 2 章表-2.5 を参照されたい。表レベル 1 地震動の応答値はいずれも各項目の限界値以下（限界値の最小値 1128kN > 作用力 599kN）となっているが、レベル 2 地震動の応答値は部材座屈耐力を超過した。レベル 2 地震動に対して損傷シナリオとして部材座屈の発生が予想できる。部材座屈後は軸力の応答値は座屈耐力以上にはならないので、他の損傷は生じないと想定されるが、これについては第 6 章の実験で検証することにする。

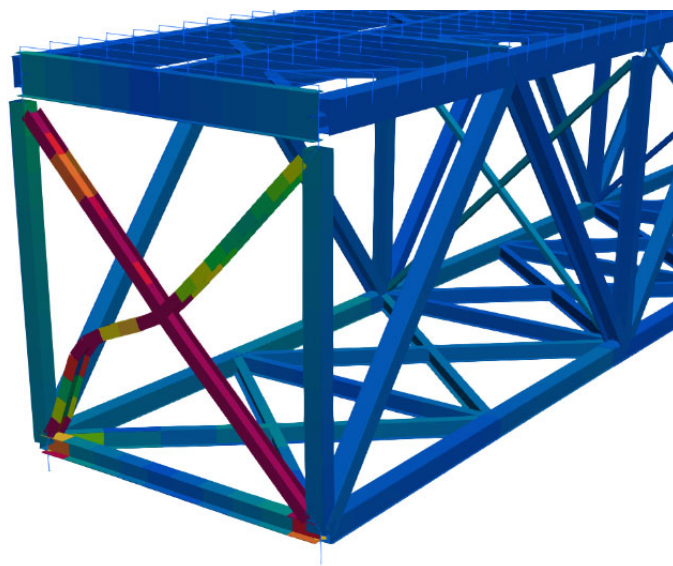
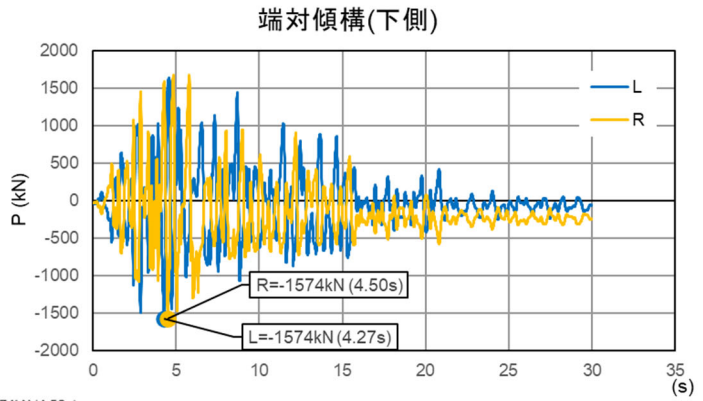
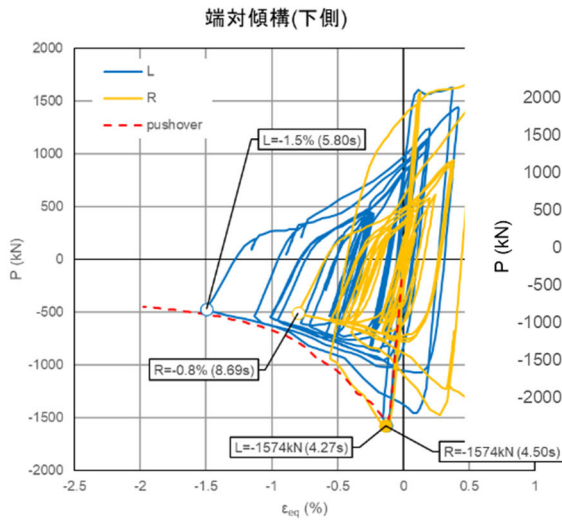
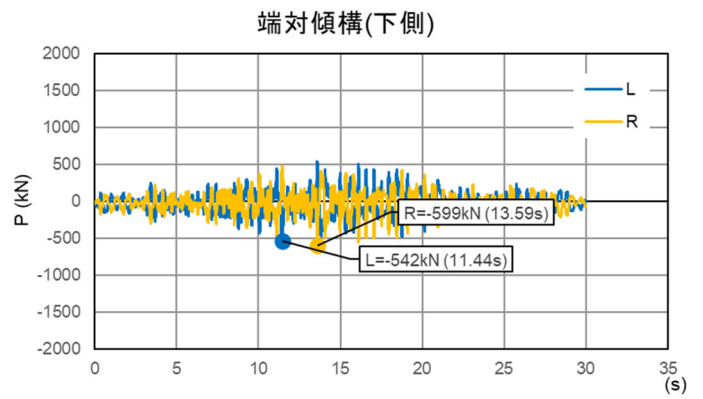
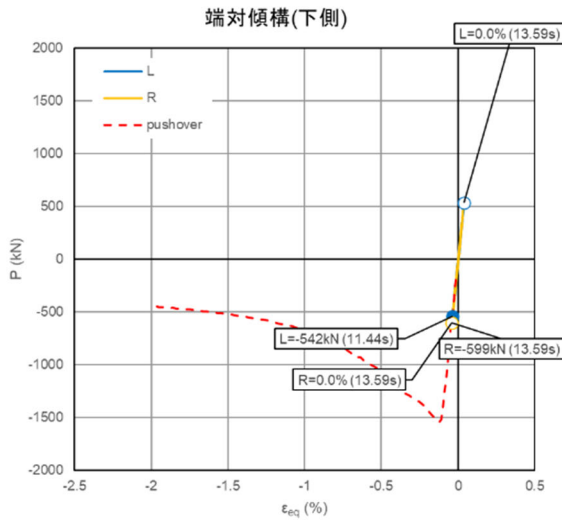


図-3.14 変形図



(a) レベル 2 地震動



(b) レベル 1 地震動

図-3.15 動的解析結果

表-3.7 照査結果

項目		限界値 (kN)	動解応答値(kN)	
			レベル 1	レベル 2
部材	座屈	1128	599	1574
	降伏	1375		
	すべり	1963		
	ボルトせん断	2844		
	支圧	1898		
ガセットプレート		1222		

### 3.4 まとめ

対象とした既設橋梁について地震時応答解析を行い、第2章で求めた限界値とレベル1地震およびレベル2地震による応答値と比較して次の結果を得た。

- 1) 既設橋を対象にした震度法レベル（レベル1地震動）の地震力で設計された上路式鋼アーチ橋および上路式鋼トラス橋では、レベル1地震動を作用させた動的解析による応答値は、第2章で求めた部材、接合部およびガセットプレートの限界値以下であり、既設橋梁として当時の設計条件を満足していることを確認した。
- 2) レベル2地震動を作用させた動的解析による応答値は、第2章で求めた限界値を上回る結果であり、端支柱対傾構および支点上対傾構のブレース材が部材座屈により損傷した。
- 3) 上路式鋼アーチ橋の端支柱対傾構のブレース材は部材よりも接合部の限界値が小さいため、動的解析ではブレース材の損傷がみられたが、実際にはガセットプレートが損傷し、動的解析でレベル2地震動作用時の地震時の挙動について評価できない可能性もある。このような場合は、繰り返し力が作用するブレース材と接合部を含んだブレース材パネルの終局挙動を実験、または、部材座屈や局部座屈等の終局挙動が評価できる解析により確認する必要があると考える。
- 4) 上路式鋼トラス橋は接合部の限界値が部材の限界値よりも大きくなるため、レベル2地震動が作用した場合は、動的解析の結果とおりに端支柱対傾構のブレース材が損傷すると評価できると考える。

### 第3章（参考文献）

- 1) 土木学会：鋼・合成構造標準示方書 耐震設計編，丸善，2018.
- 2) 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.
- 3) 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.
- 4) 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.

## 第4章 対象橋梁のブレース材パネルの終局挙動に関する研究

### 4.1 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0.51（1：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な研究<sup>5)</sup>が行われているが、接合部のみの供試体を用いた試験であるため、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、本章では、第2章と第3章で対象にした図-4.1に示す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<sup>7)</sup>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の関係を明らかにする。

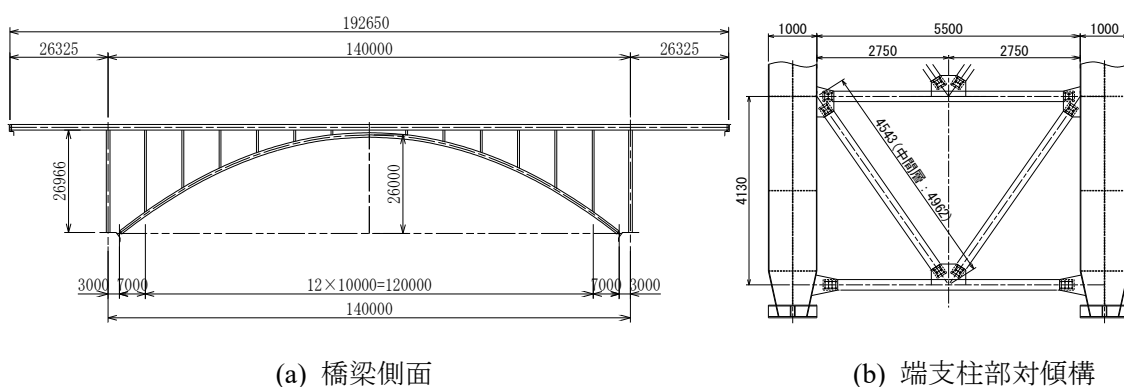


図-4.1 対象橋梁

## 4.2 実験供試体の計画

### 4.2.1 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。図-4.1に示す対象橋梁の部材と接合部の第2章で示した各限界値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る。

そこで、実験で使用で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-4.1 および図-4.2 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、すべての板厚を前述の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-4.2(b)に示すようにボルトを追加した。また、対象とするアーチ橋の端支柱の鉛直材には軸力が作用するが、事前解析 (Appendix3 A3.1) において鉛直荷重の有無による差がみられなかったため、水平荷重のみを載荷した。図面の詳細図を Appendix 1 「実験供試体図面 : 供試体 A」に示す。

表-4.1 供試体 A 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	13.5
	ボルトピッチ	mm	75	40.9
	縁端距離	mm	40	21.8
フランジ	幅	mm	H250	H125
	板厚	mm	14	9
ウェブ	高さ	mm	222	107
	板厚	mm	9	6.5
母材断面	$A_g$	$mm^2$	8998	2946
母材純断面	$A_n$	$mm^2$	7626	2460
ガセットプレート厚		mm	9	4.5





## 4.2.2 供試体の評価

図-4.3 に表-4.2 示す実橋とパネル供試体のブレース材パネルの各限界値をグラフ化したものを示す。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 465kN, 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、 $\text{供試体パネル耐力}/\text{実橋耐力}=0.545^2=0.297$  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。

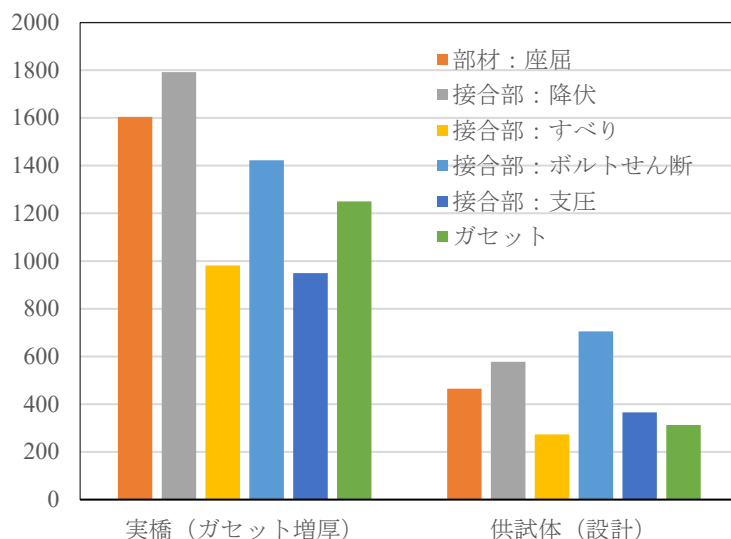


図-4.3 実橋と供試体 B の限界値の比較

表-4.2 実橋と供試体 A の限界値

			実橋		供試体A				
			(設計)		(設計)		(実験)		
有効座屈長:材端条件			ピン	固定	ピン	固定	ピン	固定	
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	$A_g$	$mm^2$	8998		2946		2808	
	母材純断面	$An(Flg+Web)$	$mm^2$	7626		2460		2343	
部材長		mm	4543		2706		2706		
連結板中心間隔		$L_0$	mm	3750		2321		2321	
有効座屈長	$\alpha$	--	1.0	0.5	1.0	0.5	1.0	0.5	
	$L=\alpha \times L_0$	mm	3750	1875	2321	1161	2321	1161	
断面二次モーメント		$I$	$mm^4$	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	73.5	36.8
	ヤング係数	$E$	$N/mm^2$	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
		$\rho_{crg}$	--	0.759	0.934	0.671	0.890	0.593	0.851
	降伏応力度	$\sigma_y$	$N/mm^2$	235.0		235.0		328.0	
		$P_{crg}=\rho_{crg} \times A_g \times \sigma_y$	kN	1604	1975	465	616	546	783
降伏耐力	接合部	$P_n=An \times \sigma_y$	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		12.0		12.0	
	降伏点比率	$\alpha$	--	0.75		0.75		0.75	
	降伏応力度	$\sigma_y$	$N/mm^2$	900.0		900.0		900.0	
	有効断面積	$A_e$	$mm^2$	303.0		84.3		84.3	
	設計軸力	$N$	kN	204.5		56.9		56.9	
	摩擦面数	$m$	--	1		1		1	
	すべり係数	$\mu$	--	0.40		0.40		0.40	
	ボルト1本	$V_{syd}$	kN	81.8		22.8		22.8	
	$P_s=\Sigma V_{syd}$	kN	982		273		273		
接合部せん断耐力	ボルト断面積	$A$	$mm^2$	380.1		113.1		113.1	
	降伏応力度	$\tau_y$	$N/mm^2$	519.6		519.6		519.6	
	ボルト1本	$V_s$	kN	197.5		58.8		58.8	
		$P_{ss}=0.6 \times n \times V_s$	kN	1422		705		705	
接合部支圧耐力	板厚	$t_f$ or $t_g$	mm	9		4.5		5	
	ボルト1本	$V_v$	kN	79.1		30.5		42.5	
		$P_{ss}=n \times V_v$	kN	949		365		510	
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		4.5	
		$P_g=b \times t / 1.8$	kN	1250		313		313	

## 4.3 実橋のブレース材パネル挙動の解明

### 4.3.1 実験概要

実験のセットアップ状況を写真-4.1, 図-4.4, に示す<sup>7)</sup>。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。繰り返し荷重は水平方向に圧縮 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。荷重は載荷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載荷梁と連結した。パネル下端の支点条件は、実際の支承にピボット支承が用いられることから、写真-4.2 に示すようにピン支承で支持し、回転方向の支持条件をフリーにした。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 ((Appendix3 A3.1 参照)。

荷重パターンは、図-4.5 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、写真-4.2 に示す制御装置により、変位速度制御で行い、荷重速度は  $0.2\text{mm/sec}$  とした。

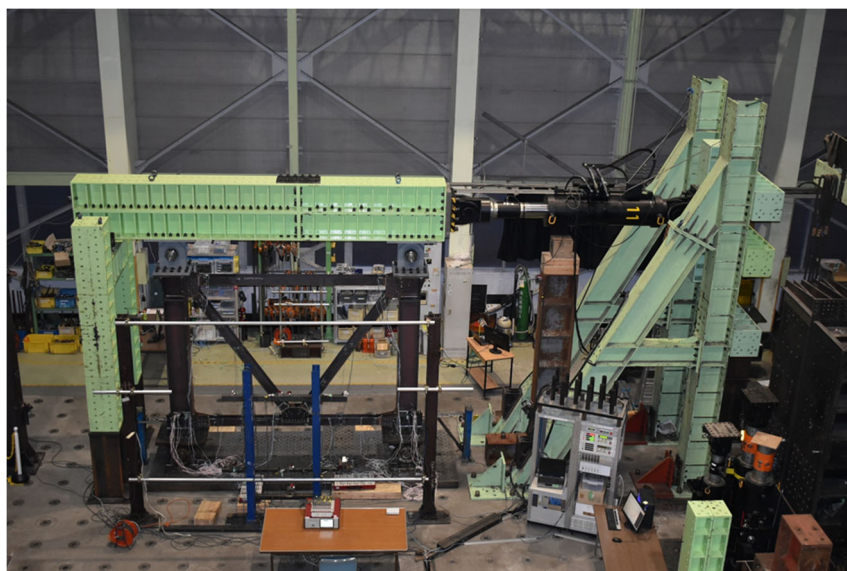


写真-4.1 実験装置

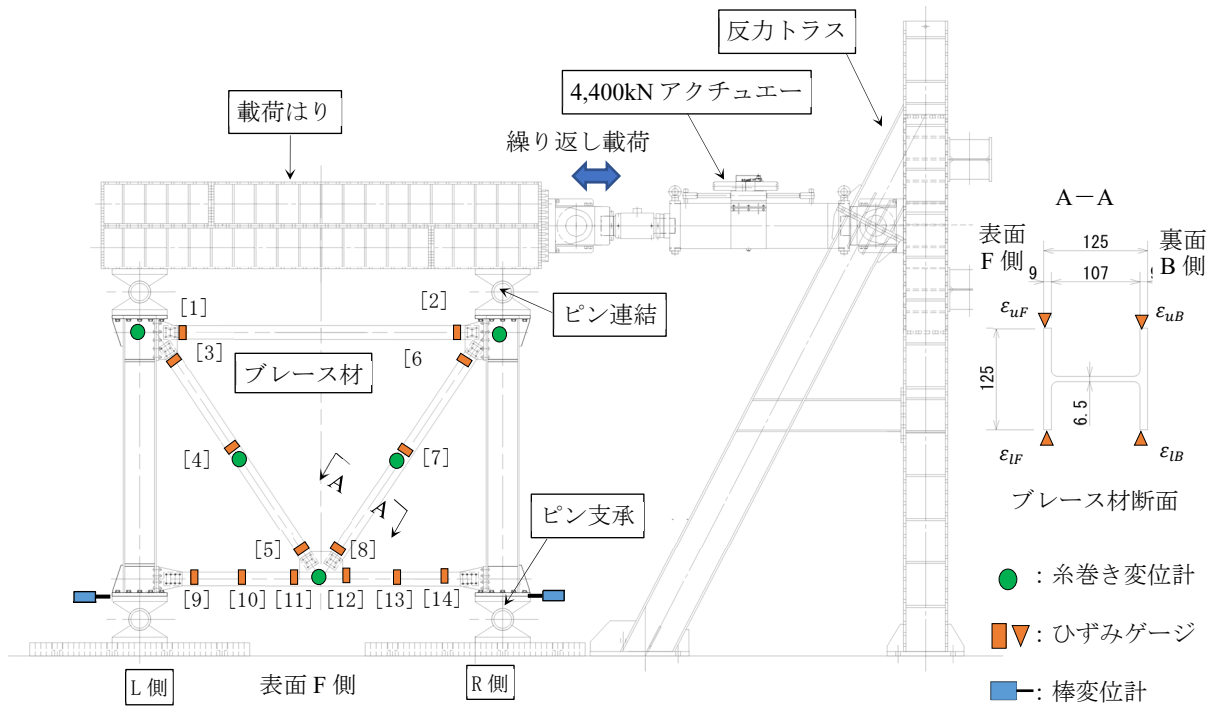


図-4.4 静的繰り返し载荷実験装置

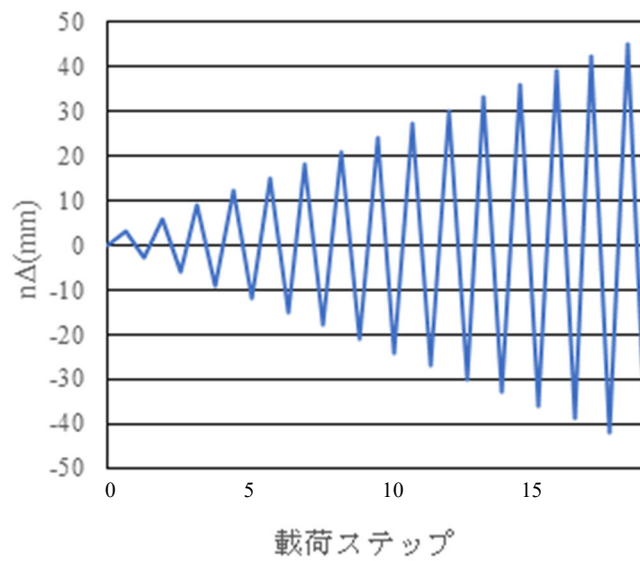


図-4.5 载荷ステップ



写真-4.2 アクチュエータ制御装置

写真-4.3 に示すようにピン支承で支持し，回転方向の支持条件をフリーにする．写真-4.4 に 4,000kN アクチュエータと反力トラスを示す．

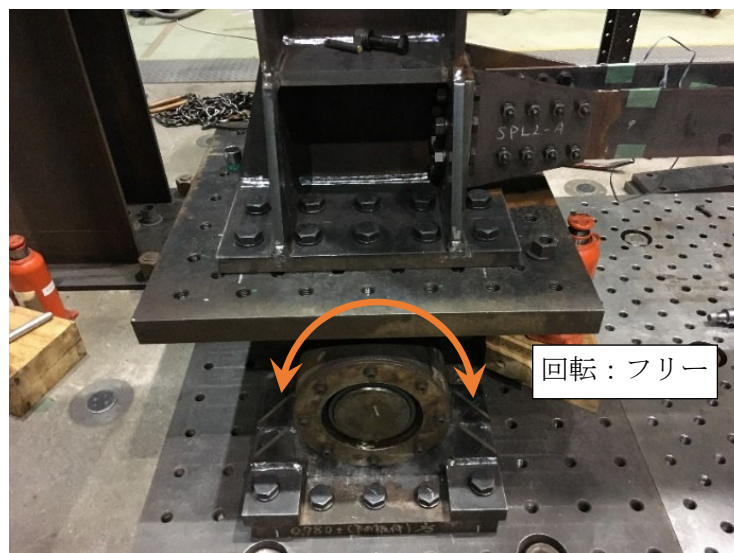


写真-4.3 実験装置ピン支承





写真-4.4 4000kN アクチュエータと反力トラス

計測項目は、表-4.3 に示すように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。表-4.4 に計測器具の一覧、図-4.6 および写真-4.5 に計測システムの構成を示す。

格点の変位は、写真-4.6 に示す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、写真-4.7 に示す棒変位計で計測した。糸巻き変位計の配置を図-4.7 に示し。計測点 1 か所について、3 方向の変位 (X 軸, Y 軸, Z 軸) を計測するようにした。

部材のひずみは、写真-4.8 に示すひずみゲージにより計測した。ひずみゲージの種類は塑性ゲージとした。

ボルト軸力は、図-4.2(b)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 (写真-4.9) 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に実施した。

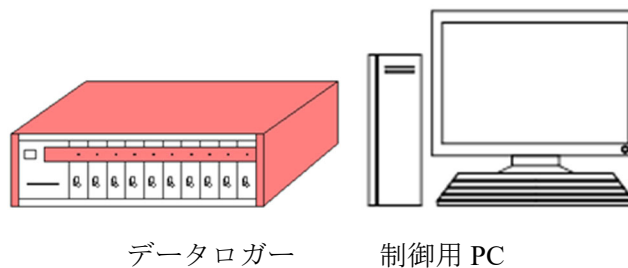
また、図-4.8 に示すようにビデオカメラ設置して、接合部のすべり状況、部材の変形状況などを記録するようにした。

表-4.3 計測方法

項目	計測方法
1. 全体変位および荷重	試験機データ
2. 格点変位	糸巻き変位計 棒変位計
3. ひずみ	ひずみゲージ
4. ボルト軸力	ボルト用ひずみゲージ
5. 母材とガセットのずれ量	目視

表-4.4 計測器具一覧

計測機器名	型番	個数	備考
データロガー(東京測器研究所製)	TDS-630	1	制御ソフトTDS7130
糸巻き変位計(東京測器研究所製)	DP-1000E	5	容量：1000mm
	DP-1000F	1	容量：1000mm
	DP-1000G	2	容量：1000mm
	DP-500E	4	容量：500mm
	DP-500F	1	容量：500mm
	DP-500G	3	容量：500mm
棒変位計(東京測器研究所製)	SDP-100C	2	容量：100mm
	CDP-50	2	容量：50mm
ひずみゲージ(東京測器研究所製)	YFLA-5	48	ゲージ長さ：5mm ゲージ率：2.11±2% ゲージ抵抗：120±0.3Ω



データロガー

制御用 PC

図-4.6 実験供試体の各計測機器における測定システム

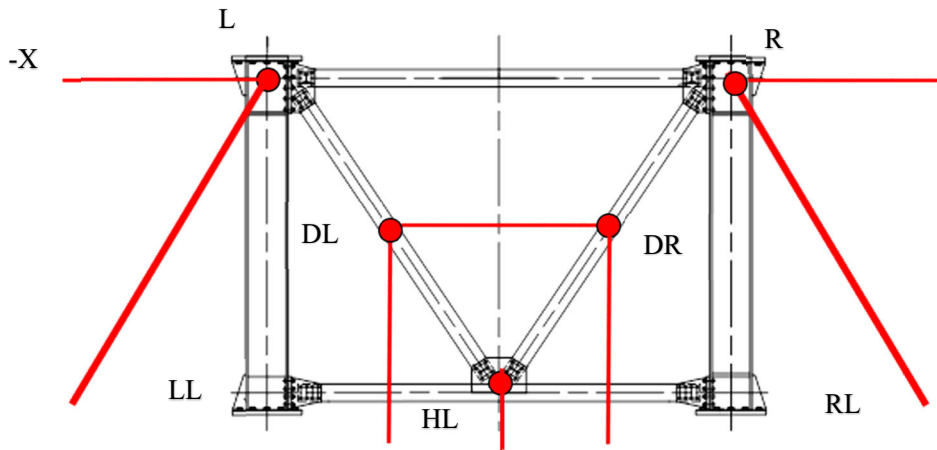


写真-4.5 データロガー



写真-4.6 糸巻き変位計





LL	左下
RL	右下
L	左上
DL	左の斜材真ん中
HL	下弦材真ん中
DR	右の斜材真ん中
R	右上
-X	载荷点の逆側

図-4.7 糸巻き変位計配置図



写真-4.7 下端部の棒変位計

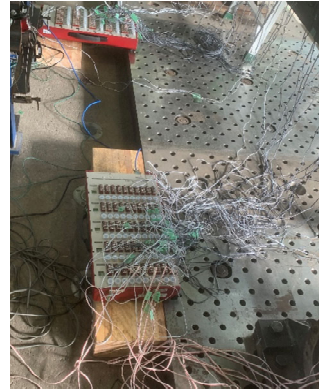
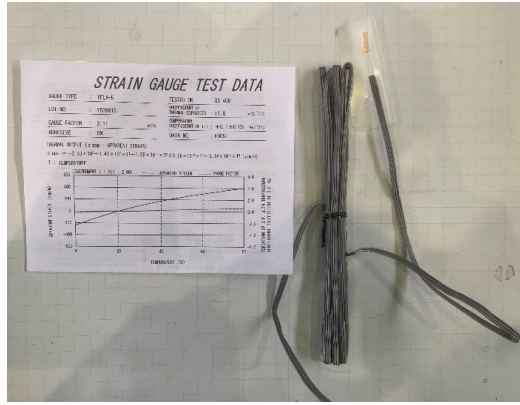


写真-4.8 ひずみゲージ



写真-4.9 ボルト用ひずみゲージ（東京測器研究所製）

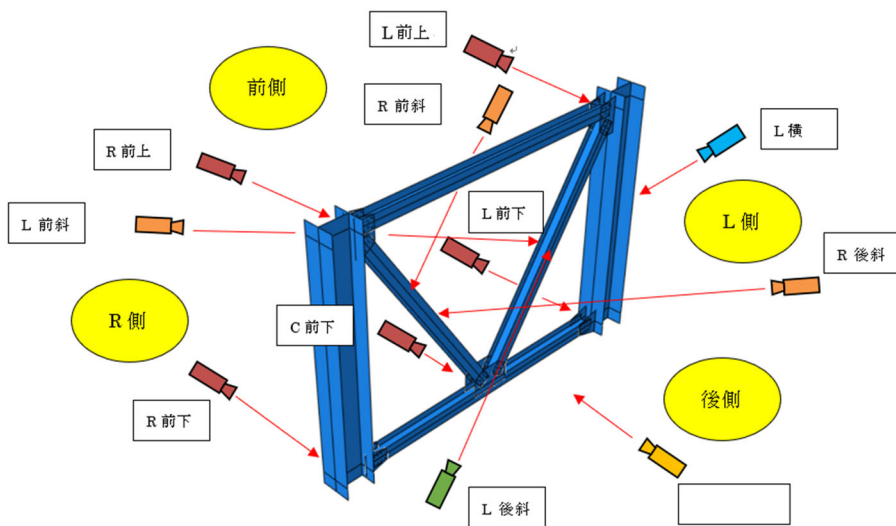


図-4.8 カメラ設置場所

### 4.3.2 ブレース材材料試験

#### (1) 試験方法

ブレース材にはH形鋼を使用するため、部材としての材料特性を確認するために、図-4.9 に示すようにH断面（図-4.10）の材料試験片とする。試験片のセットアップ状況を写真-4.11 に示す。試験は愛知工業大学所有の引張試験機（写真-4.10）を使用する。



写真-4.10 引張試験機

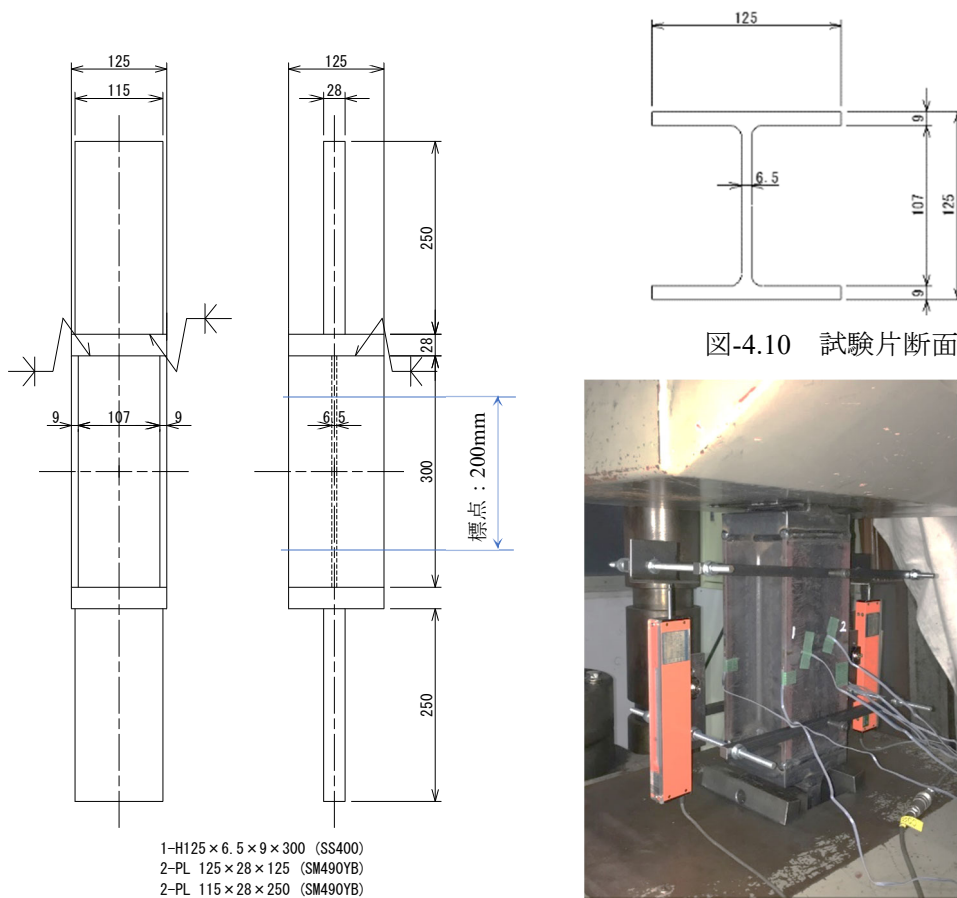


図-4.9 材料試験片



写真-4.11 試験片セットアップ状況

(2) 計測項目と計測方法

計測項目と計測方法を表 4.5 に示す。標点間の変位は、図-4.9 の標点間の変位とする。

表-4.5 計測項目と計測方法

計測項目	計測方法
①荷重	試験機出力
②標点間距離	変位計
③ボルト軸力	ボルトゲージ, 二軸ゲージ
④ひずみ	ひずみゲージ

(3) 試験結果

試験の結果を表-4.6 に示す。板厚はマイクロメータを用いて計測した。規格値の欄はミルシート  
トの値を記載した。今後の解析には、この試験結果を用いることにする。

表-4.6 材料試験結果

		規格値	実験値
寸法 H125 材質：SS400	フランジ幅(mm)	125	125.67
	フランジ板厚(mm)	9	8.6
	ウェブ板厚(mm)	6.5	6.1
	断面積(mm <sup>2</sup> )	3,000	2850
降伏応力度	$\sigma_y(N/mm^2)$	328(235)	328
引張強さ	$\sigma_t(N/mm^2)$	456(400)	456.5

※規格値の降伏応力, 引張強さはミルシート  
トの値。( )内は設計値。

図-4.11 に荷重と標点間変位の関係から求めた公称応力—公称ひずみ関係を示す。このグラフ  
には文献 1)の指数関数(4.1)により求めた値も合わせて図示した。指数関数における材料定数は表  
-4.7 の値として、試験結果とよく一致している。

$$\frac{\sigma}{\sigma_y} = \frac{1 E_{st}}{\xi E} \left[ 1 - e^{-\xi \left( \frac{\varepsilon}{\varepsilon_y} - \frac{\varepsilon_{st}}{\varepsilon_y} \right)} \right] + 1 \quad (\varepsilon \geq \varepsilon_{st}) \quad (4.1)$$

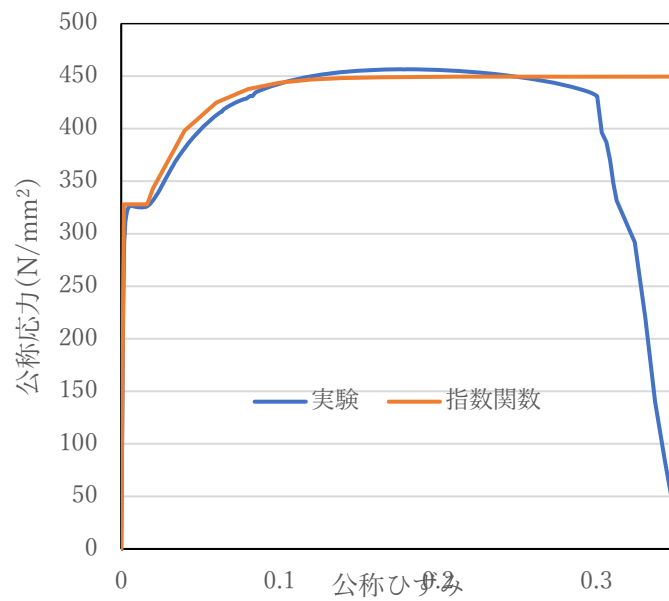


図-4.11 公称応力—公称ひずみ関係

表-4.7 材料定数

材質	$\xi$	$E/E_{st}$	$\varepsilon_{st}/\varepsilon_u$
SS400	0.06	40	10

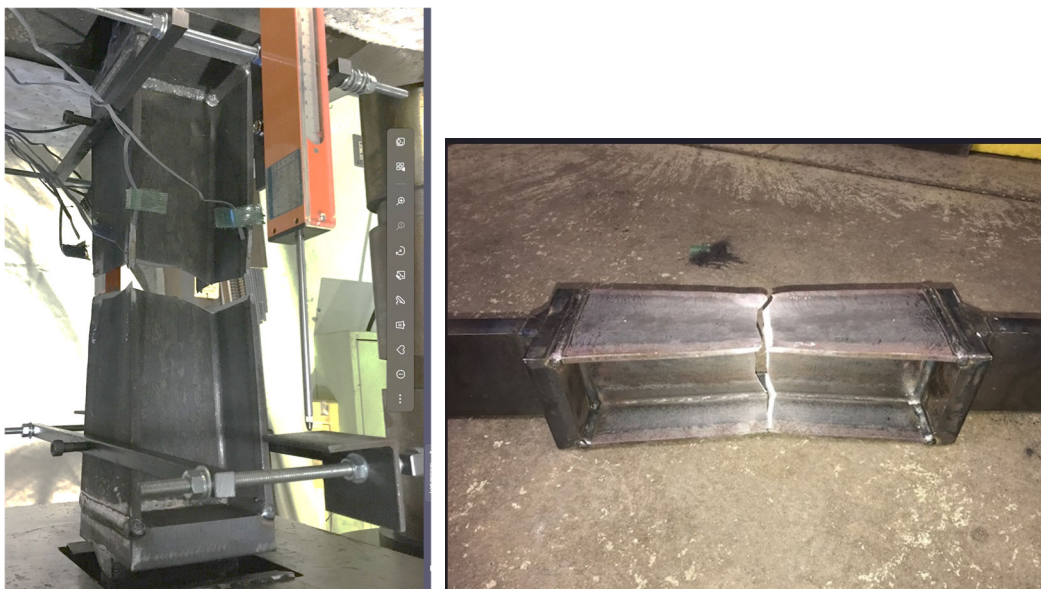


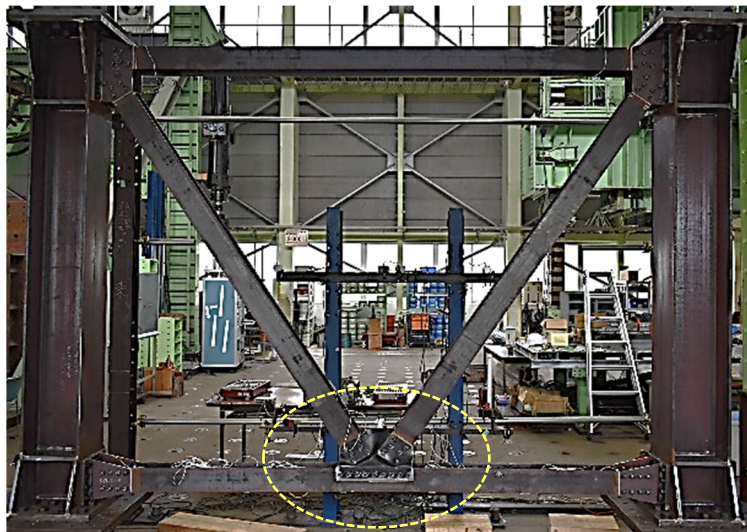
写真-4.12 試験終了時の破断状況



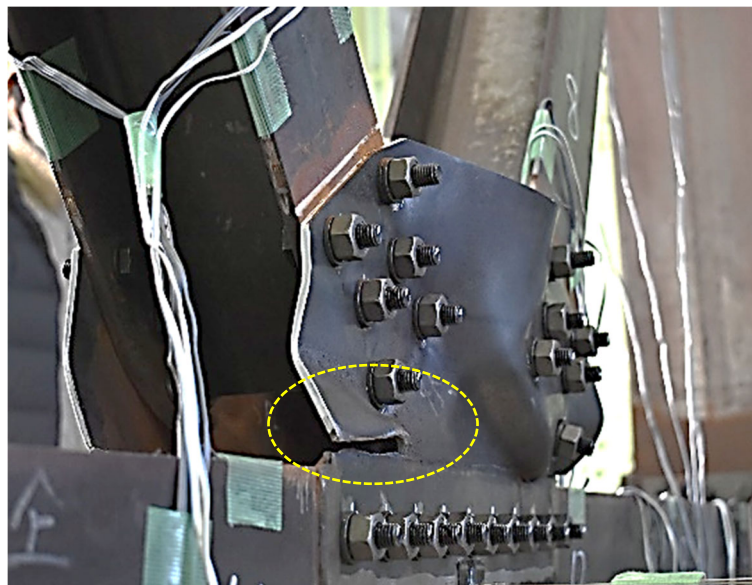
### 4.3.3 実験結果

#### (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 载荷ステップで、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-4.13(a)に示す。ガセットプレートの終局状態を写真-4.13(b)に示す。ブ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（き裂）であった。



(a)パネル全体の変形



(b)ガセットプレートの破断

写真-4.13 実験結果（実験終了後）

ブレース材に着目すると、ガセットプレートの局部座屈により最大荷重は 540kN であったが、ブレース材の座屈限界値は両端ピン結合の条件で 542kN（両端固定結合条件で 783 kN）で

あることから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。

破面については破面解析を行い、その要因を分析した。Appendix 4「破断面の破面解析」A4.1にその結果を示す。写真-4.14に示すように中央付近のマクロ破面に、斜め右下がりの凹凸模様が繰り返し現れているように見えるが、ミクロ的にはそのようなパターンは見られない。これは繰り返し载荷による疲労というよりは最大変位に制限がある過大変形によって、疲労よりは数桁大きい単位で(上記のマクロ破面部分で1mm強ぐらい)延性き裂が間欠的に進行したと推測する。

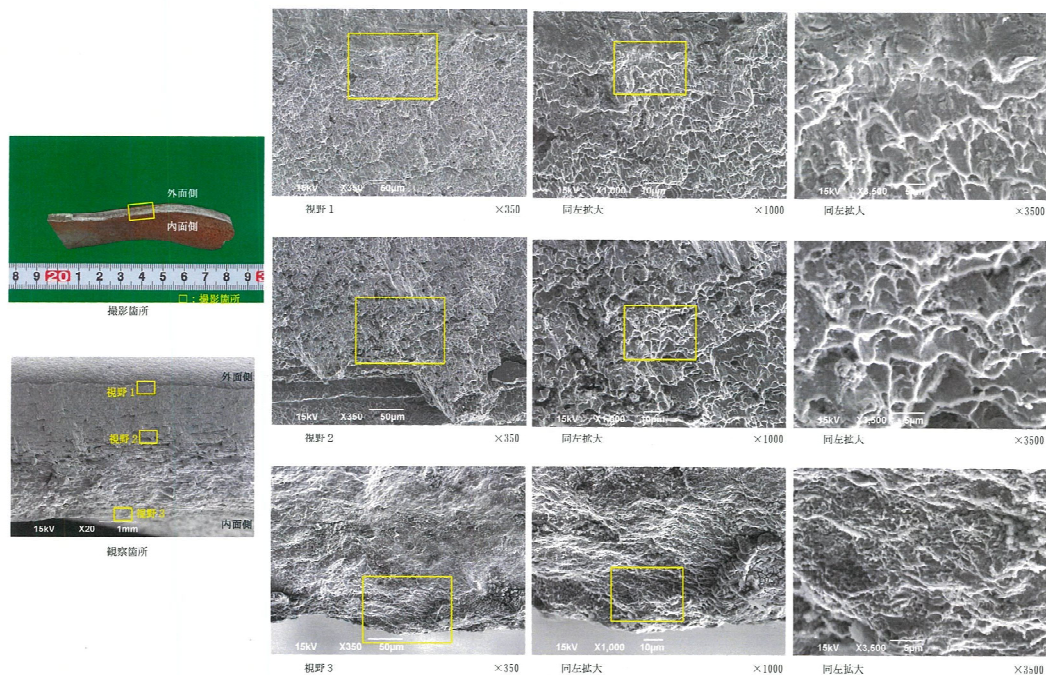


写真-4.14 ガセットプレートの破面 SEM 観察

## (2) ブレース材パネルの荷重-変位曲線

繰り返し载荷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-4.12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限界値以下であ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。

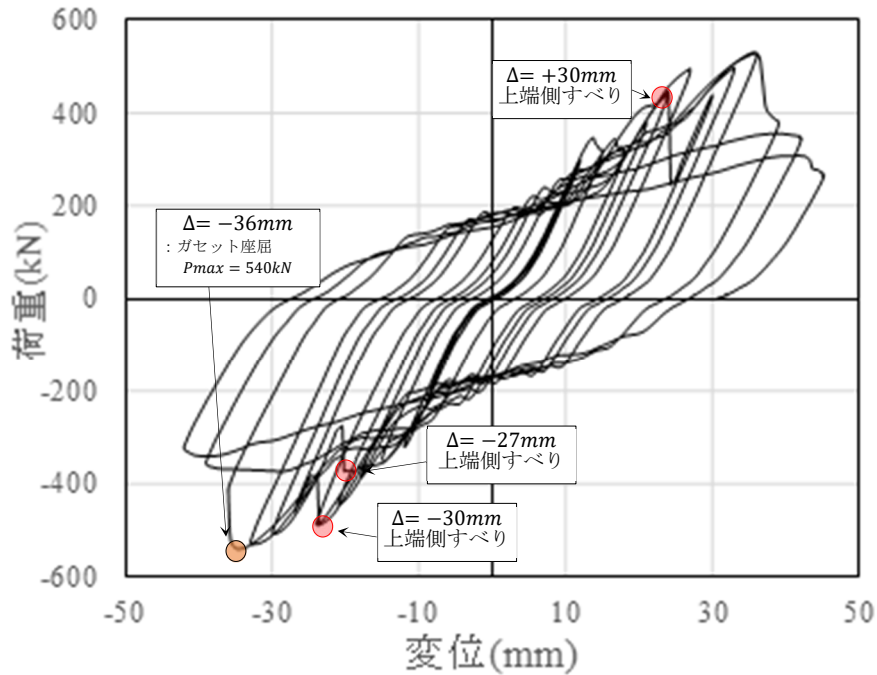


図-4.12 荷重-変位曲線

#### 4.4 考察

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。第2章で示した実橋の接合部および部材の各限界値の関係から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、第3章でしめた動的解析によりブレース材パネルの地震時の挙動を評価できないことになる。構造物としての安全性を確保するためには、このような破壊の発生を避けるべきであり、ガセットプレートの限界状態は部材限界状態よりも大きくする必要がある。



## 4.5 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 について繰り返し载荷実験をした結果、次のような知見を得た。

- 1) 12 载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、その後の繰り返しステップでガセットプレートと水平材の付け根部分からき裂が生じた。
- 2) 接合部にはすべりが生じたが、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。このようにガセットプレートの限界値が部材の限界値よりも小さい場合は、第 3 章で示した動的解析で、レベル 2 地震動に対する地震時の挙動を評価できない恐れがあり、ガセットプレートの限界値を向上させるような補強が必要になると考える。

## 第4章（参考文献）

- 1) 土木学会：鋼・合成構造標準示方書 耐震設計編，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) 山田忠信，野中哲也，馬越一也，鈴木森晶，嶋口儀之：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，構造工学論文集，Vol.68A, 2022.

## 第 5 章 対象橋梁のガセットプレートを増厚したブレース材パネルの終局挙動に関する研究

### 5.1 はじめに

第 4 章の実験<sup>1)</sup>では、対象にした上路式鋼アーチ橋の端支柱対傾構のブレース材と下部水平材を連結するガセットプレートが損傷した。その要因はガセットプレート限界値がブレース材の部材限界値よりも小さいことであった。そこで、本章では、ガセットプレートの板厚を部材の限界値よりも大きくなるように見直し、実験により終局挙動を解明し、H29 年道示<sup>2)</sup>で要求されている接合部と接合される部材の限界状態を解明する<sup>3)</sup>。H29 年以前の道示<sup>4)</sup>では高力ボルト摩擦接合部のすべりは許容していないため、支圧限界値とボルトのせん断限界値に対する照査は要求されていない。対象橋梁のようにレベル 1 地震動で設計されたブレース材パネルにレベル 2 地震動が作用すると、部材の限界状態に達する前に接合部がすべり、その後、ガセットプレートが損傷することになる。ブレース材パネルの水平耐力を高めるためには、接合部およびガセットプレートの限界値を部材の限界値よりも大きくする必要がある。すべり後の限界状態 3 (ボルトのせん断破断) を限界状態にするためには、すべり後は母材とボルトの支圧限界状態が重要になる。この点については FEM 解析により考察を行うことにする。

### 5.2 供試体:B のガセット板厚の見直し

対象橋梁は、ガセットプレートの限界値が部材の限界値よりも下回っているため、ガセットプレートが先に損傷しないようにガセットプレートの板厚を道示の規定に従い変更する。ガセットプレートに接するブレース材の幅を  $b(\text{mm})$  とすると、必要板厚(mm)は式(5.1)で規定されている。ここで軸力 $P$ は、ガセットで連結される部材の最大軸方向力(kN)であり、軸方向力が引張と圧縮で区別されていない。式(5.2)は、ガセットの有効幅が部材幅の 2 倍と仮定し、両側に 2 枚のガセットで分担するとして作用応力度を計算している。式(5.3)は、式(5.2)で計算した作用応力度が許容応力度以下になるように必要板厚が導かれたもので、式(5.1)の根拠になっている<sup>5)</sup>。

$$t = 1.8 \frac{P}{b} \quad (5.1)$$

$$\sigma = \frac{P \times 10^3}{4bt} \quad (5.2)$$

$$t = \frac{P \times 10^3}{4\sigma_a b} = \frac{P \times 10^3}{4 \times 140 \times b} \cong 1.8 \frac{P}{b} \quad (5.3)$$

ここで、 $t$  はガセットプレートの板厚、 $P$  は作用軸力、 $b$  はブレース材のフランジ幅である。実橋および供試体について式(5.1)、式(5.2)による計算結果を表-5.1に示す。ブレース材の軸力は動的解析の最大値  $P=2057\text{kN}$  から供試体のブレース材に作用する軸力を相似則により求め、表-5.1に示すように供試体のガセットプレートの板厚は  $9\text{mm}$  にした。表-5.2に示すように可能な限り縮尺率  $0.5$  になるように第4章で示した供試体 A と同様に供試体 B の部材等の寸法を決定した。ブレース材には H 型鋼 (H125×125×6.5×9 : 材質 SS400) を使用した。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影響のないことを事前に確認し、H 型鋼 (H300×300×10×15 : 材質 SS400) を使用した。また、ボルトについても、供試体 A と同様であり、実橋では高力ボルトサイズ M22 が使用されていたので、供試体では高力ボルトサイズ M12 を選定し、縮尺率 (M12/M22) は  $0.545$  となる。後述するように、接合部の耐力を正確に再現させるためには、特にボルトの縮尺率は重要である。表-5.2に供試体 B の設定条件、図面の詳細図を Appendix 1「実験供試体図面：供試体 B」に示し、概要図を図-5.1に示す。図-5.2に実橋と供試体 B の限界値の比較を示す。計算根拠を表-5.3に示す。実橋のガセット板厚は  $9\text{mm}$  であるが、表-5.1の実橋のガセットプレートの必要板厚  $13.9\text{mm}$  から  $14\text{mm}$  としてガセット板厚を見直す。

表-5.1 ガセットプレート板厚の見直し

		実橋		供試体	
		レベル1	レベル2	レベル1	レベル2
想定設計力: $P$	$kN$	981.7	1925.2	273.1	616.2
フランジ幅: $b$	$mm$	250	250	125	125
使用板厚	$mm$	9.0	9.0	4.5	9.0
必要板厚: 式(1)	$N/mm^2$	7.1	13.9	3.9	8.9
作用応力: 式(2)	$N/mm^2$	109.1	213.9	121.4	136.9

表-5.2 供試体 B の設定条件

		実橋	供試体
		H250	H125
ボルト	サイズ	M22	M12
ボルト孔径	mm	24.5	13.5
フランジ	幅	250	125
	板厚	14	9
ウェブ	高さ	222	107
	板厚	9	6.5
母材断面	$A_g$	8998	2946
母材純断面	$A_n$	7626	2460
ガセット厚	mm	9	9

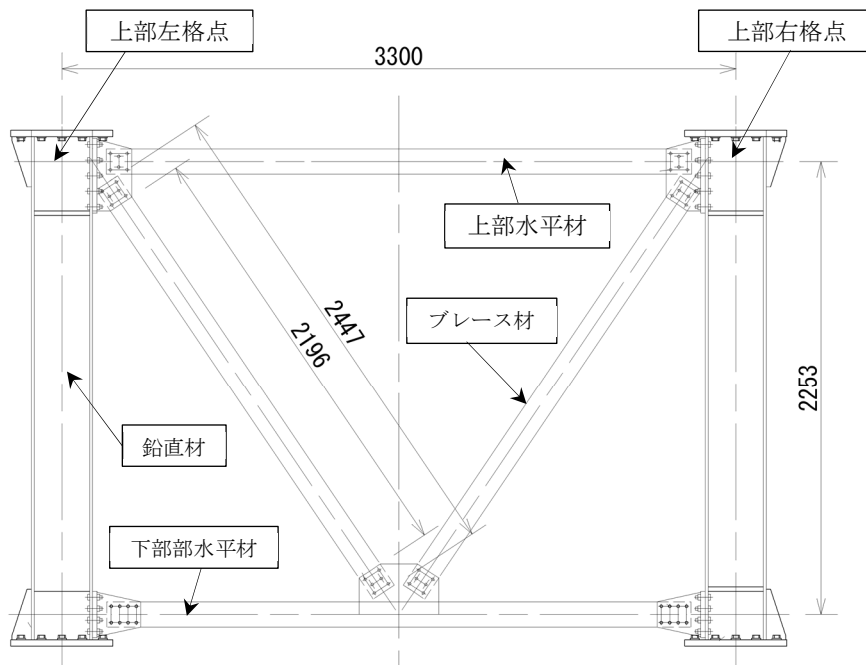


図-5.1 供試体 B の構造図

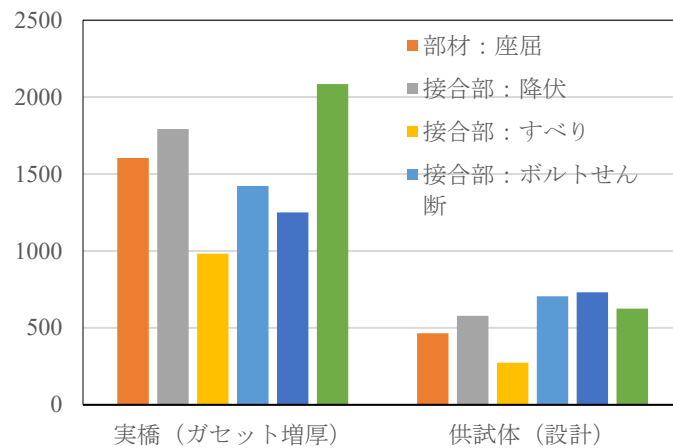


図-5.2 実橋と供試体 B の限界値の比較

表-5.3 供試体 B の設定

				実橋		供試体			
				(設計)		(設計)		(実験)	
有効座屈長:材端条件				ピン	固定	ピン	固定	ピン	固定
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	$A_g$	$mm^2$	8998		2946		2808	
	母材純断面	$An(Flg+Web)$	$mm^2$	7626		2460		2343	
部材長			mm	4543		2706		2706	
連結板中心間隔		$L_0$	mm	3750		2321		2321	
有効座屈長		$\alpha$	--	1.0	0.5	1.0	0.5	1.0	0.5
		$L=\alpha \times L_0$	mm	3750	1875	2321	1161	2321	1161
断面二次モーメント		$I$	$mm^4$	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	73.5	36.8
	ヤング係数	$E$	$N/mm^2$	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
		$\rho_{crg}$	--	0.759	0.934	0.671	0.890	0.593	0.851
	降伏応力度	$\sigma_y$	$N/mm^2$	235.0		235.0		328.0	
		$P_{crg}=\rho_{crg} \times A_g \times \sigma_y$	kN	1604	1975	465	616	546	783
降伏耐力	接合部	$P_n=An \times \sigma_y$	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		12.0		12.0	
	降伏点比率	$\alpha$	--	0.75		0.75		0.75	
	降伏応力度	$\sigma_y$	$N/mm^2$	900.0		900.0		900.0	
	有効断面積	$A_e$	$mm^2$	303.0		84.3		84.3	
	設計軸力	$N$	kN	204.5		56.9		56.9	
	摩擦面数	$m$	--	1		1		1	
	すべり係数	$\mu$	--	0.40		0.40		0.40	
	ボルト1本	$V_{std}$	kN	81.8		22.8		22.8	
		$P_s=\Sigma V_{std}$	kN	982		273		273	
接合部 せん断耐力	ボルト断面積	$A$	$mm^2$	380.1		113.1		113.1	
	降伏応力度	$\tau_y$	$N/mm^2$	519.6		519.6		519.6	
	ボルト1本	$V_s$	kN	197.5		58.8		58.8	
		$P_{ss}=0.6 \times n \times V_s$	kN	1422		705		705	
接合部 支圧耐力	板厚	$t$ or $t_g$	mm	9	14	9		9	
	ボルト1本	$V_v$	kN	79.1	173.7	60.9		85.0	
		$P_{ss}=n \times V_v$	kN	949	2085	731		1020	
ガゼット プレート 耐力	ブレース材幅	$b$	mm	250	250	125		125	
	ガゼット プレート厚	$t$	mm	9.0	16.0	9.0		9.0	
		$P_g=b \times t / 1.8$	kN	1250	2222	625		625	

### 5.3 実験概要

実験は第4章で示した供試体Aのセットアップと同じ図-5.3に示す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。繰り返し荷重は水平方向に圧縮4,400kN、引張2,200kN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。荷重も供試体Aの実験と同様に振幅±3mmで漸増する繰り返し荷重とし、部材座屈後、き裂が生じるまで同じ値で繰り返すことにした。図-5.3のR側からL側に荷重する場合をプラスの符号とする。荷重ステップとして振幅±3mmにした理由は、3サイクル目以降ですべり荷重に達するような値とした。

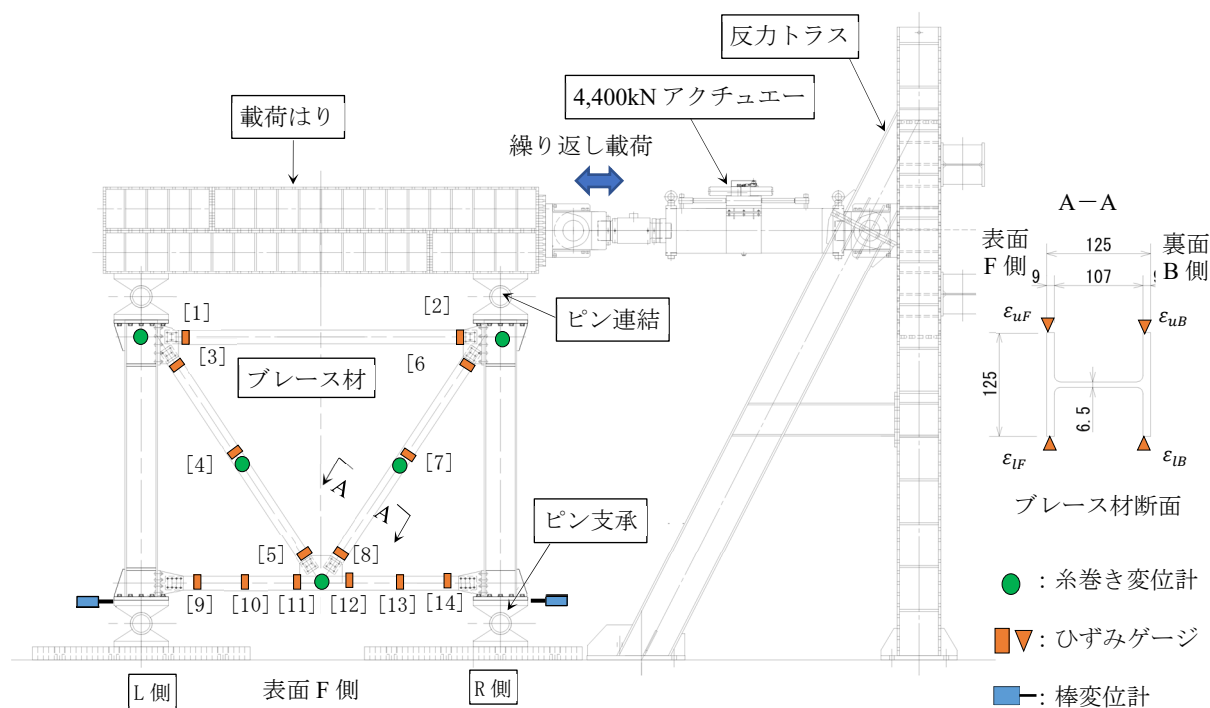


図-5.3 静的繰り返し荷重実験装置

## 5.4 実験結果

### 5.4.1 ブレース材パネルの荷重－変位曲線

荷重過程における事象について考察する．図-5.4 にブレース材パネルの荷重－変位曲線を示す．荷重が 300kN に達したあたりから接合部にすべりが観られ，その後，「摩擦力+支圧力」で荷重が増加した．振幅-45mm の荷重過程で，L 側のブレース材中央が部材直角方向に曲がり部材座屈が生じた．部材座屈は両端固定結合のモードであった．振幅+48mm の荷重過程で R 側のブレース材が大きく曲がり，曲がる直前の荷重が最大荷重：752.1kN を示した．さらに荷重を漸増すると振幅+54mm で荷重が最高荷重の約 1/2 程度に低下したので，き裂を発生させることを目的に，振幅+54mm の振幅を 11 回繰り返した．繰り返し荷重に伴い，ブレース材の中央部と両端に局部座屈が発生し，局部座屈の変形が進展したが，その部分にき裂は発生せずに安定した履歴挙動を示した．さらに，ブレース材中央にき裂を発生させることを目的に，さらに増加させたところ振幅-80mm でブレース材下側のガセット接合部のボルトがせん断破断した．写真-5.1 に実験終了時（荷重ゼロ）の破壊状況を示す．本実験では，接合部にすべりが生じた後も摩擦力と支圧力により荷重伝達が行われ，ブレース材に部材座屈および局部座屈が生じた．接合部にすべりが生じたが，安定した履歴ループを描き，ブレース材をエネルギー吸収材として期待できる可能が確認できた．第 4 章で示したようにガセットプレートが先に損傷すると，ブレース材パネルとしては致命的な終局状態となり，このような安定した履歴ループを得ることができない．

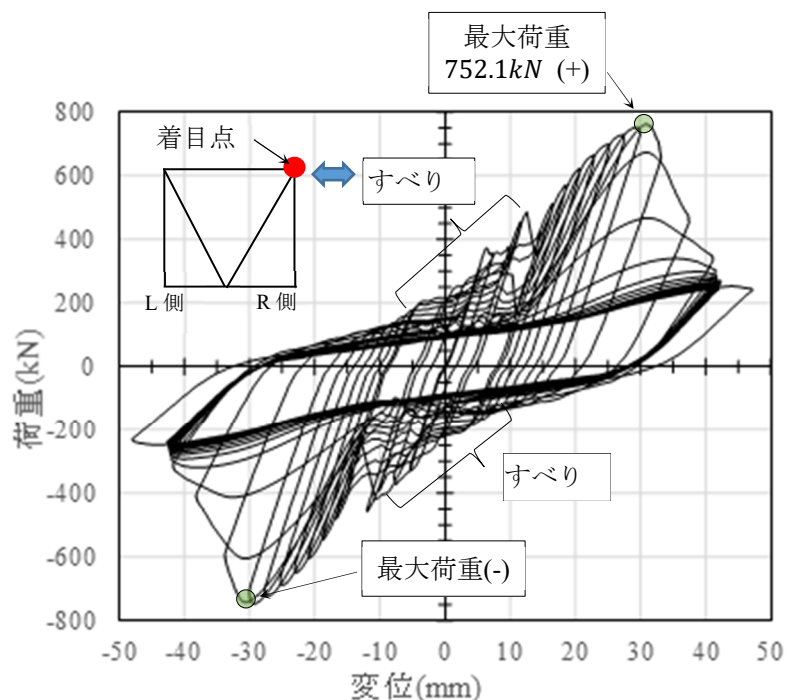
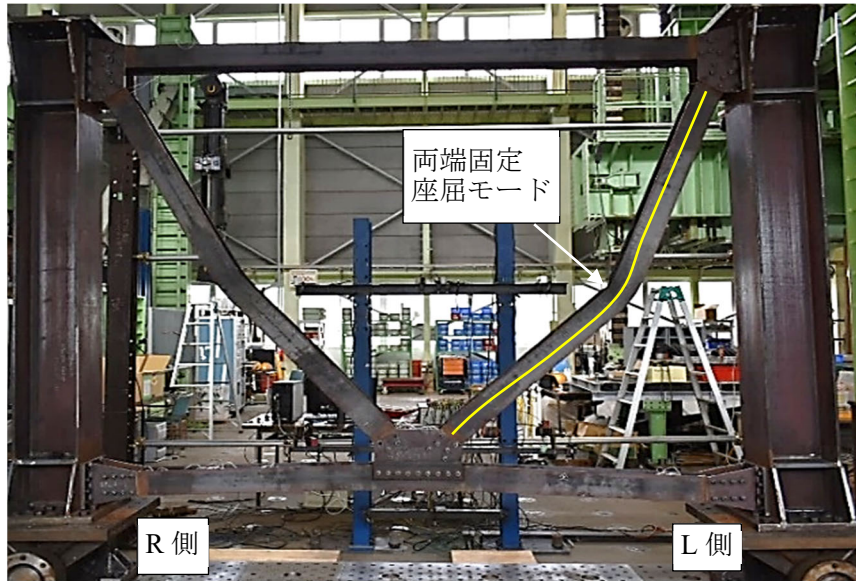
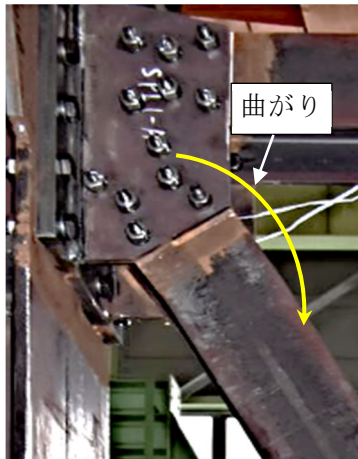


図-5.4 荷重－変位曲線





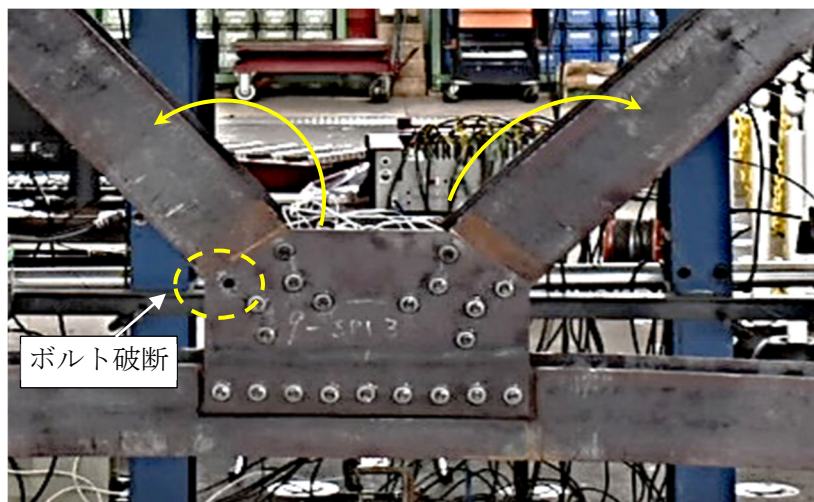
(a) ブレース材パネル全体の变形



(b) 上端側接合部の变形



(c) ブレース材の局部座屈



(d) ガセット付近の变形とボルトの破断箇所

写真-5.1 実験終了時のブレース材形状

破断したボルトの破面解析結果を Appendix4 A4.2 に示す。ボルトの破面はせん断による延性破壊である。一部、擬へき開的な破面様相も見られるが、変形拘束の影響だと思われる。

#### 5.4.2 接合部のすべり

接合部のすべり状況を把握するために、図-5.5 に  $\Delta=-33\text{mm}$  までの荷重とアクチュエータの累積変位の関係を表す。また、図-5.6 にブレース材接合部のすべり状況を示す。 $\Delta=-12\text{mm}$  の過程[1]でブレース材下端側の接合部にすべりがみられた。この载荷過程以降、軸方向力が引張側となるブレース材の下端側の接合部にすべりが生じた。 $\Delta=+24\text{mm}$  の過程[2]で上端側にも大きな衝撃音を伴ってすべり、荷重の減少がみられた。 $\Delta=+24\text{mm}$  の過程以降は上下下端の接合部にすべりが生じた。 $\Delta=-24\text{mm}$  の過程[3]、 $\Delta=+33\text{mm}$  の過程[4]でも上端側で大きなすべり音がしてすべった。以降の過程ではすべり音の発生はなく、すべりによる荷重の減少もみられなかった。

本実験で計測したボルトの軸力を用いてすべり挙動について考察する。最大荷重で部材座屈した R 側についてブレース材の軸力、下端側接合部のすべり荷重およびボルト軸力と累積変位の関係をそれぞれ図-5.7 に示す。ブレース材の軸力  $N$  はブレース材中央側の平均ひずみ値  $\varepsilon_{av}$  から式(5.4)により算出する。すべり荷重は導入ボルト軸力から式(5.5)で算出する。

$$N = EA\varepsilon_{av} \quad (5.4)$$

$$P_{sj} = P_{bj} \times \mu \times m \quad (5.5)$$

ここで、 $E$  はヤング係数、 $A$  はブレース材断面積、 $P_{bj} = \sum_{i=1}^n P_{bij}$  はボルト軸力の合計、 $P_{bij}$  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、 $m$  は接合面数 ( $m=1$ ) である。すべり係数は、便宜上、実験におけるすべり時の荷重から求めた軸力と式(5)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-5.7 のすべり点[1]の载荷過程ですべりが生じたことから、すべり係数  $\mu$  を 0.55 (設計上のすべり係数は 0.4) に設定した。ボルト軸力の計測は、ボルト群あたり第 1 列目の 1 本のみとした。2 列目および 3 列目のボルト軸力は第 1 列目より減少度合いが小さくなるため、ボルト軸力の合計は大きくなり実際のすべり係数は 0.55 よりも小さくなると思われる。

ボルト軸力は繰り返し载荷過程の引張時に減少し、圧縮時に増加する。すべり点[1]のボルト軸力は 48.1kN であり、初期軸力 57.7kN の 83%程度に減少している。さらにブレース材の軸力が大きくなるにつれて減少していく。この要因は引張応力による板厚の減少と考える。本実験で、繰り返し载荷下でのブレース材軸力とボルト軸力の関係からブレース構造の接合部のすべり挙動について確認することができた。

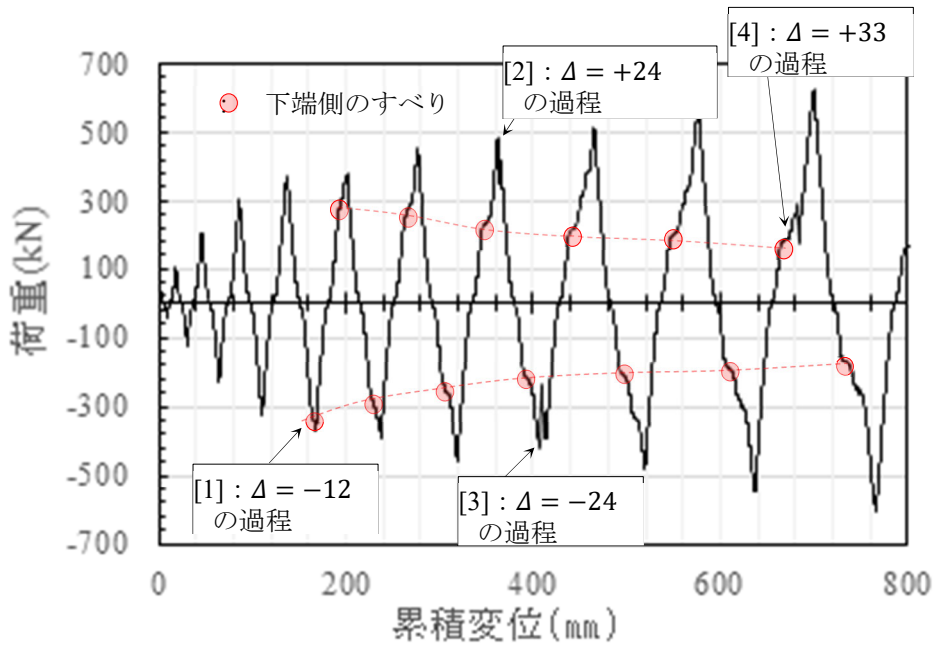


図-5.5 荷重-累積変位関係

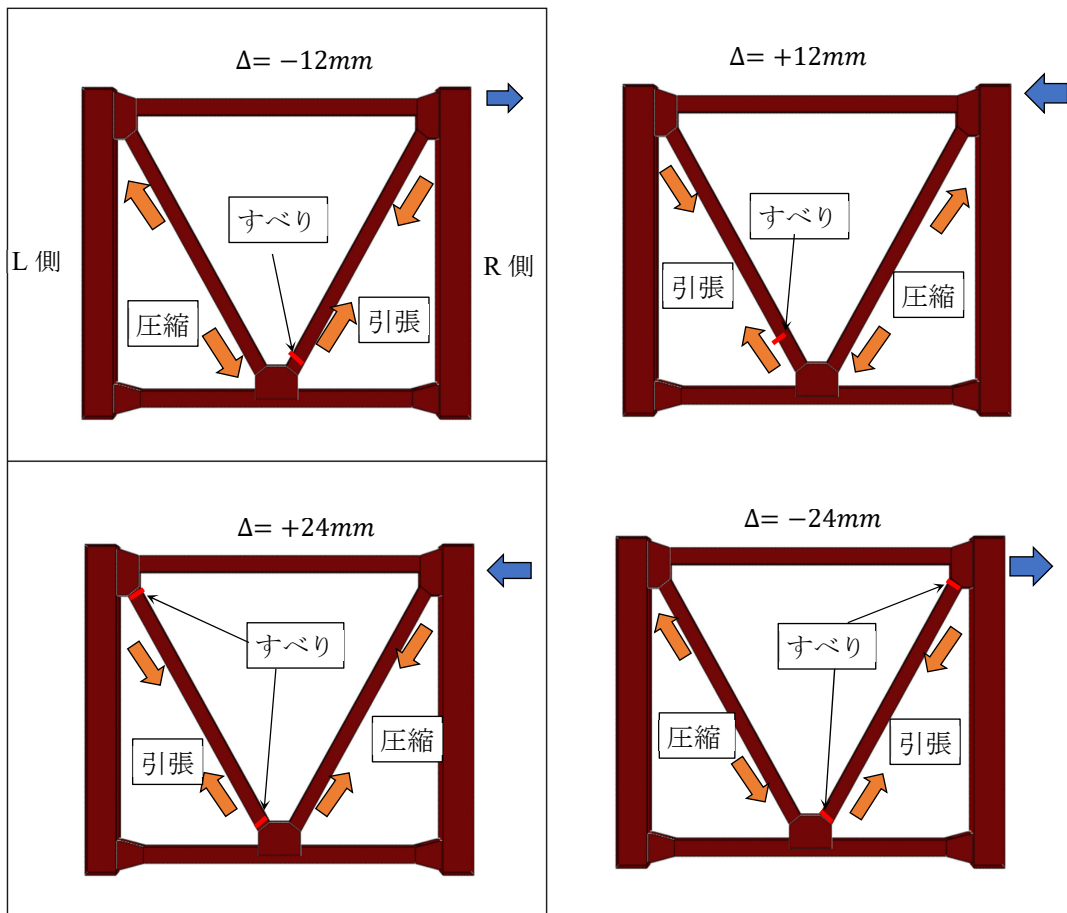


図-5.6 ブレース材接合部のすべり

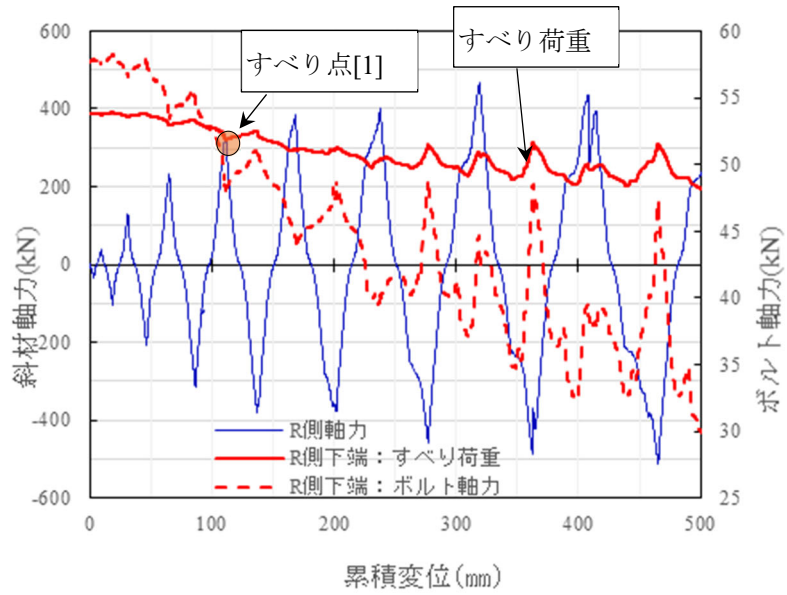


図-5.7 荷重・すべり荷重およびボルト軸力  
と累積変位の関係

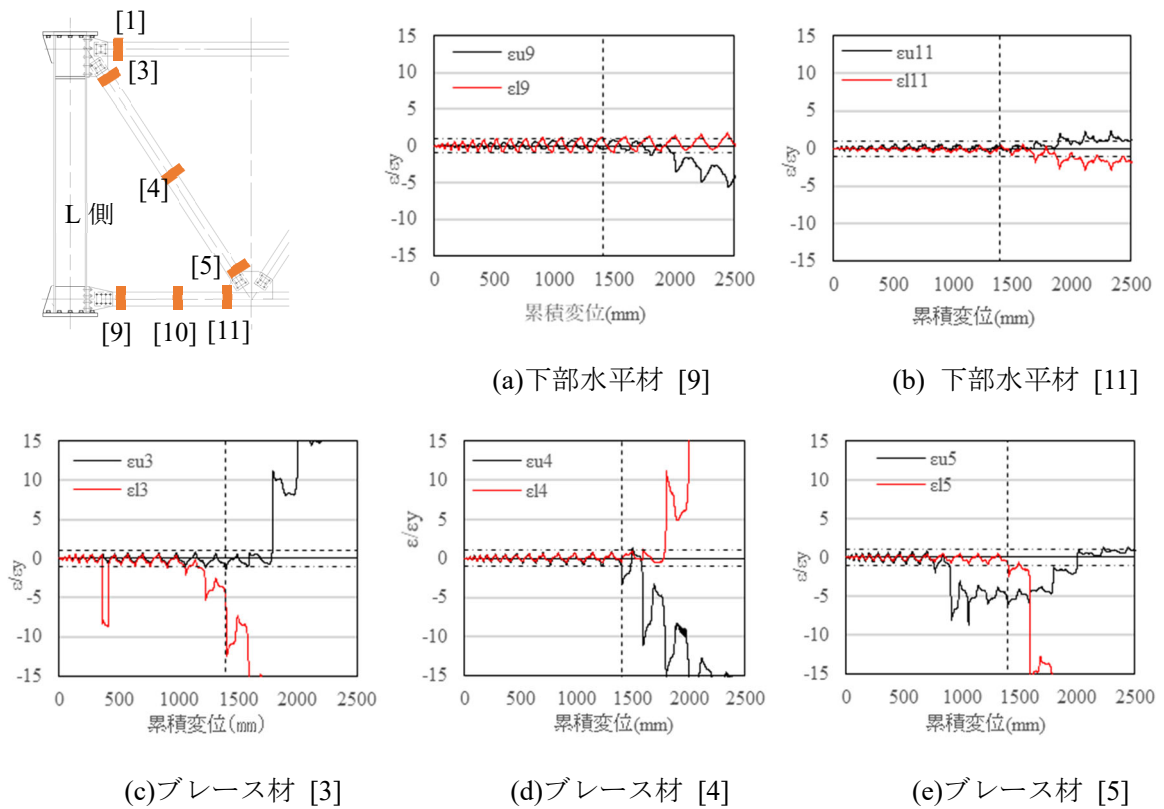


図-5.8 部材のひずみ-累積変位関係

### 5.4.3 発生ひずみ

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．図-5.8 に，貼り付けたひずみゲージから得られたひずみと累積変位の関係を示す．ブレース材の部材座屈が先に起こった R 側について示す．グラフの縦軸は，各部材の降伏ひずみ  $\epsilon_y$  で無次元化している．また，グラフ内には最大荷重発生時点での累積変位を破線で示している．まず，ブレース材中央の[4]のひずみは，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．ブレース材両端の[3]および[5]のひずみは，最大荷重到達前からひずみが増加し始め最大荷重点で  $8\epsilon_y$  まで増加した．次に，下部水平材の[9]および[11]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．鉛直材側の[9]のひずみは，ブレース材の部材座屈によ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フランジの上側が  $6\epsilon_y$  まで増加し，中央側の [11]のひずみは  $3\epsilon_y$  まで増加したが，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[1]および下部水平材[10]のひずみは実験終了まで塑性することはなかった．ブレース材パネルを構成する部材が同時に塑性化していないことを確認できた．

### 5.4.4 ブレース材の座屈

図-5.9 に振幅  $\pm 45\text{mm}$  以降のブレース材の曲がり状況を示す．振幅  $-45\text{mm}$  の過程で L 側ブレース材の中央にわずかであるが曲がりが見られた．その後の振幅  $+48\text{mm}$  の過程では R 側，L 側の圧縮側のブレース材中央が大きく曲がった．次の過程で引張の作用により曲がりはもとに戻った．振幅  $\pm 54\text{mm}$  の過程では曲がった部分のフランジに局部座屈が生じ，曲がりの形も鋭角的となった．また，次の過程で引張が作用しても元に戻らずに曲がりが残留した．

振幅  $-45\text{mm}$  の過程で L 側のブレース材に曲がりが発生したときに部材座屈が生じたと考える．部材に発生している軸力に着目して考察する．式(5)によりブレース材中央（図-5.3，[4]：L 側，[7]：R 側）のひずみから求めた部材軸力および荷重と累積変位の関係を図-5.10 に示す．振幅  $-45\text{mm}$  の過程までは荷重とブレース材軸力の関係は良く合っており，振幅  $-45\text{mm}$  の過程で部材に曲がりが発生した後はひずみが急激に増大するため，この過程以降の部材軸力は荷重値で評価すると，図-5.10 より座屈荷重は  $734.9\text{kN}$  となる．

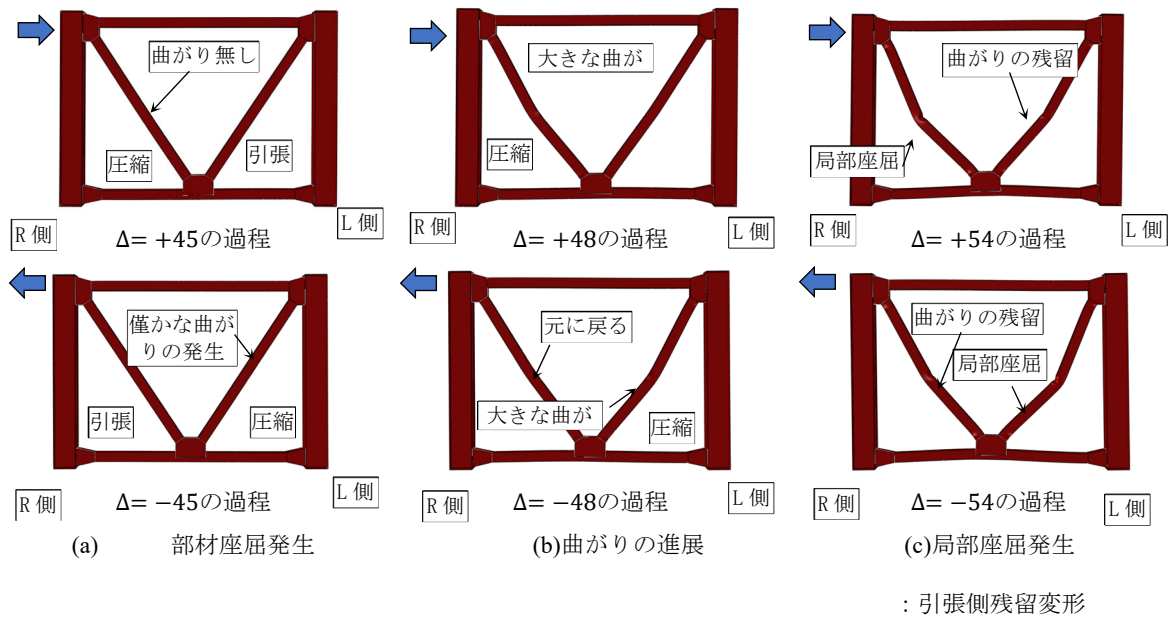


図-5.9 ブレース材の曲がり状況

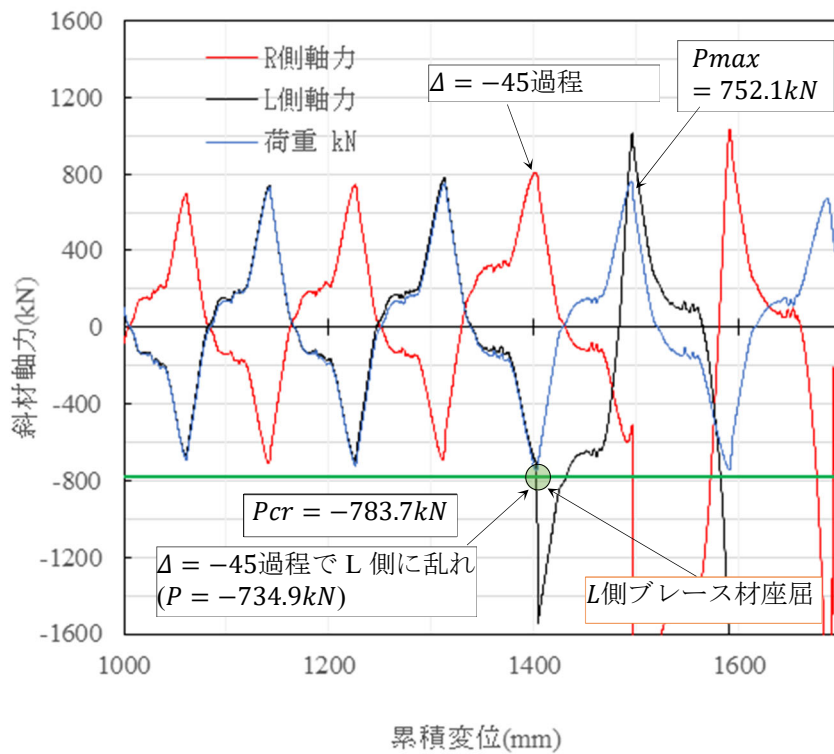


図-5.10 部材座屈発生時の軸力



#### 5.4.5 水平材の変形

下部水平材中央の鉛直変位とアクチュエータの累積変位の関係を図-5.11 に示す。最大荷重時の振幅+48mm 過程後、ブレース材の部材座屈に伴い、下部水平材は荷重サイクルの増加とともに上側に変形した。ブレース材は下部水平材が変形することで、引張力が弱まり、屈曲変形が残留していったと考える。

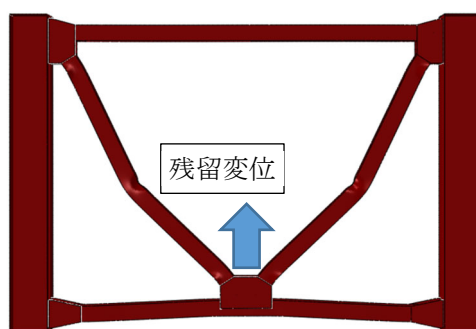
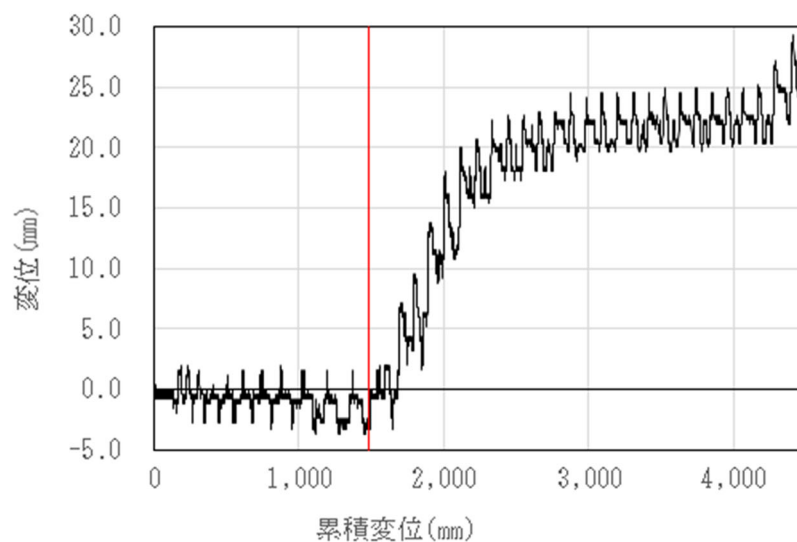
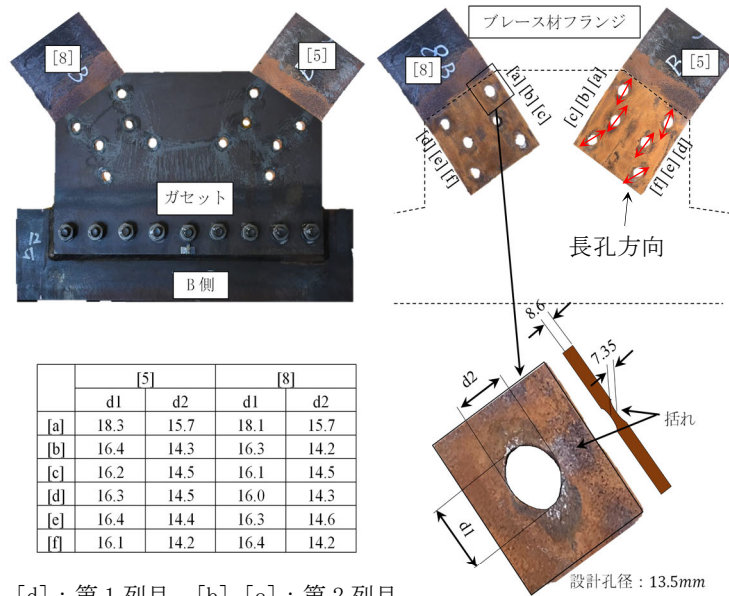


図-5.11 下部水平材の変形

#### 5.4.6 実験終了後のボルト孔の変形

供試体の接合部を解体後、ブレース材のボルト孔の変形を確認した。図-5.12 にボルト孔の変形の計測結果を示す。L 側, R 側とも”a”部の部材軸線方向の変形が大きく、孔径 13.5mm から 18.3mm と約 5mm 程度変形し長孔となっていた。ボルト孔の変形量は  $18.3/13.5=1.36$  倍に変形した。ボルト孔の長孔の変形方向は一定方向でなく、ボルト群の中心回りに回転するような方向に変形していることから、ボルトの破断は回転によるボルトの各個撃破であったと推定できる。



[a], [d] : 第1列目, [b], [e] : 第2列目  
 [c], [f] : 第3列目

図-5.12 ボルト孔の変形

## 5.5 FEM 解析による実験挙動の解明

### 5.5.1 解析概要

解析におけるモデル化で重要なことは、ボルトの導入軸力を正確に評価することであると考えられる。実験により、母材の応力が弾性範囲内であっても、繰返し応力が母材に作用すると、単調に載荷した場合に比較してボルト軸力が低下することが解った。また、接合部の母材が塑性化するとさらに大きく低下することが判明した。常時荷重（活荷重など）に対する設計では、母材の降伏耐力に対して1.7程度の安全率が考慮されているので、ある程度ボルト軸力が低下しても接合部にすべりが生じることはないと考えられる。しかし、地震時に対しては、母材および接合部とも、降伏耐力近くで設計している。したがって、耐震設計に対応するような解析モデルは前述のボルト低下を考慮することができることが重要と考える。

### 5.5.2 解析モデルおよび解析条件

実験で発生した接合部のすべり挙動を含めたブレース材の挙動について FEM 解析により解明する。解析モデルを図-5.13 に示す。解析には非線形汎用ソフト Abaqus/Standard<sup>6)</sup> を用いる。ブレース材下端側のガセットプレート、部材およびボルトをソリッド要素 (C3D8R) で離散化し、母材とガセット、ボルトと母材およびガセットの接触面の接触・すべり挙動を接触材 (コンタクトペア) で表した。接触面の摩擦係数は静摩擦として0.4とした。座金とボルトの間はすべりが起こ



らないものとしてモデル化している。接合部のメッシュの大きさは 3mm とし、9mm の板厚に対して 3 分割にした。その他の部材およびガセットはシェル要素(S4R)で離散化し、その接合部は剛な結合とした。接合部の高力ボルトの初期導入軸力は Abaqus/Standard のボルト荷重オプションで用意されている締結力モデルにより設定する。参考に、高力ボルト摩擦接合を対象にした過去の解析事例について Appendix5 に示す。接合部供試体の材料構成則については鋼・合成標準示方書 [耐震設計編] 2018 年制定 (以下, 学会示方書) <sup>7)</sup> に示される指数関数式で与える。降伏応力度は鋼材ミルシートの値 ( $\sigma_y=328\text{N/mm}^2$ ) とした。本解析は、荷重載荷条件として、Step1 で高力ボルトに所定の初期導入軸力を与え、Step2 で変位制御によりブレース材上端の 2 箇所を水平方向に変位を与えるという 2 つの Step からなる Pushover 解析 (実験と異なり一方向強制変位載荷解析) である。

接合部供試体, アダプターの部材および連結板の材料構成則は図-5.14 にて与える。取り付け部および取り付け部と連結する連結板はバイリニアとし、二次勾配は E/100 で与える。

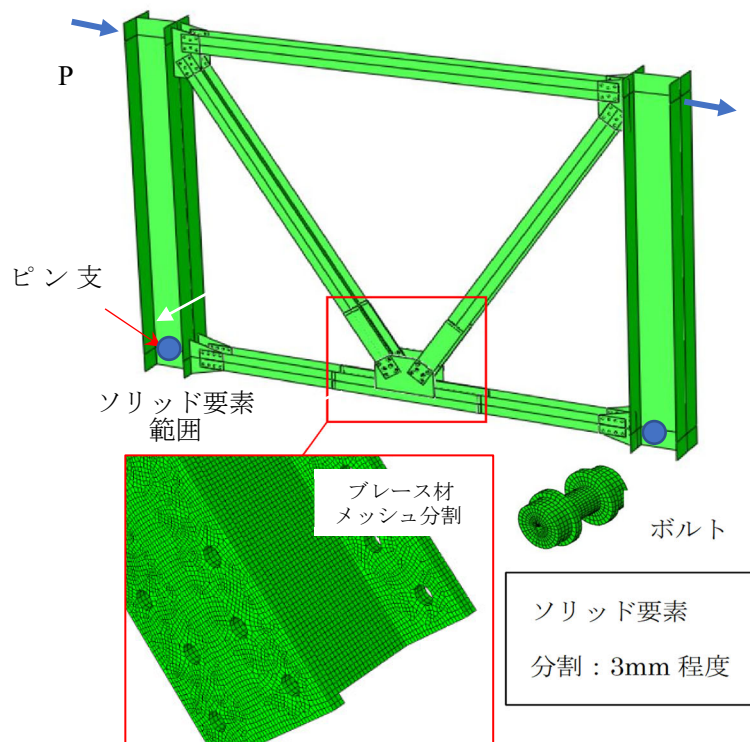


図-5.13 解析モデル

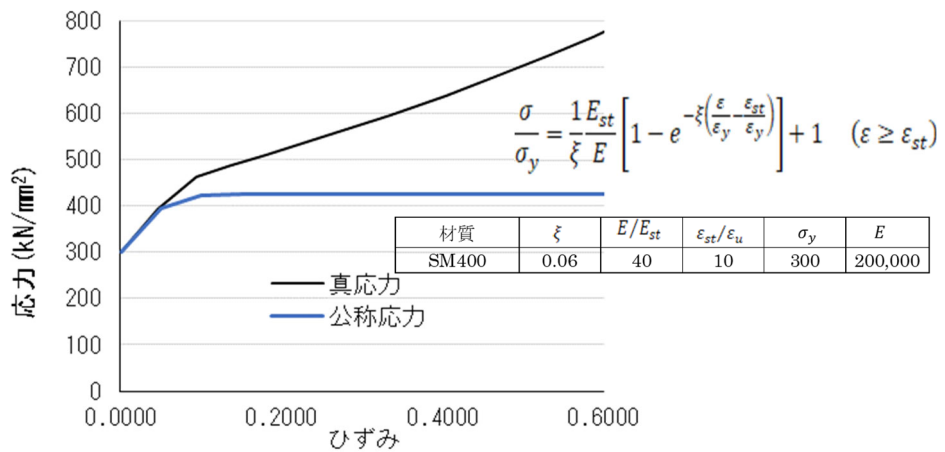


図-5.14 材料構成則

### 5.5.3 解析結果

#### (a) 実験の挙動説明

図-5.15 に解析の結果としてパネルの荷重－変位関係を示す。すべりの影響を確認するために、同じモデルでずれない（剛な結合）場合についても解析した。すべりを考慮するとパネル全体の水平変位が大きくなるが、最大荷重はほぼ同じであり、ボルト孔壁とボルト円筒部との支圧による荷重伝達ができていることが確認できた。なお、最大荷重について、実験値よりも多少大きくなっているが、これは図-5.13 に示したように荷重の載荷位置、境界条件を変更したためである。

図-5.16 にブレース材の座屈モードを示す。実験と同様に両端固定の柱部材のモードとなることを確認できた。両端ピンで設計されたブレース材の補強設計をする場合、座屈限界値は両端固定とすることで、表-5.3 に示すように 616kN/465kN=1.32 倍に大きくできる可能性が得られた。

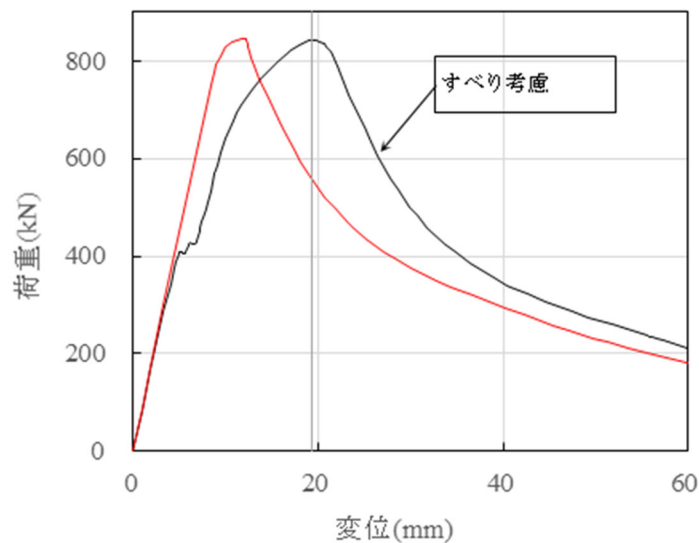


図-5.15 荷重－変位関係の比較

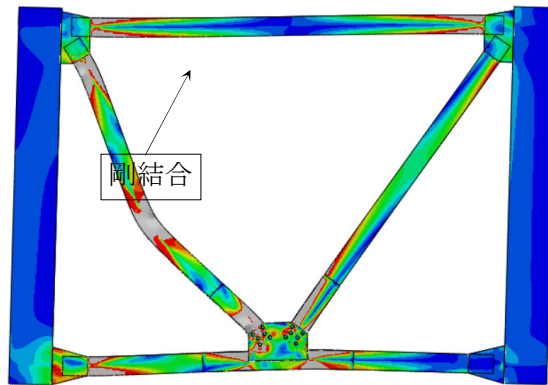


図-5.16 ブレース材座屈モード

(b) すべり後の支圧限界に対する考察

図-5.17 の孔部の支圧応力を降伏応力で無次元化した値とパネルの水平変位の関係を示す。σ<sub>v</sub>は部材軸力から式(7)で求めた。

$$\sigma_b = \frac{P}{n \times d \times t} \quad (5.6)$$

ここで、P は荷重、n(12 本)はボルト本数、d(12mm)はボルト孔径、t(9mm)は母材の板厚を示す。σ<sub>1</sub> は図に示す参照点の板厚中心の支圧応力度で解析における部材方向の直応力を抽出した。

すべり後、σ<sub>1</sub> はボルトとの接触により値が急増して、最大荷重時は降伏応力の約 2.5 倍程度であった。ボルト軸径と孔径の大きさの関係は支圧応力を面接触で計算するような関係（孔径/軸径 = 13.5/12 = 1.125 > 1.02）になっていないため、接触直後は局所的に応力が大きくなり、最初に接触した部分が塑性化して接触面が増えることで応力が減少したと考える。ブレース材の座屈後、荷重の低下に伴い、支圧応力も減少した。高力ボルト摩擦接合継手のすべり後の支圧限界は、ボルト軸力が残存している場合は、道示の上限値 1.7σ<sub>y</sub> よりも大きく許容できる可能性が確認できた。

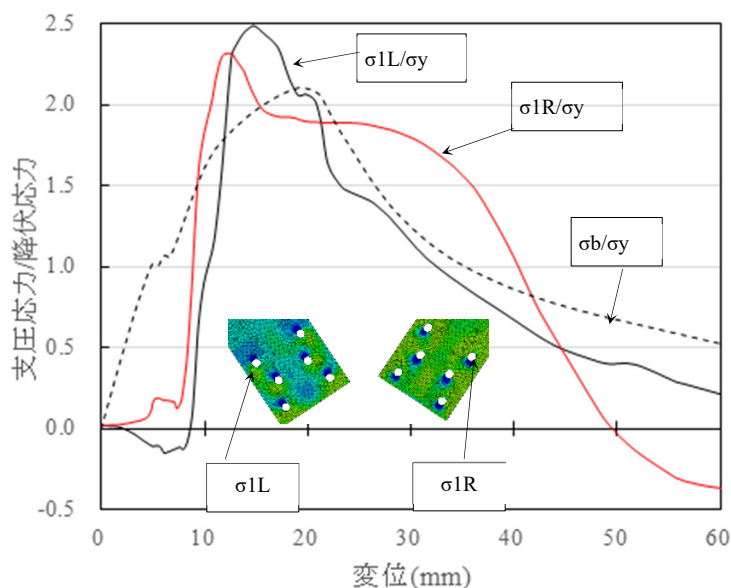


図-5.17 孔壁部の支圧応力

## 5.6 考察

実験におけるパネル供試体のブレース材の最大部材軸力は前述したように $734.9\text{kN}$ となる，この値は両端固定結合とした有効座屈長を  $0.5L$  として実際の降伏応力度を用いて求めた  $P_{crg} = 783\text{kN}$ に近い値である．また，写真-5.1(a)からも，ブレース材がガセット添接板の位置を固定して座屈しているのがわかり，この座屈状況から端部が固定結合状態になっているといえる．

そこで，実験結果をもとに，前述した図-5.2 に示した実橋および供試体の各限界値を見直すことにした．具体的には，有効座屈長を  $0.5L$  へ変更して座屈限界値の見直しを行う．座屈限界値は，実橋で  $1604\text{kN}$  から  $1975\text{kN}$  へ向上し，供試体で  $546\text{kN}$  から  $783\text{kN}$  へ向上した．降伏限界値は，実験において引張応力で損傷しなかったことから座屈限界値よりも大きい一般部の降伏限界値で評価することにする．図-5.2 では，実橋および供試体とも両端固定接合として算出した座屈限界値よりも支圧限界値およびボルトせん断限界値が下回るが，実験において部材座屈が発生した時点で支圧限界値およびボルトせん断限界値が限界状態に達していないことから，これらの限界値を座屈限界値にした．以上から，各限界値は図-5.18 のようになった．実験により，支圧限界値とボルトせん断限界値は，道示により算出した値よりも大きくできる可能性を確認できた．道示によるボルトせん断限界値はボルト断面積と降伏せん断応力から求めた値の  $6$  割 ( $0.6$  倍) にしていることから，限界値を安全側にしていると考えられる．支圧限界値は，解析での確認からも許容支圧応力度を道示の  $1.7\sigma_y$  よりも大きくできると考える．また，Appendix2 に高力ボルト摩擦接合部を対象にした繰返し載荷実験の結果を示す．実験では一般的な接合部のすべり挙動とすべり後の

終局挙動を確認することを目的とした。この実験で、孔部の変形や破断部の括れ、ボルト軸力の減少挙動を FEM 解析で確認することができた。また、この解析で得られた支圧応力から、ボルトに軸力が導入されている摩擦接合接手の場合は、道示の支圧限界  $1.7\sigma_y$  よりも大きくできる可能性を得ることができ、本章で得た結果と同様であった。以上より、既設橋ブレース材の合理的な補強を行うためには、支圧限界値とボルトせん断限界値を大きくして対応することも考えられる。

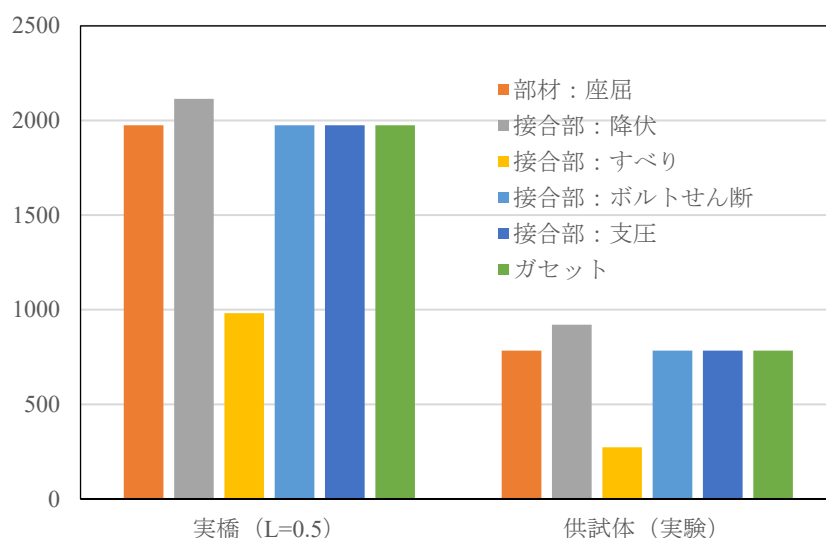


図-5.18 実験結果による各限界値の見直し

## 5.7 まとめ

地震時を想定した繰り返し荷重が作用する鋼橋のブレース材の耐震設計上の限界状態を確認するために、上路式アーチ橋を対象にしたブレース材単独だけでなく、接合部も含めた約 1/2 スケールの「ブレース材パネル」の繰り返し載荷実験と FEM 解析を行い、次のような知見を得た。

- 1) 繰り返し荷重を受けるブレース材パネルのすべりを伴った荷重-変位曲線を新たに得ることができた。本実験のように、接合部のすべり限界値が部材の限界値より小さい場合でも、すべり後、ボルト孔壁とボルト円筒部の支圧による荷重伝達により、部材座屈を生じさせるまで荷重を増大させることが確認できた。なお、本実験では、ガセットプレートが先行して損傷しない場合を想定した。
- 2) 最大荷重以降（座屈発生後）、繰り返し載荷に対して、接合部のすべりを伴って安定したループ挙動を示した。ブレース材をエネルギー吸収材として期待できる可能性があることが確認で

きた。

- 3) 部材座屈の限界値は、接合部にすべりが生じても両端固定結合の座屈モードになり、両端ピン結合で設計されたブレース材の限界値は両端固定結合の柱の座屈限界値で評価ができる可能性を得た。
- 4) 接合部のすべりを考慮した FEM 解析により、実験でのすべり挙動、すべり後はボルト孔壁とボルト円筒部の支圧応力を評価ができる可能性を示した。
- 5) 実験によるブレース材パネルの終局状態から、部材座屈後のブレース材の局部座屈発生部の破断ではなく、ボルトの破断であった。この破断は、軸力のみによるものではなく、回転によるボルトの各個撃破であった。
- 6) 実験により部材座屈が生じたことから、支圧限界値およびボルトせん断限界値は座屈限界値よりも大きく評価できた。その値は道示で規定されている値よりも大きくできる可能性があり、接合部と接合される部材の関係性を明確にして接合部の耐荷機構を確認した。

## 第 5 章（参考文献）

- 1) 山田忠信，野中哲也，馬越一也，吉山純平，鈴木森晶，嶋口儀之：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，構造工学論文集，Vol.68A，2022.
- 2) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 II.鋼橋編，V.耐震設計編，丸善，1980.
- 3) 山田忠信，野中哲也，鈴木森晶，嶋口儀之：繰り返し荷重が作用する鋼橋のブレース材の限界状態に関する研究，鋼構造論文集，（2022年 掲載可）
- 4) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 II.鋼橋編，V.耐震設計編，丸善，2002.
- 5) 日本道路協会：鋼道路橋設計便覧，pp 491-492丸善，2019.
- 6) Dassault Systems Simulia Corp.：ABAQUS/ Standrd user's manual，2014.
- 7) 土木学会：鋼・合成構造標準示方書 耐震設計編，丸

## 第 6 章 繰り返し荷重を受ける鋼トラス橋のブレース材パネルの座屈および終局挙動に関する研究

### 6.1 はじめに

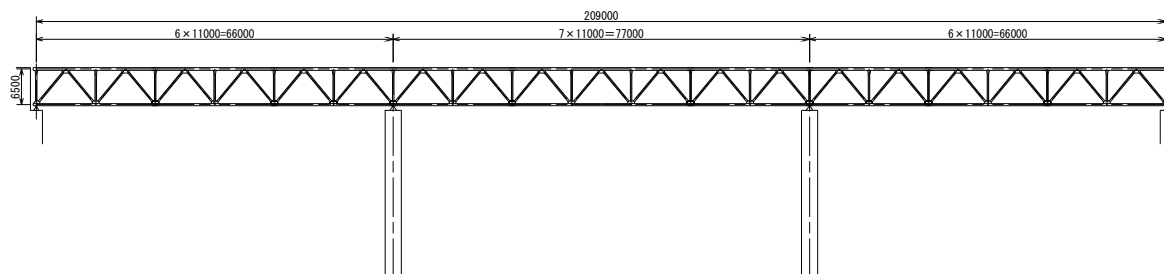
兵庫県南部地震の発生以降、道示<sup>1)</sup>では耐震設計において供用期間中に想定される最大級の地震であるレベル 2 地震動が追加された。また、2018 年制定の鋼・合成構造標準示方書〔耐震設計編〕<sup>2)</sup> (以下、学会示方書)においては、最新の研究成果を基にした耐震性能照査手法が示されている。既設のトラス橋のうち、兵庫県南部地震以前に設計されたものについては、レベル 2 地震動に対する耐震照査を満足することができず、橋軸直角方向の地震動により、対傾構および横構、特に、支点上の対傾構が損傷するケースが多くみられる。そのため耐震補強が必要になる。

トラス橋の支点上のブレース材は、主荷重を受け持つと同時に、地震時の慣性力などの横荷重に抵抗する部材として設計される。ブレース材は細長比が大きく、限界状態に対して軸圧縮力が支配的であり、部材の最大耐力到達後、座屈により急激な耐力低下が生じる。そのため、主荷重作用下において不安定になり、構造の安全性を確保できない可能性があり、学会示方書においては、ブレース材の損傷は許容されていない。耐震補強としては、部材の当て板補強、あるいは部材を取り換える方法がとられているが、既設橋の部材を無損傷に抑えようとした場合、大規模な補強工事が必要となる。しかし、構造の安全性が確保できることが前提に、ブレース材の一部の塑性化を許容し、最大耐力までを考慮した設計が可能であれば、合理的な補強設計が期待できる。

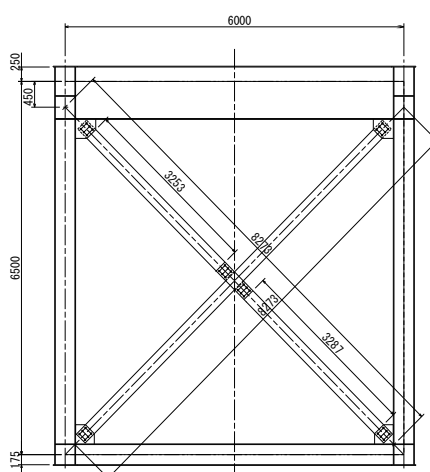
また、現行の耐震性能照査手法においてトラス橋のブレース材は、トラス要素でモデル化し、動的解析により得られた応答値に対して、耐力の照査を行う。この際、ブレース材は面内座屈に関する有効座屈長は第 2 章で示したように骨組長の 0.8~1.0 倍で、格点部でピン結合された部材として、道示の耐荷力曲線に基づき設計される。しかしながら、実際のブレース材は格点部でガセットプレートにより接合されており、境界条件は両端固定結合に近い形で座屈耐力の照査を行うことが合理的と考えられる。

既往の研究では、主にブレース材に着目した終局挙動の研究が進められてきたが、ブレース材を含むパネルとしての実験は少なく、比較的小規模なものとなっている。また、実際のトラス橋のブレース材パネル構造を正確に反映した供試体での実験は行われておらず、ブレース材座屈後の実挙動が十分に確認できていない。トラス橋の合理的な耐震照査および補強設計を行うためには、ブレース材単体の座屈挙動だけでなく、パネル構造としての変形性能および終局挙動について実験により把握することが必要である。

そこで本章では、図-6.1 に示す一般的な上路式トラス橋の支点上対傾構を含む1構面を対象に、実橋梁の構造を忠実に再現した供試体を用いて、漸増変位繰り返し载荷実験を行い、繰り返し荷重下におけるブレース材パネル構造の終局挙動を明らかにする。また、実験の挙動が再現可能な解析モデルを提案する<sup>3)</sup>。



(a) 橋梁側面図



(b) 端支点对傾構

図-6.1 対象橋梁

## 6.2 実験供試体の計画

### 6.2.1 供試体の計画

対象橋梁の支点上対傾構を含むトラス構面の実際の構造をできる限り忠実に再現した供試体(以下、パネル供試体)を製作した。実験装置の制約からサイズは約 1/2 とする<sup>5)</sup>。パネル供試体は図-6.2 に示すように、ブレース材、上下の水平材および鉛直材で構成されている。各部材の寸法を図-6.3~6.5 に示す。接合部は図-6.4(c)に示すように2面摩擦接合であり、使用する高力ボルトは実橋梁が M22 であるのに対し、供試体は一般的に入手が可能なサイズの M12(F10T)を使用した。縮尺率は 0.545 であり、表-6.1 に示すように各部材および接合部の寸法については、ボルトの縮尺率を基準に相似率に基づき設定した。ブレース材は SS400 の H 形鋼を使用し、最も縮尺率が近くな



るものを選定した。また、上部水平材については、事前解析による検討において塑性化せず、損傷しないと考えられるため、部材高さのみ縮尺を合わせ、十分な剛性を持つ断面とした。詳細図を Appendix 1 「実験供試体図面：トラス橋対傾構供試体」に示す。

表-6.1 供試体の設定条件

			実橋	供試体
			H220	H100
ボルト	サイズ		M22	M12
ボルト孔径	mm		24.5	13.5
フランジ	幅	mm	220	100
	板厚	mm	10	9
ウェブ	高さ	mm	270	132
	板厚	mm	9	6
母材断面	$A_g$	$mm^2$	6830	2592
母材純断面	$A_n$	$mm^2$	5850	2106
ガセット厚		mm	9	9

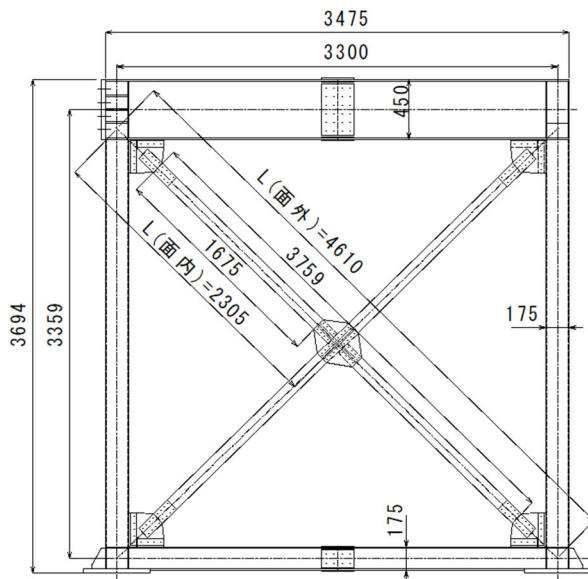


図-6.2 供試体寸法図

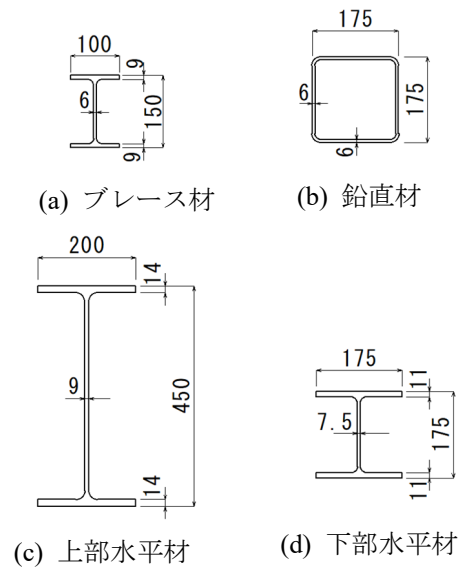
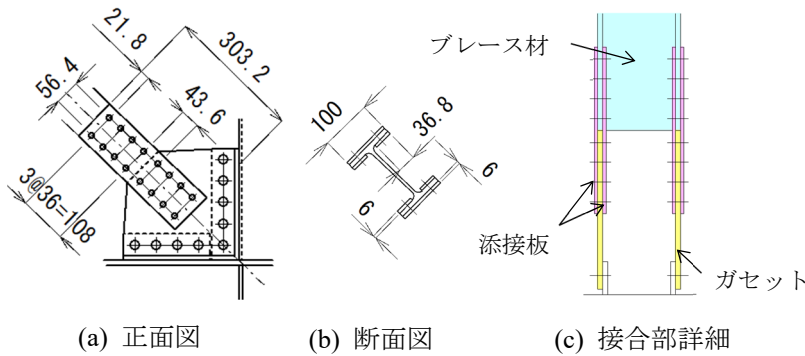
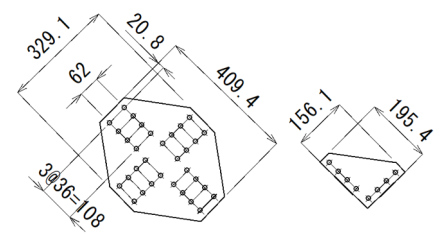


図-6.3 供試体部材断面図



(a) 正面図 (b) 断面図 (c) 接合部詳細

図-6.4 ブレース材接合



(a) 外側 (b) 内側

図-6.5 中央部添接板

## 6.2.2 パネル供試体のブレース材および接合部の限界値

第2章で示した対象橋梁の限界値を示すと、ブレース材の座屈限界値は1128kN、降伏限界値は1375kN、すべり耐力は1963kNとなる。当然、震度法レベルの荷重に対する発生軸力は、最も耐力が低い座屈耐力以下になっている。本橋梁は、1面摩擦でも設計は成立しているが、実際は2面摩擦になっていた。おそらく当時の設計者の判断で安全を考えて2面摩擦にしたと推察される。この図からわかるように、2面摩擦にすると接合部の限界値がかなり高くなり余裕がある。

次に、パネル供試体のブレース材の断面諸量および限界値を表-6.2に示す。供試体についても、実設計と同様に各耐力を算出（座屈限界値398kN、降伏限界値495kN、すべり限界値728kN）して、グラフ示すと図-6.6のようになる。なお、対傾構以外の左右の鉛直部材および下段の水平部材については、対象橋梁と同じ設計条件で決定した断面になっている。

座屈限界値は実橋梁と同様に両端ピン結合として計算している。接合面のすべり係数は実橋梁と同様に0.4を使用した。実橋梁はすべり耐力に余裕がある設計であるため、十分なすべり耐力を確保するため、接合面に錆促進剤による発錆処理を行った。土木学会の指針<sup>4)</sup>では、発錆処理をした場合のすべり係数の推奨値は0.45とされている。また、既往の研究<sup>5)6)</sup>においても、0.45を上回る値となることが示されており、十分なすべり耐力が確保されていると考える。

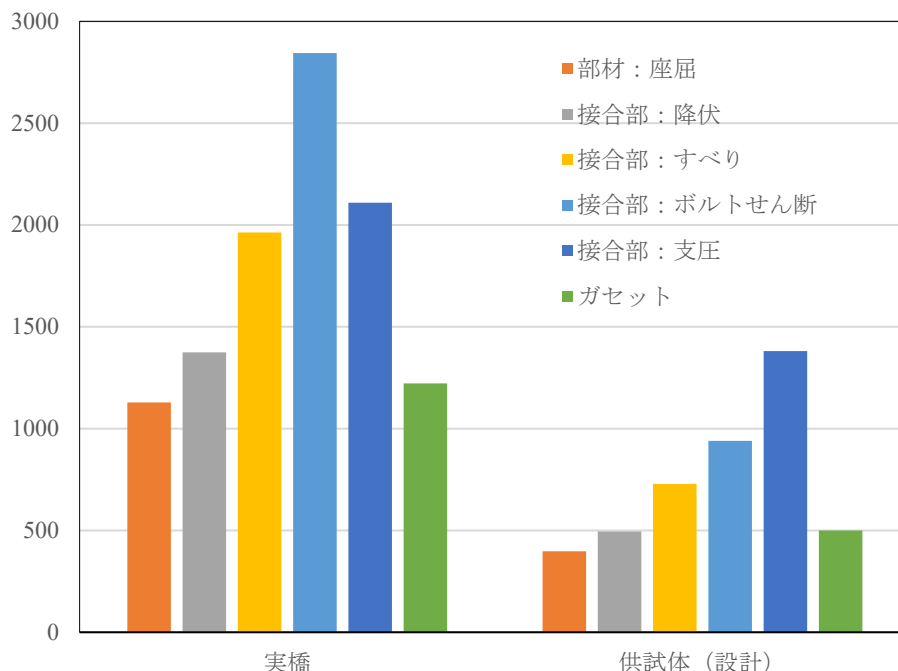


図-6.6 実橋と供試体の限界値の比較

表-6.2 実橋と供試体の限界値

				実橋		供試体				
				(設計)		(設計)		(実験)		
有効座屈長:材端条件				ピン	固定	ピン	固定	ピン	固定	
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	220		100		100		
		板厚	mm	10		9		8.5		
	ウェブ	高さ	mm	270		132		133		
		板厚	mm	9		6		5.6		
	母材断面		$A_g$	$mm^2$	6830		2592		2445	
	母材純断面		$An(Flg+Web)$	$mm^2$	5850		2106		1986	
部材長			mm	4260		2305		2305		
連結板中心間隔		$L_0$	mm	3480		1844		1844		
有効座屈長			$\alpha$	--	1.0	0.5	1.0	0.5	1.0	0.5
			$L=\alpha \times L_0$	mm	3480	1740	1844	922	1844	922
断面二次モーメント		$I$	$mm^4$	17746667		1500000		1416667		
断面二次半径		$r$	mm	51		24		24		
座屈耐力	細長比	$\lambda=L/r$	--	68.3	34.1	76.7	38.3	76.6	38.3	
	ヤング係数	$E$	$N/mm^2$	200000		200000		200000		
	細長比パラメータ	$\bar{\lambda}$	--	0.745	0.372	0.836	0.418	1.035	0.517	
		$\rho_{crg}$	--	0.703	0.906	0.653	0.881	0.555	0.827	
	降伏応力度	$\sigma_y$	$N/mm^2$	235.0		235.0		360.0		
	$P_{crg}=\rho_{crg} \times A_g \times \sigma_y$			$kN$	1128	1454	398	537	488	728
降伏耐力	接合部	$P_n=A_n \times \sigma_y$	$kN$	1375		495		715		
	一般部	$P_g=A_g \times \sigma_y$	$kN$	1605		609		880		
接合部 すべり耐力	ボルト本数	$n$	--	12		16.0		16.0		
	降伏点比率	$\alpha$	--	0.75		0.75		0.75		
	降伏応力度	$\sigma_y$	$N/mm^2$	900.0		900.0		900.0		
	有効断面積	$A_e$	$mm^2$	303.0		84.3		84.3		
	設計軸力	$N$	$kN$	204.5		56.9		56.9		
	摩擦面数	$m$	--	2		2		2		
	すべり係数	$\mu$	--	0.40		0.40		0.45		
	ボルト1本	$V_{std}$	$kN$	163.6		45.5		51.2		
	$P_s=\Sigma V_{std}$			$kN$	1963		728		819	
接合部 ボルト せん断耐力	ボルト断面積	$A$	$mm^2$	380.1		113.1		113.1		
	降伏応力度	$\tau_y$	$N/mm^2$	519.6		519.6		519.6		
	ボルト1本	$V_s$	$kN$	395.0		58.8		58.8		
	$P_{ss}=0.6 \times n \times V_s$			$kN$	2844		940		940	
接合部 支圧耐力	板厚	$t_f$ or $t_g$	mm	10		9		9		
	ボルト1本	$V_v$	$kN$	87.9		43.1		66.1		
	$P_{ss}=n \times V_v$			$kN$	2109		1381		2115	
ガセット プレート 耐力	ブレース材幅	$b$	mm	220		100		100		
	ガセットプレート厚	$t$	mm	10.0		9.0		8.5		
	$P_g=b \times t/1.8$			$kN$	1222		500		472	

## 6.3 実験による実橋のブレース材パネル挙動の解明

### 6.3.1 実験概要

実験装置とパネル供試体の設置状況を図-6.7 および写真-6.1 に示す。供試体はピン支承によって支持されており，上部水平材端部に接続した静的油圧アクチュエータ(圧縮 4400kN，引張 2100kN)により，水平繰り返し载荷を行った。

計測項目は図-6.7 に示すように，格点および水平荷重载荷高さの変位，部材のひずみ，ブレース材の軸方向の変形量，ボルト軸力とした。変位の基準点とする上弦材端部および上側 2 か所と中央の格点については，面外変位を確認するため 3 方向から糸巻き変位計を設置し，3 次元の座標を測定した。ブレース材の変形量については，A～D の格点から中央の格点をターゲットに糸巻き変位計を設置し，格点間の相対変位を計測した。

ボルト軸力の導入については，リラクゼーションによるボルト軸力の低下を考慮し，実際の施工と同様に設計軸力(56.9kN)の 10%増しで導入した。実験は軸力導入後 24 時間経過し，軸力の低下が安定してから実施した。軸力の計測については，ボルト頭部に 2 軸ひずみゲージを設置し，事前にひずみと軸力の関係を校正したボルトを使用した。また，载荷中の面外方向への転倒防止のため，上部水平材の上フランジの両側に面外拘束治具(チルトタンク)を設置し(写真-6.1 参照)，面外方向への変位を拘束した。

载荷パターンは，図-6.8 に示すように  $\Delta=3$  mmを基準とした漸増変位繰り返し载荷とする。これは，事前解析の結果をもとに最大耐力までに 5 サイクル以上繰り返し载荷できるように  $\Delta=3$ mmとした。最大耐力後はブレース材に顕著な局部座屈が生じるまで漸増し，その後は破断まで同じ変位で繰り返し载荷を行った。载荷変位は上弦材端部の変位基準点の载荷軸方向に設置した変位計の値を基に制御し，供試体の R 側を正の方向とした。また，アクチュエータ制御は変位速度制御で行い，実験開始時の载荷速度は 0.2mm/sec とし，最大荷重到達後は载荷速度が実験結果に影響しない範囲で速度を増加させた。また，本研究で対象とするトラス橋の端対傾構の鉛直材に作用する死荷重は小さく，事前解析 (Appendix3 A3.2) において鉛直荷重の有無による差がみられなかったため，水平荷重のみを载荷した。

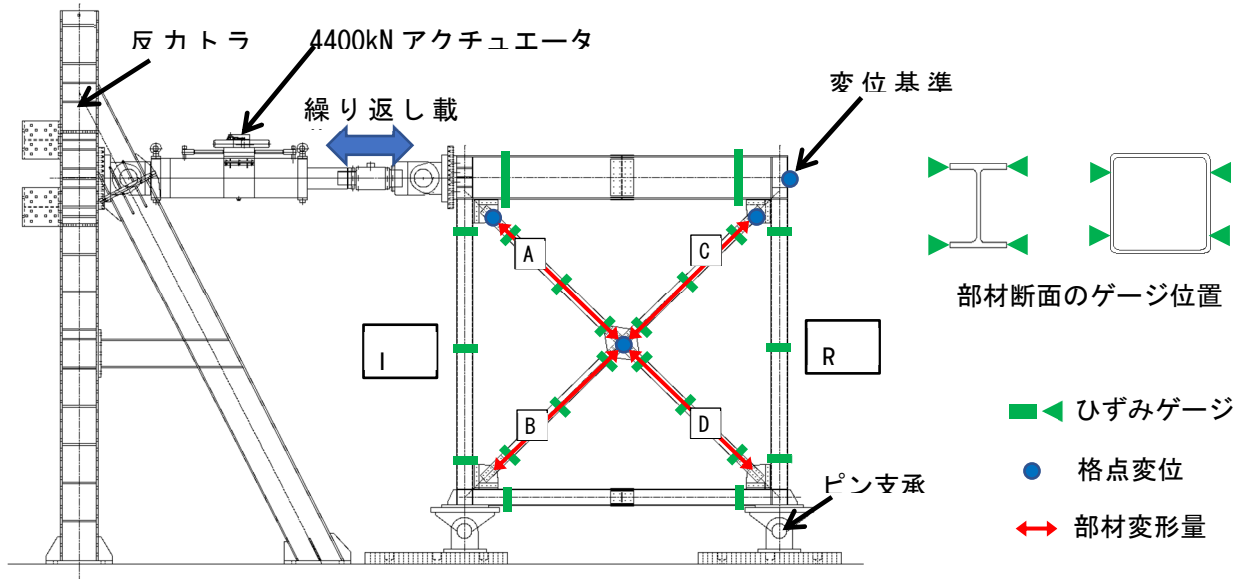


図-6.7 実験荷装置および計測概要

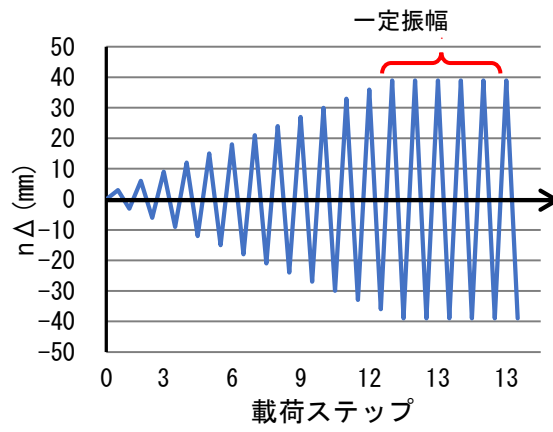


図-6.8 荷パターン

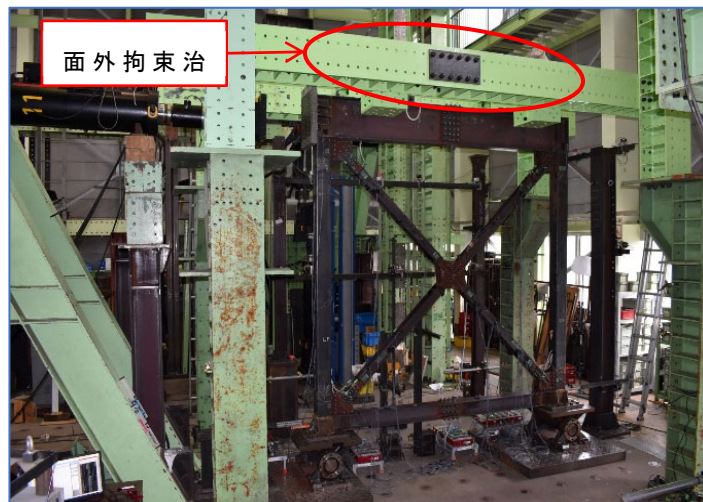


写真-6.1 実験荷装置

## 6.3.2 実験結果

### (1) 最終の変形状態

写真-6.2 にパネル供試体の損傷状況を示す。写真-6.2(a)は載荷終了後に水平荷重を除荷した状態のパネル供試体の損傷状況である。最後の振幅 40mm を 5 回繰り返して、実験は終了した。その振幅で荷重を抜いた状態（荷重はゼロ、変位はゼロではなく、約左方向に 25mm 移動した状態）を示す。この状態が、実験終了後の残留変形状態であり、ブレース材が大きく部材座屈しているのがわかる。最大耐力到達以降、パネル下側の左右のブレース材に部材座屈が生じた。部材座屈は下側のみで、上側のブレースに座屈は生じなかった。また、写真-6.2(a), (c)に示すように、ブレース材両端はピン結合ではなく、両端固定のような形で変形していることがわかる。部材座屈の発生した位置を拡大した写真が写真-6.2 (b)であり、局所的に多少面外方向へ変形した局部座屈も観察された。なお、その部材座屈は、X字型にクロスした対傾構の下側の両ブレース材だけに発生し、上側はほとんど部材座屈しなかった。写真-6.2 (c)は、左下端の接合部付近を拡大したものであり、ガセットの添接板が完全固定状態になって母材（ブレース材）が変形しているのがわかる。さらに、写真-6.2(d)にブレース材(D)接合部の破断状況を示す。接合部付近の曲げ変形により、ブレース材フランジのボルト孔位置から亀裂が発生し、最終サイクルの引張力作用時に完全に破断した。同写真のように、パネル供試体の終局はブレース材自体ではなく接合部であった。写真-6.3 に示すように建築分野で実施されたブレース材の実験<sup>7)</sup>では、本実験の結果と異なり、ブレース材中央の局部座屈が発生した位置で破断が生じているケースもあった。このように異なったのは、ブレース材の両端の接合条件およびブレース材に入ってくる荷重状態の差によるものと考えられる。本実験は、できるだけ忠実に対象橋梁のブレース材を縮小した供試体による実験であるため、実際の橋梁でも、ブレース材自体で破断するのではなく、接合部で破断する可能性が高いと予想できる。ガセットプレートおよび添接板については、目立った損傷は生じておらず、ボルト孔の変形も見られなかった。また、全ての格点において接合部のすべりは発生しておらず、すべりの痕跡は見られなかった。よって実際の接合面のすべり耐力は、すべり係数を 0.4 として算出した設計耐力より大きいと考えられる。

下弦材については目立った損傷は確認できなかったが、鉛直材は下側のガセットプレート近傍に、触れてわかる程度のわずかな座屈が生じた。

### (2) 水平荷重－水平変位関係

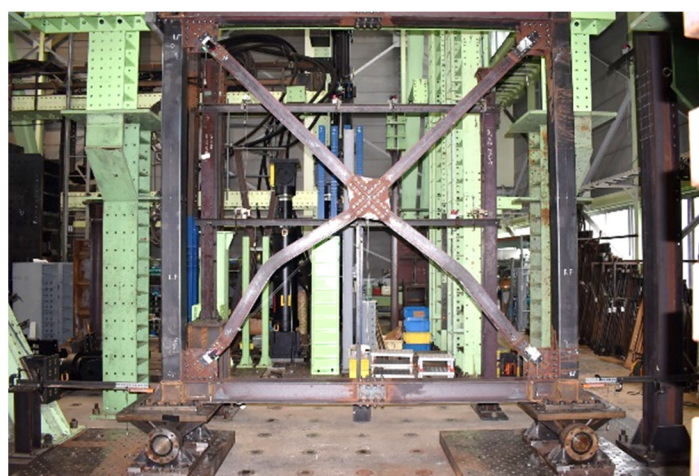
実験から得られたパネル供試体の水平荷重－水平変位履歴曲線を図-6.9 に示す。図の縦軸はアクチュエータのロードセルの荷重値、横軸は変位基準点での載荷軸方向の変位である。また、図中に最大荷重および最大荷重時の変位を示す。

図より、振幅+7Δ(+21mm)載荷時に最大耐力に達し、右下のブレース材(D)に部材座屈が生じた。



次に-7 $\Delta$  載荷時に、負側の耐力ピークに達し、左下ブレース材(B)に座屈が生じた。座屈の進行に伴い、荷重が低下しているが、振幅 $\pm 9\Delta$  (+27mm)以降は荷重の低下が比較的緩やかで、安定した履歴を描いている。振幅 $\pm 11\Delta$  ( $\pm 33$ mm)付近で、ブレース材中心に局部座屈が生じ、振幅 $\pm 13\Delta$  ( $\pm 39$ mm)において局部座屈が顕著になったため、以後破断まで同じ変位で繰り返し載荷をおこなったが写真-6.3 に示すような破断には至らなかった。振幅 $\pm 13\Delta$ での繰り返しにより、徐々に荷重が低下し、最終的には6回目の振幅-13 $\Delta$  (-39mm)載荷時に、引張側となるブレース材(D)が破断したことで急激に荷重が低下し、載荷を終了した。実験で得られた荷重-変位関係は、鋼製橋脚の場合にみられるような紡錘形の履歴ループを描いており、ブレース材単体では非エネルギー吸収部材であるものの、パネル全体としてみた場合、一定のエネルギー吸収能を期待できる可能性がある。

また、実験から得られた最大荷重は、図-6.9 で示したように約 1060kN である。ここで、設計座屈耐力との比較の目安として、ブレース材にかかる軸力をつり合い式から求めた場合、約 740kN となる。この値は、表-6.2 に示した両端ピン結合として求めた座屈限界値 488kN の 1.5 倍程度であり、両端固定結合とした場合の座屈限界値 728kN により近い値である。



(a) パネル全体の変形状態 載荷終了



(b) ブレース材(B)下面の局部座屈



(c) ブレース材(B)の接合部付近の変形



(d) ブレース材(D)の破断

写真-6.2 パネル供試体の損傷状況

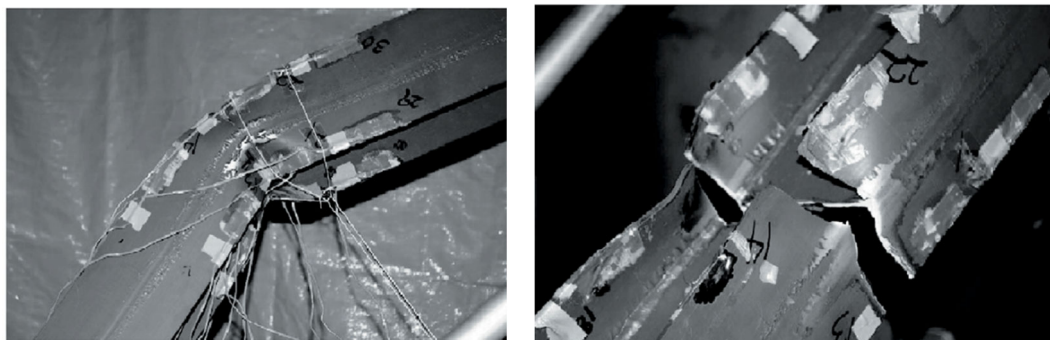


写真-6.3 H1013 の破断発生および完全破断<sup>7)</sup>

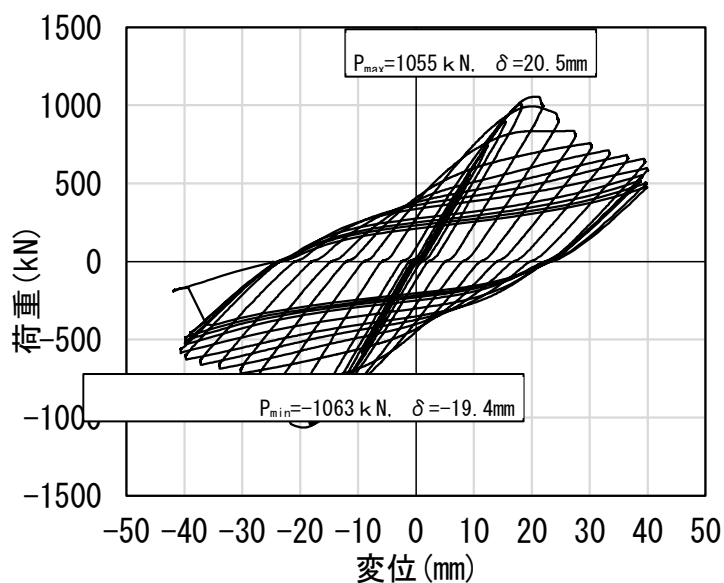


図-6.9 パネル供試体の荷重－変位関係

### (3) 部材のひずみ－累積変位関係

パネル供試体を構成するブレース材，水平材および鉛直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．図-6.10に，ブレース材，下弦材および鉛直材のひずみ－累積変位関係の一部を示す．図の縦軸は，各部材に生じたひずみを降伏ひずみ  $\epsilon_y$  で無次元化した値，横軸は累積水平変位である．また，図中には最大荷重  $P_{max}$  到達時すなわち座屈発生時点での累積変位(278mm)を破線で示している．各部材のひずみ計測位置を図-6.10(a)に示す．

図-6.10(d)～(f)より，ブレース材のひずみについては，最大荷重到達前の， $\pm 6\Delta$ において降伏ひずみを超え，部材端部のひずみは  $2\epsilon_y$  程度となっている．その後，最大荷重に到達し，座屈が発生するとともにひずみが急激に増大している．図-6.10(b)より，下部水平材は部材端部から曲げの作用により，最大荷重到達前に上フランジのひずみが増加し始め，最大  $4\epsilon_y$  程度まで増加した．その後は荷重とともに低下し， $\pm 2\epsilon_y$  程度で安定している．図-6.10(c)より，鉛直材については，水平荷重ピーク時に降伏ひずみをわずかに超える程度で，ほぼ弾性的な挙動を示している．



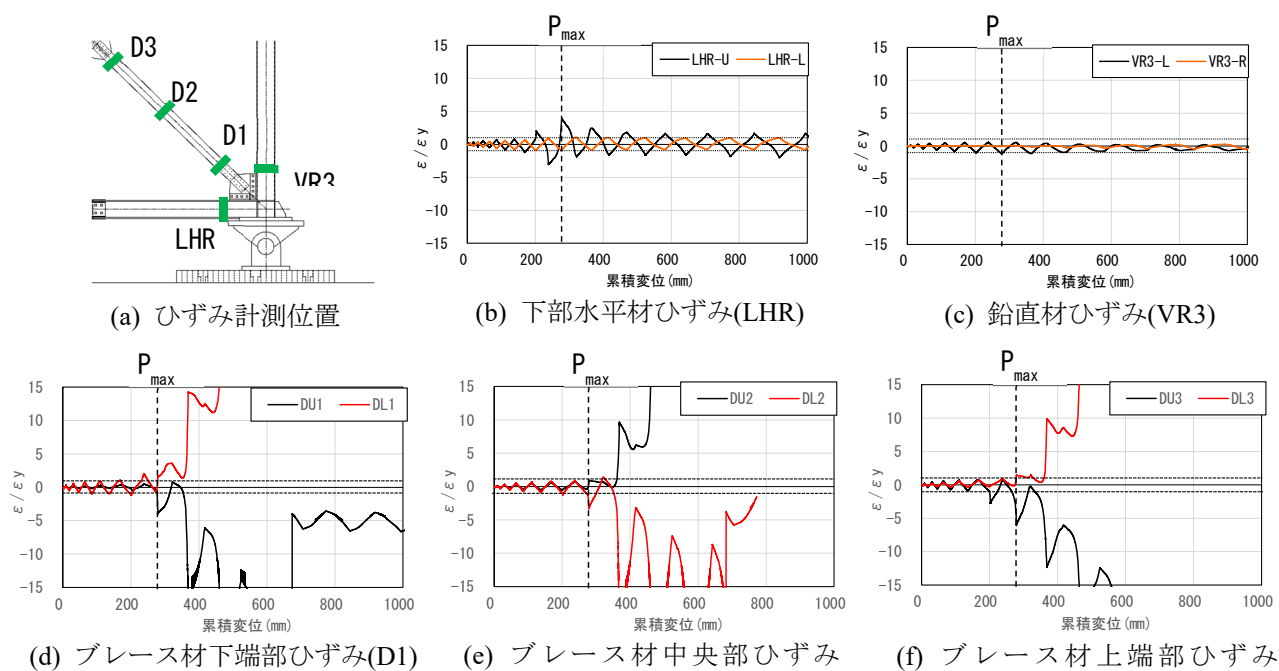


図-6.10 部材のひずみ-累積変位関係

### 6.3.3 考察

パネル供試体の最大荷重は前述したように約 1080kN 弱であり、その荷重の分力を考えて、ブレース材に流れる力を目安的に求めると約 770kN になる。この値は、有効座屈長が  $0.5L_0$  (部材端部が剛結合) の場合の座屈限界値 728kN とほぼ一致している。また、前述した写真-6.2(c)から、ブレース材がガセット添接板の位置を固定して座屈しているのがわかり、この座屈状況から端部が固定状態になっているといえる。

そこで、実際の鋼トラス橋に対して、座屈限界値を両端ピン結合から両端固定結合の条件へ変更すると各限界値の関係がどうなるか、再度計算した結果を表-6.2 に示すと図-6.6 は図-6.11 のようになった。また、供試体についても同様に両端固定結合で再計算した。ただし、できるだけ実挙動を表現するため、ブレース材の板厚は実測値、有効座屈長は写真-6.2(c)から判断してガセット間距離の 1/2、降伏耐力は過去の接合部実験からブレース材一般部で評価した。すべり摩擦係数はボルトが実際にすべった実験結果から 0.5 に設定した。同図内のグラフから、実橋と同様に 2 面摩擦ではすべらない結果となったが、すべり限界値に余裕がないといえる。

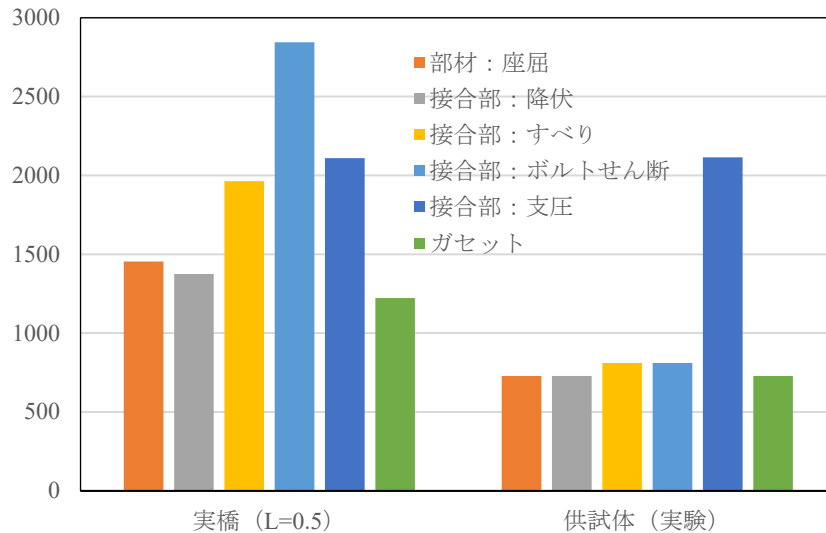


図-6.11 実橋と供試体の限界値の比較

## 6.4 実験の検証解析

### 6.4.1 解析モデル

実験結果を正確に再現するため、本研究で提案する解析モデルの概要を図-6.12 に示す。なお、本解析で使用した解析ソフトは、SeanFEM<sup>8)</sup>である。パネル供試体全体の骨組モデル図についても同図内に示している。実務での使用を前提にしているため、できるだけ簡易的なモデルとし、図に示すように、はり要素（ファイバー要素）を用いたファイバーモデルとした。ブレース材の座屈モードが表現できるように、ガセット部を除くブレース材の要素分割を8分割とした。なお、ガセット端部から鉛直材の軸心までの部分は、剛体とした。材料構成則は、図-6.13 に示すようなトリリニア型移動硬化則とした。通常の耐震設計においては、バイリニアモデルが使用されるが、本解析では最大荷重以降の大ひずみ領域まで計算するため、応力を高く評価しないように引張強さに達した後はひずみ硬化なしとした。ただし、このモデルは繰り返し载荷の影響が考慮できないため、できれば2曲面モデルのような高精度なモデルを使用することが望ましいと思われる。断面寸法を図-6.3 のとおりとして鋼材のミルシートから降伏点応力度および引張強さ等の材料特性値を表-6.2 に示す。

なお、前述の実験結果から分かるように、ブレース材は両端固定結合の挙動を示しており、パネル全体の変形に伴いブレース材端部に曲げが生じ、結果としてブレース材には初期不整が与えられた状態になる。解析モデルにおいてもブレース材の境界条件は固定端としており、パネルの変形により実験と同様の挙動を示し、両端固定結合の座屈モードとなったことから、初期不整を与える必要がないと判断した。

また、本研究の対象橋梁は、ブレース材に形鋼が使用されており、部材座屈が先行するが、ビルドアップした箱型断面部材（溶接構造）は局部座屈が先行する場合<sup>7)</sup>もある。その場合には、図-6.12 内でファイバー要素とした部分をシェル要素でモデル化することになる。

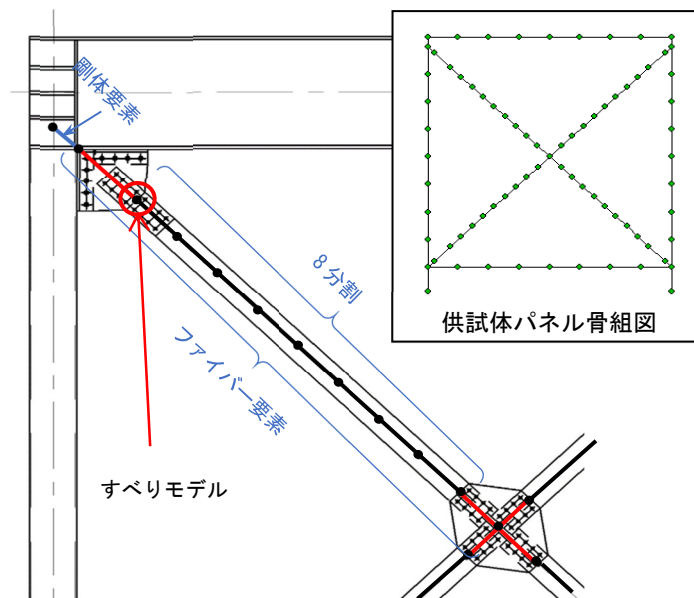


図-6.12 提案モデル

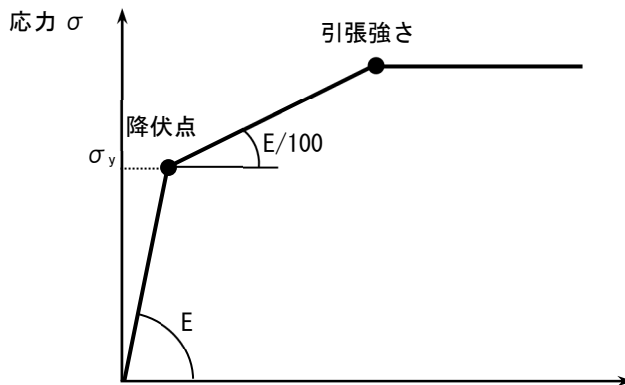


図-6.13 ブレース材の材料構成則

表-6.3 各部材の材料特性値

	降伏応力度	引張強度	伸び
上部水平材	317	442	31
下部水平材	321	461	29
鉛直材	358	454	37
ブレース材	360	457	30

## 6.4.2 解析結果

### (1) パネル供試体の荷重－変位関係

解析結果から得られた水平荷重－水平変位履歴曲線を図-6.14 に示す。比較のため実験結果をも示す。図より、最大荷重までの履歴については、解析と実験結果は良い精度で一致しているのがわかる。最大荷重を過ぎた劣化域においてはやや差異がみられるが、履歴ループの形状はよく似ており、全体として実験結果をよく再現できている。また、最終の±39mm の繰り返しのループにおいて、荷重の低下に差がみられるが、実験では最終段階でブレース材が部材座屈から一部局部座屈（写真-6.2(b)参照）へ移行したことおよびブレース材端部に亀裂が生じたことが原因と考えられる。提案モデルは、はり要素（ファイバー要素）によりモデル化しており、局部座屈および亀裂までは表現できていないため、実験よりやや荷重が大きくなっている。また、本解析においても、実験と同様に接合部のすべりは発生しなかった。

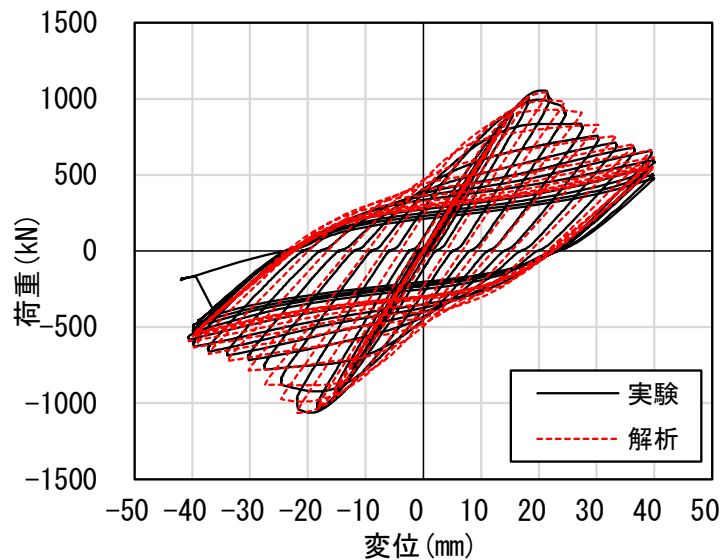


図-6.14 実験と解析の荷重－変位曲線の比較

### (2) ブレース材の荷重－変位関係

実験において座屈が発生したパネル供試体下側のブレース材に着目し、再現解析によって得られた、右下のブレース材の軸力と部材軸方向の伸縮量の関係を図-6.15 に示す。図より、軸力－伸縮量関係は、局部座屈を起こさない中心軸圧縮柱の典型的な履歴ループとなっている。また、圧縮側の最大値は 750kN であり、実験と同様に両端固定結合とみなした場合の設計座屈耐力 728kN に近い値となっている。引張側の最大値は 880kN であり、設定したすべり耐力 910kN とほぼ同じになっている。このことから、実験においても接合部がすべる直前であったと推察できる。

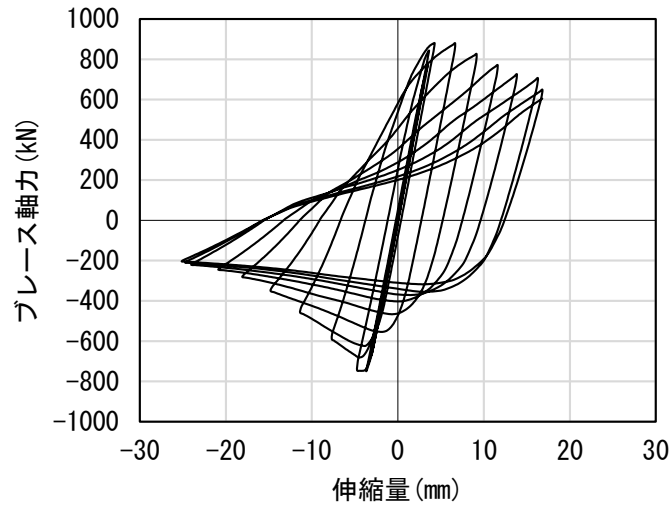


図-6.15 ブレース材の荷重－変位関係

(3)パネル供試体の変形状態

再現解析終了時のパネル供試体の変形状態を図-6.16 に示す．図は，写真-6.2(a)で示した，実験終了後の変形状態相当する，水平荷重を除荷した状態の変形図（変形表示倍率：1倍）である．解析結果は下側のブレース材が座屈しており，座屈形状についても実験の変形状態とよく一致していることがわかる．

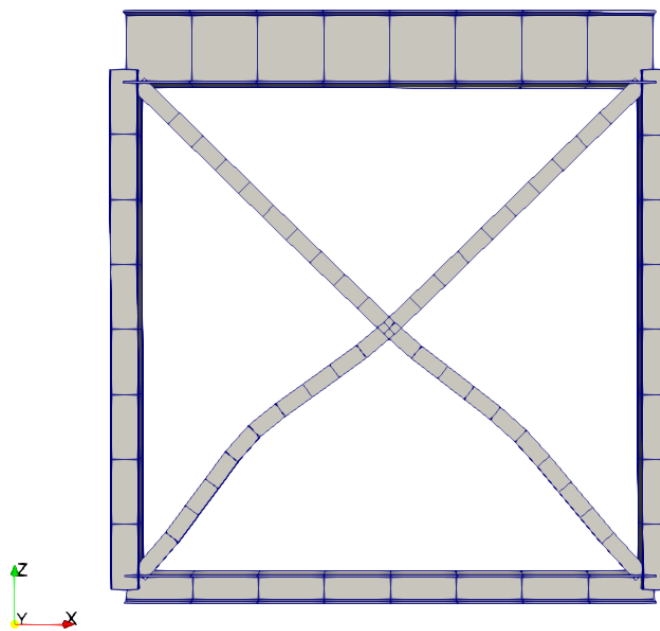


図-6.16 解析結果のブレース材変形状態

### 6.4.3 考察

提案モデルによる、パネル供試体の実験再現解析の結果、荷重－変位関係およびブレース材の座屈形状は実験結果とよく一致した。ブレース材接合部を剛接合とした本提案モデルは、ブレース材を含むパネル構面の挙動を十分に再現できるといえる。

古くからトラス橋は、軸力のみが発生するトラス部材として両端をピン結合でモデル化されてきた。そのようにモデル化された解析モデルに対して、線形解析解を行い、許容応力度法により設計を行ってきた。それは、計算が容易で、設計上安全側との判断からである。しかし、当時の設計荷重を超えるレベル2地震動による既設鋼トラス橋の耐震設計においては、前述したように設計上両端をピン結合にすることが必ずしも安全であるとは限らないことがわかった。例えば、従来の解析モデルでは次のような誤った耐震補強が考えられる。両端ピン結合によりブレース材の座屈限界値を過小評価することになって、照査を満足するように剛性アップのためブレース材に対してボルトによる当て板補強が行われるケースが多い。今回の実験でわかったように、ブレース材の座屈限界値は、両端ピン結合ではなく両端固定結合である。当て板補強によって、必要以上に座屈限界値を上げてしまい、それにより、第4章の実験結果のようにガセットプレートがブレース材よりも先に損傷して、ブレース材の性能を十分に発揮しないまま鋼トラス橋が終局状態を迎えると予想できる。このような耐震補強は、建設コストの増加だけでなく、橋の耐震性能を低下されことになり十分な注意が必要である。

また、今回の実験により、ブレース材を含むパネル供試体の荷重－変位曲線（履歴ループ）から、エネルギー吸収部材である鋼製橋脚と同様な紡錘型になることが確認できた。さらに、ブレース材が座屈してもすぐには終局状態に至らず、破断する箇所はブレース材ではなく接合部であった。ブレース材は、学会示方書<sup>2)</sup>においても、非エネルギー吸収部材として分類されている。確かにブレース材単独では、非エネルギー吸収部材であるが、ブレース材が組み合わさった対傾構（1構面）では、エネルギー吸収部材として期待でき、ブレース材自体の塑性化が許容できると考えている。

さらに、ブレース材両端を固定結合として、実験が再現できる実務的な解析モデルを提案した。本提案モデルを用いて、道路管理者が適切な判断で限界値（例えば、弾性限界ではなく最大耐荷力）を決めた上で、前述した照査式により耐震設計を行えば、合理的な耐震補強が期待できる。

## 6.5 まとめ

本章では、上路式トラス橋の支点上対傾構に着目し、実橋梁の構造を忠実に再現した 1/2 スケールの供試体を用いて、漸増変位繰り返し載荷実験を行い、対傾構を含むパネル構面の終局挙動を実験的に明らかにした。さらに、パネル供試体の挙動を再現できる解析モデルを提案し、実験の再現解析を行った。本章で得られた結論を以下に示す。

- 1) パネル試験体は最大荷重到達後に下側のブレース材に部材座屈が発生し、その後、ブレース材接合部のボルト孔位置で亀裂が発生し破壊に至った。
- 2) 実験から得られた荷重-変位曲線は、鋼製橋脚にみられるような紡錘形の履歴ループを描いており、パネル構面としては一定のエネルギー吸収が期待でき、ブレース材の損傷を許容できる可能性を示した。
- 3) 実験から得られたブレース材軸力の最大値は、両端を固定結合とした場合の設計座屈耐力により近い値となった。
- 4) ブレース材両端を固定結合として提案した解析モデルは、実験結果とよく一致しており、ブレース材含むパネル構面の挙動を十分に再現できることを示した。
- 5) ブレース材両端を固定結合とした本提案モデルを用いて求められる最大耐力を限界値として、トラス橋の補強設計を行うことで、必要以上の補強をせずに合理的な耐震補強が期待できる。

## 第6章（参考文献）

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書（V耐震設計編）・同解説，丸善，2002.
- 2) 土木学会：2018年制定 鋼・合成構造標準示方書 [耐震設計編]，丸善，2018.
- 3) 嶋口儀之，山田忠信，野中哲也，馬越一也，鈴木森晶：繰り返し荷重を受ける鋼トラス橋のブレース材の終局挙動に関する実験および再現解析，構造工学論文集，Vol.68A，2022.
- 4) 土木学会：2016年制定 鋼・合成構造標準示方書総則 編・構造計画編・設計編，丸善，2016.
- 5) 加村隆志，北後寿：摩擦面に薬剤処理を施した高力ボルト摩擦接合に関する実験的研究，日本建築学会構造系論文集，第487号，pp.131-140，1996.
- 6) 本多克行，山口隆司，橘肇，吉岡夏樹，齊藤史朗，中村定明：既設構造物の高力ボルト摩擦接合継手接合面への改良した錆促進剤の適用に関する検討，構造工学論文集 Vol.64A，pp.491-502，2018.

- 7) 竹内徹, 秦康, 松井良太 : 局部座屈を伴う H 形断面ブレースの累積繰り返し変形性能, 日本建築学会構造系論文集, 73 巻, 第 632 号, pp.1875-1882, 2008.
- 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.



## 第7章 ガセットプレートの補強方法に関する研究

### 7.1 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．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，本章<sup>2)</sup>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とする，第4章においてレベル1地震動で設計されたブレース材パネルのガセットプレートの限界値が部材の座屈限界値よりも小さくなり，ガセットプレートが損傷することが確認できた．また，第5章においてガセットプレートの板厚を見直すことによりガセットプレートの限界値が大きくなり，ブレース材の両端固定結合としての座屈限界値に達するまでブレース材パネルの保有水平耐力を向上させることが確認できたことから，まず，現実的なガセットプレートの補強方法の提案を行う．この方法は，既設のガセットプレートを生かす構造で，補強コストの低減が図れる構造である．次に，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，提案した補強構造を反映した実験を行い，補強の効果を確認する．供試体は，道示に従いボルトピッチ，ボルト孔縁端距離等の接合部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の関係を明らかにする．この実験結果から，補強方法の有効性について検証する．さらに，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．

### 7.2 ガセットプレート補強構造の提案

第4章の実験により，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、ガセットプレートが損傷して、第3章で示した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、ガセットプレートの座屈限界値とすべり限界値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、図-7.1に示す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>3)</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。

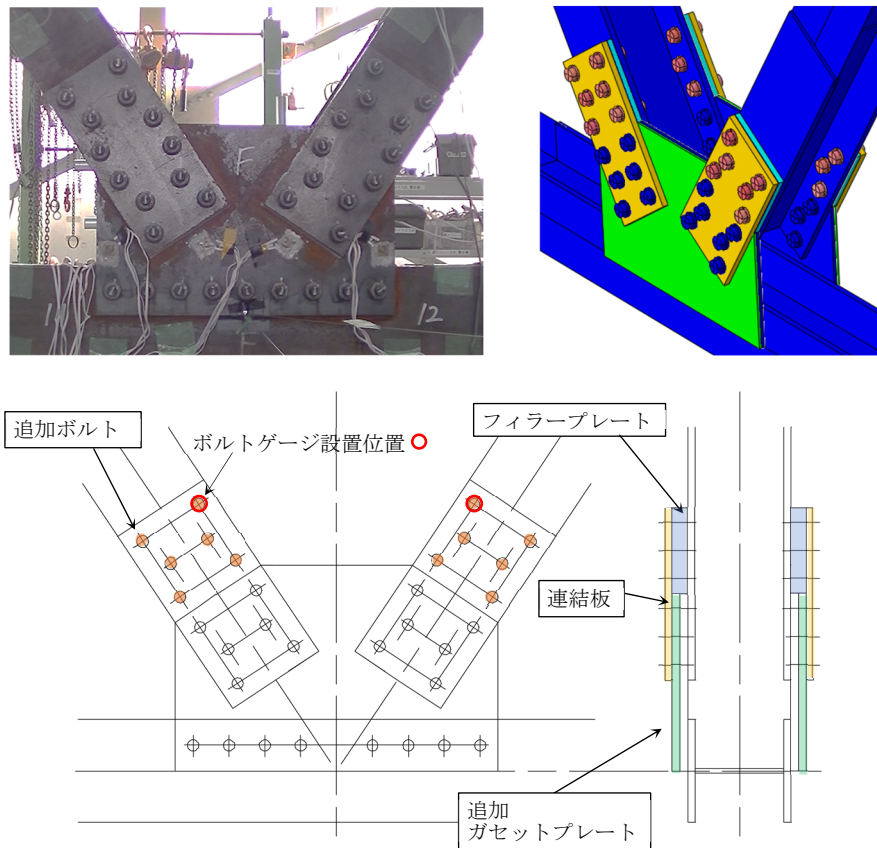


図-7.1 補強構造

## 7.3 実験によるガセットプレート補強効果の検証

### 7.3.1 実験概要

供試体 A と同じ鋼材を用いて、図-7.1 に示した補強方法で供試体 A を補強した実験供試体 C を製作した。詳細図を Appendix 1 「実験供試体図面：供試体 C」 に示す。上側水平材との接合部も同様に 2 面摩擦接合とする。実験は第 4 章、第 5 章で示した実験（図-7.2）と同様の方法で行った。供試体 C 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、すべり限界値（ $273 \times 2 = 546 \text{kN}$ ）よりも座屈限界値（ $616 \text{kN}$ ）が上回り、座屈限界値に達する前に、すべりが発生することが予想された。

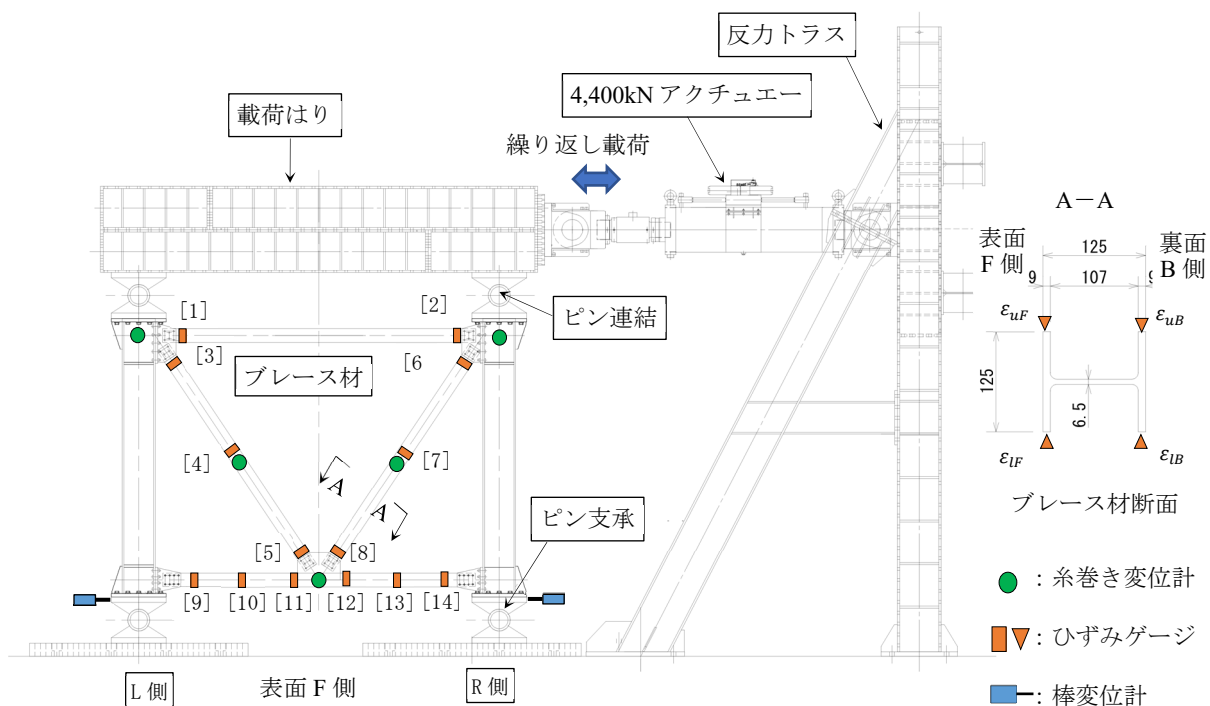


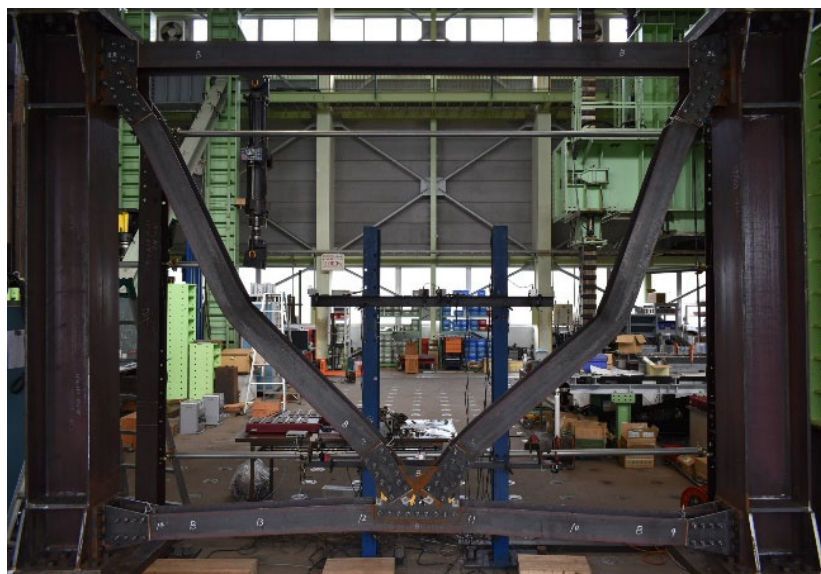
図-7.2 静的繰り返し荷重実験装置

### 7.3.2 実験結果

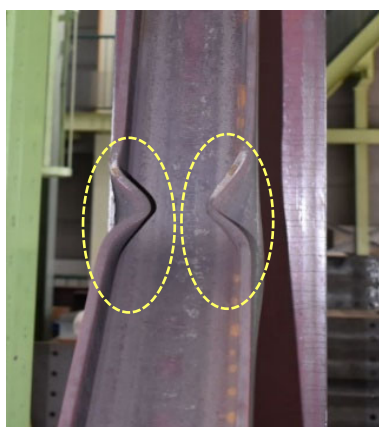
#### (1) 最終の変形状態

本実験では振幅+66mm で荷重が 1/4 に低下したので荷重を終了した。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-7.1(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結合ではなく、両端固定結合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-7.1 (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-7.1 (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、供試体 B の実験結果と同じ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。



(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-7.1 実験結果（実験終了後）

## (2) ブレース材パネルの荷重-変位曲線

図-7.3 に供試体 C 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。接合部を補強構造へ変更した供試体 C 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-7.3 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。

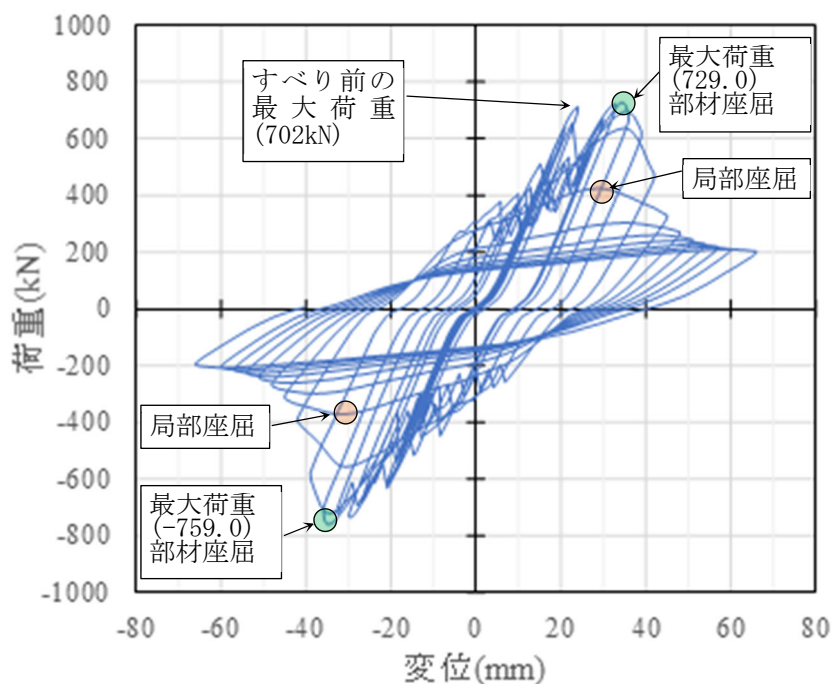


図-7.3 荷重-変位曲線

### (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(7.1)，式(7.2)により求める。

$$\varepsilon_u = \frac{\varepsilon_{uF} + \varepsilon_{uB}}{2} \quad (7.1)$$

$$\varepsilon_l = \frac{\varepsilon_{lF} + \varepsilon_{lB}}{2} \quad (7.2)$$

ここで， $\varepsilon_{uF}$ ， $\varepsilon_{uB}$ ， $\varepsilon_{lF}$ ， $\varepsilon_{lB}$ は図-7.4 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-7.4 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る曲がりが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。

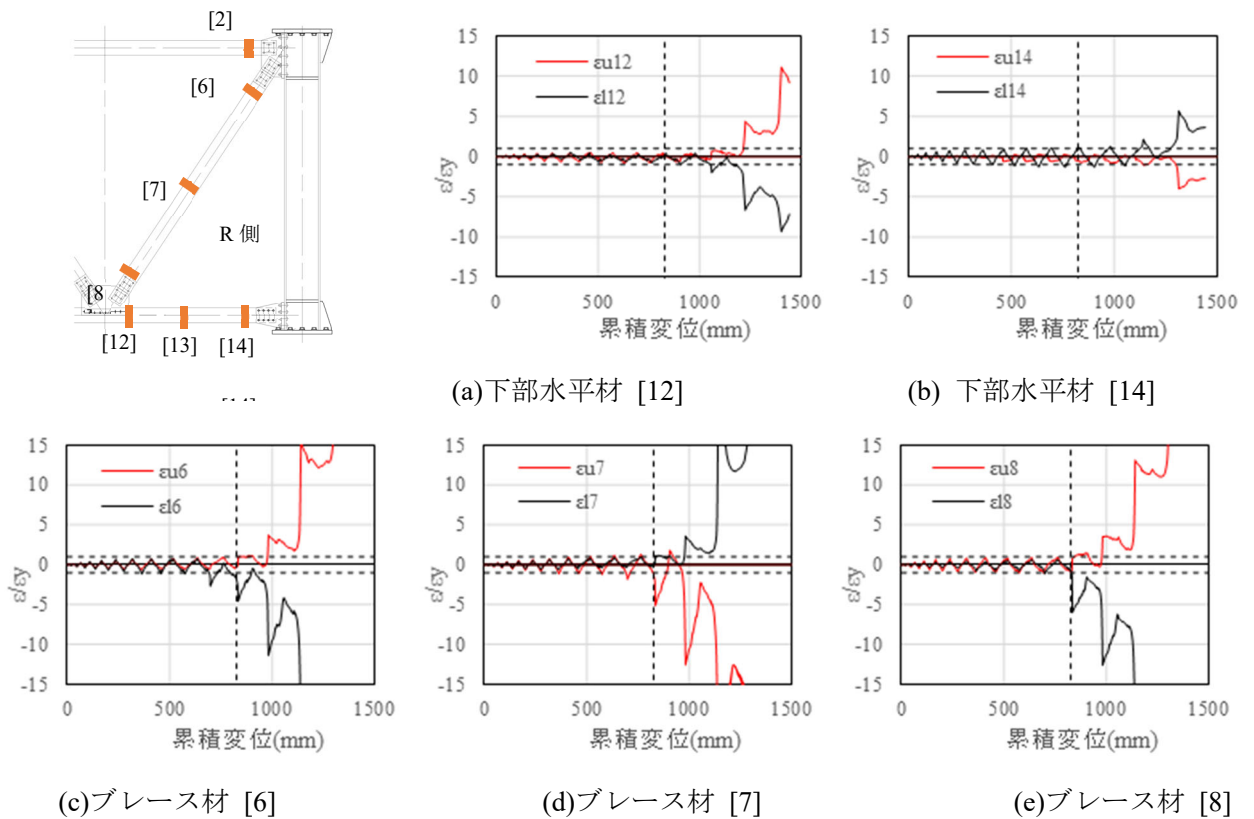


図-7.4 部材のひずみ-累積変位関係

#### (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-7.5 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-7.2 の[7])の平均ひずみ値  $\epsilon_{av}$  から式(7.3)により算出する。すべり荷重は導入ボルト軸力から式(7.4)で算出する。

$$N = EA\epsilon_{av} \quad (7.3)$$

$$P_{sj} = P_{bj} \times \mu \times m \quad (7.4)$$

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、 $P_{bij} = \sum_{i=1}^n P_{bij}$ 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。

すべり係数は、実験におけるすべり時の式(7.3)から求めた軸力と式(7.4)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-7.5[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>3)</sup>以上が得られたと考えられる。繰り返し荷重の過程で、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。

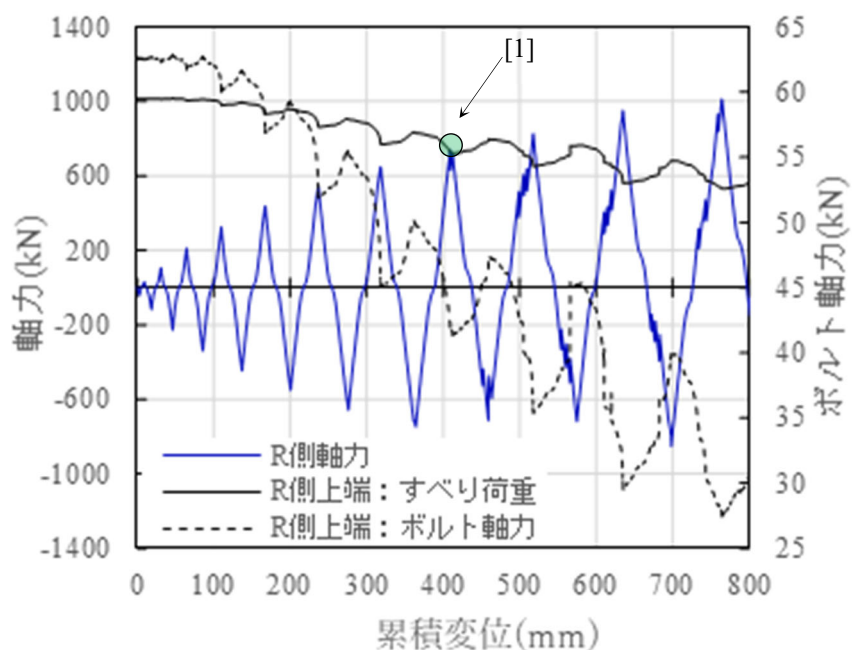
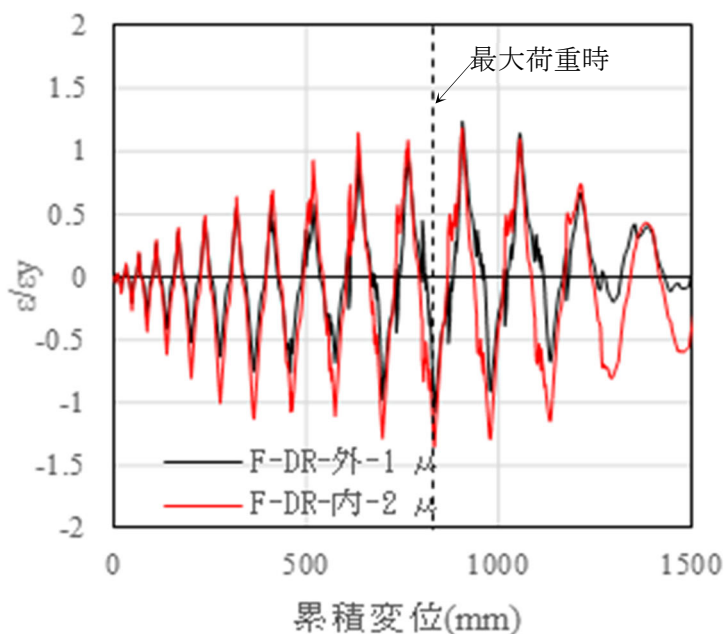


図-7.5 荷重・すべり荷重およびボルト軸力と累積変位の関係

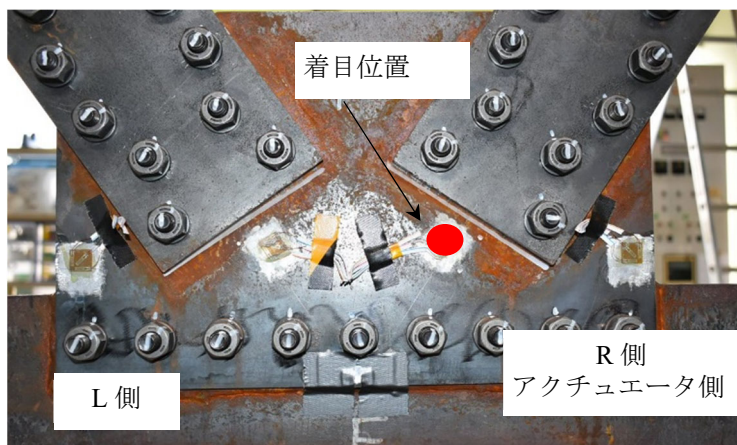
##### (5) ガセットプレートひずみ

ガセットプレートのひずみと累積変位の関係を図-7.6(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。



(a) R側 (F面)



(b)ひずみゲージ位置

図-7.6 ガセットプレートひずみー累積変位関係

### 7.3.3 考察

第5章の供試体Bと本章の供試体Cの荷重-変位曲線を図-7.8にしめす。供試体Bはガセットプレートを増厚しもので、供試体Cは供試体Aのガセットプレートを前述の方法で補強し、ガセットプレートの増厚を図ったものである。両方の実験結果はすべり挙動が異なるが、最大荷重値



および最大荷重後の挙動が類似しており、提案した補強効果が検証できている。また、第5章で示した実験結果を反映した各限界値について、さらに本章の実験結果を反映させて考察する。見直し内容は、(a)パネルの最大荷重と座屈モードから座屈限界値は両端固定結合の有効座屈長(0.5L)で算出、(b)降伏限界値は一般部の断面で算出、(c)ガセットプレート補強構造を反映させガセット限界値はガセットプレート増厚後で算出、(d)すべり限界値は2面摩擦接合としてすべり係数を0.55で算出、とした。その結果、各限界値は図-7.8のようになった。実験では、(a)、(b)および(c)により座屈限界値、ガセットプレート限界値およびすべり限界値が向上したが、わずかにすべり耐力が小さかったのですべりが発生した。

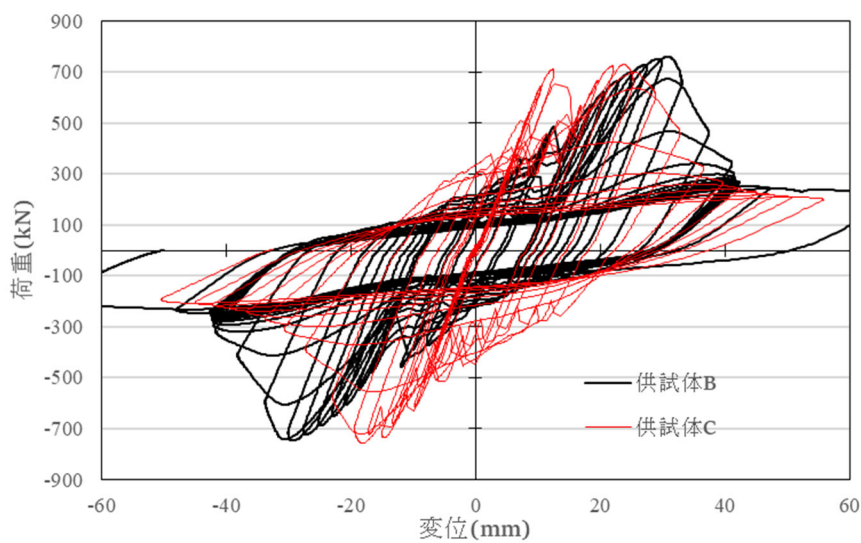


図-7.7 荷重 - 変位関係

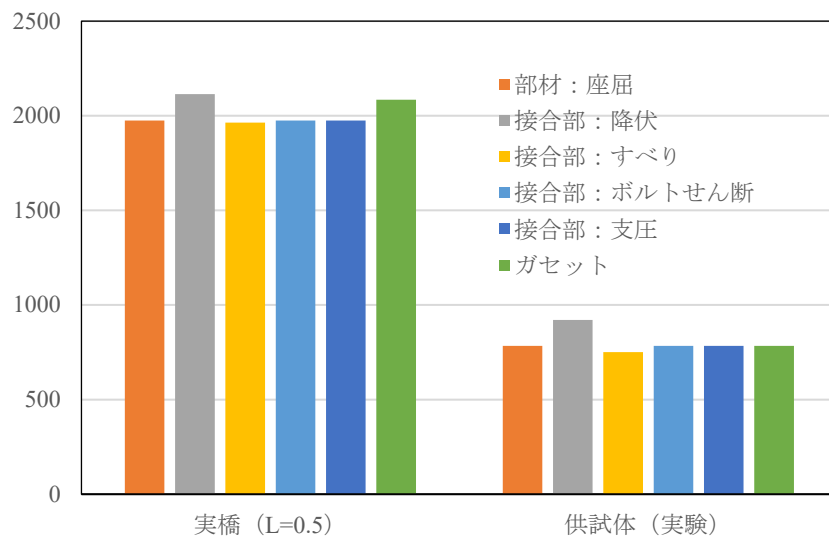


図-7.8 設計耐力の比較

## 7.4 解析によるガセット必要板厚についての検討

### 7.4.1 解析モデル

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。前述した実験結果をある程度再現できる（ボルトすべりなし）解析モデルを図-7.9 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 C 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。荷重梁ははり要素(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>4)</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 E/100 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 C 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 C 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 C 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。荷重条件は実験と同様に強制変位による繰り返し漸増荷重とした。

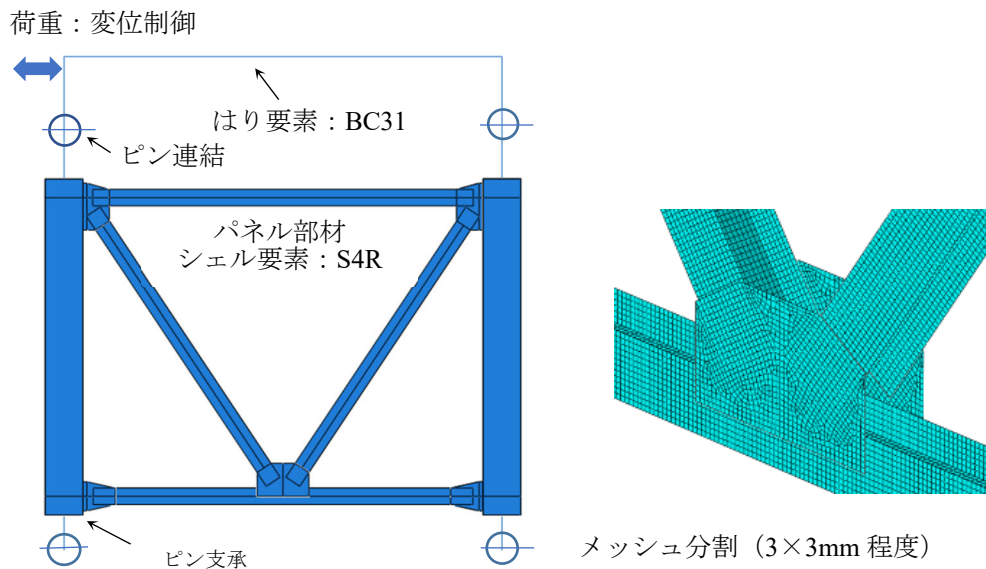
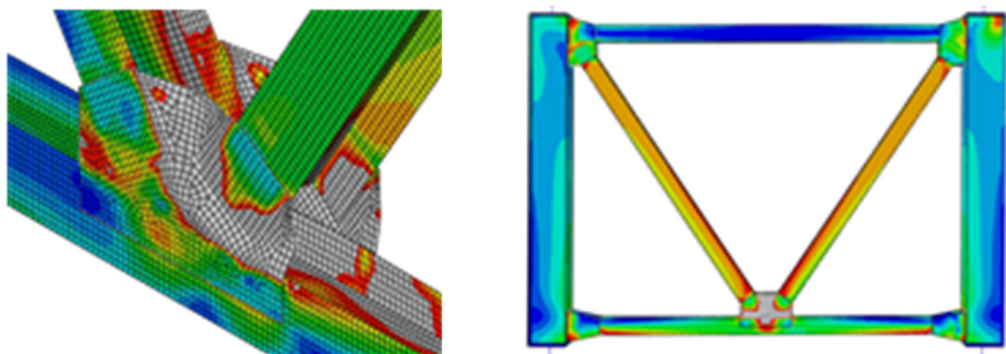


図-7.9 解析モデル

## 7.4.2 解析結果

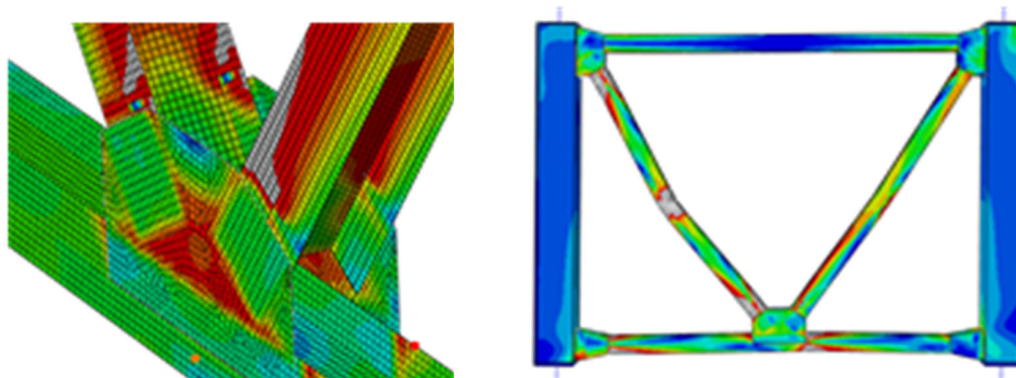
### (1) 実験の挙動説明

図-7.10 と図-7.11 に供試体 A と供試体 C 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 C 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実験と同様に FEM 解析でも確認できた。



(a) ガセットプレート (最大荷重後) (b) ブレース材パネル(最大荷重時：674kN)

図-7.10 供試体 A



(a) ガセットプレート (最大荷重時：842kN) (b) ブレース材パネル最大荷重後

図-7.11 供試体 C

## (2) ガセットプレート板厚検討

### 1) 検討内容

道示<sup>5)</sup>では、ガセットプレートの必要板厚のみが規定されている。図-7.12 に示すように、ガセットプレートに接する部材の幅を  $b$ (mm) とすると、必要板厚(mm) は式(7.5)で定められている。また、最小板厚は 9mm と規定されている。ここで  $P$  は、そのガセットで連結される部材の最大軸方向力(kN)であり、軸方向力が引張と圧縮で区別されていない。

式(7.6)は、図-7.12 に示す破断面が部材幅の 2 倍以上あると仮定して、両側に 2 枚のガセットで分担するとして作用応力度を計算している。式(7.5)は、式(7.6)で計算した作用応力度が許容応力度以下になるように必要板厚が導かれたもので、この場合の許容応力度は、SS400 材の  $\sigma_a$  : 140N/mm<sup>2</sup> 以下とするようにしている。

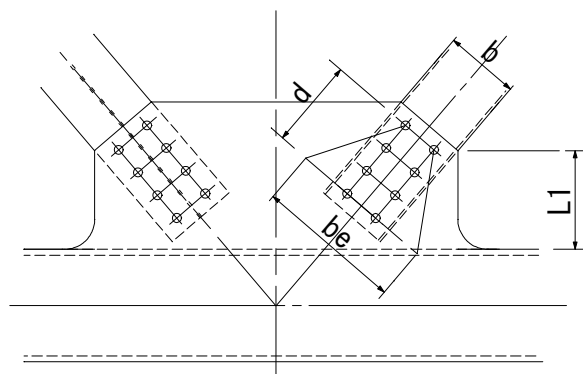


図-7.12 格点部構造

$$t = 1.8 \frac{P}{b} \quad (7.5)$$

$$\sigma = \frac{P \times 10^3}{4bt} \quad (7.6)$$

ここでは、図-7.9 の解析モデルを用いて、ガセットプレートの板厚を 4.5mm, 6mm, 7.5mm および 9mm について解析を行い、降伏点応力度に対してどの程度の発生応力であれば局部座屈が発生しないか検討する。载荷は、変位制御による Pushover 解析とする。ガセットプレートの降伏点強度は SS400 の公称値  $\sigma_y=235\text{N/mm}^2$  とする。材料構成則は、材料構成則はバイリニア型で二次勾配を E/100 とする。

## 2) 検討結果

解析結果として、図-7.13 に各板厚の荷重－変位関係、表-7.1 に式(7.5)，式(7.6)の計算結果、図-7.14 に終局状態と最大荷重時のガセットの Mises 応力を示す。t=4.5 の場合は図-7.14 からブレース材の最下端部が降伏しており，局部座屈が発生していることが解る。その他の板厚の場合は，表-7.1 に示すように最大荷重は部材座屈の限界値となっている。ただし，図-7.13 の荷重－変位関係では，t=6.5mm の場合の最大荷重は t=7.5mm と t=9mm と同程度であるが，最大荷重時の変位が大きくなっている。以上より，道示の必要板厚の  $7.5/9=0.83$  程度であればガセットプレートの限界値は確保できると考えられる。しかし，ガセットプレートとブレース材の配置関係が影響すると考えられるため，その都度，解析で確認することが望ましいと考える。

表-7.1 計算結果

ガセット板厚 (mm)	荷重 (kN)	斜材軸力 (kN)	式 7.1 (mm)	式 7.2 (N/mm <sup>2</sup> )
4.5	547.6	493.9	7.903	219.5
6.5	616.5	556.1	8.897	171.1
7.5	617.6	557.1	8.913	148.6
9	618.7	558.1	8.929	124.0

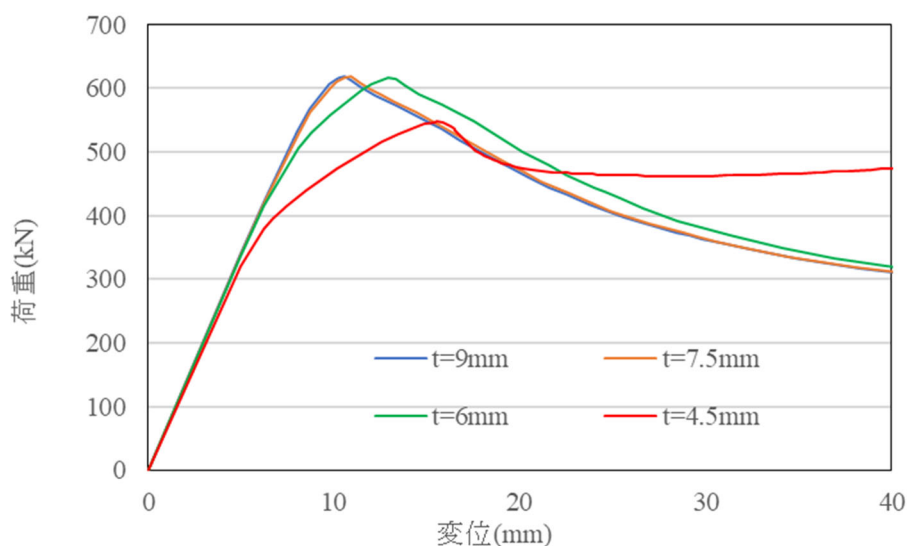
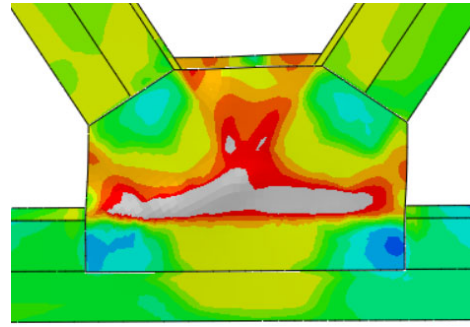
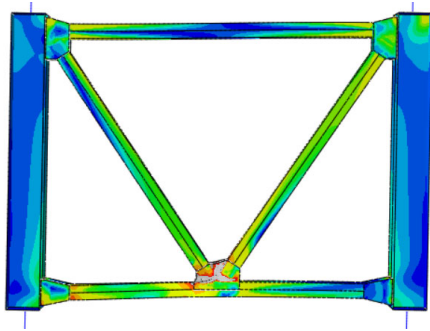
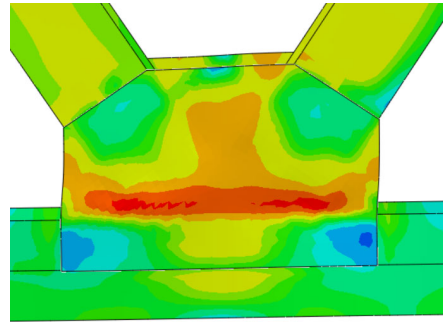
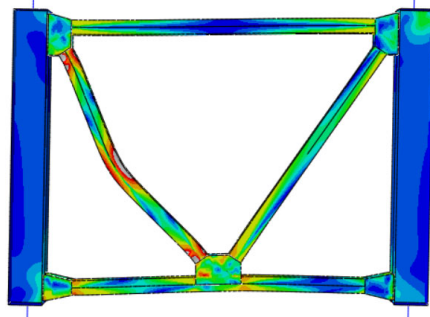


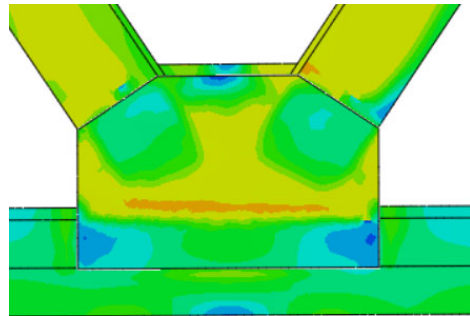
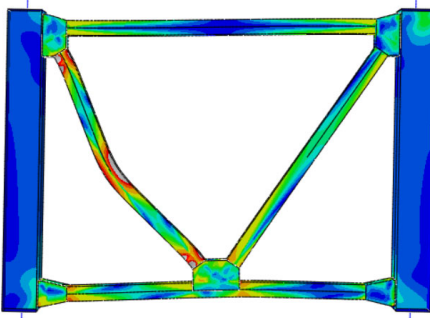
図-7.13 荷重－変位関係



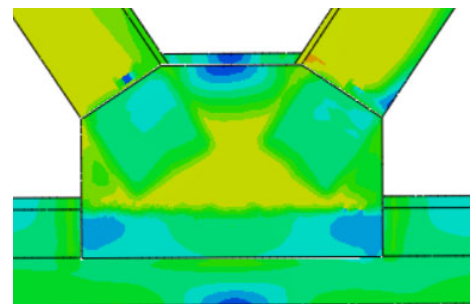
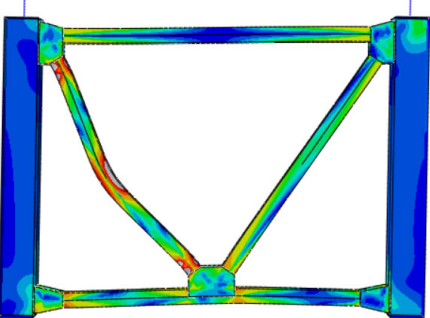
(a) ガセツト板厚  $t=4.5\text{mm}$



(b) ガセツト板厚  $t=6\text{mm}$



(c) ガセツト板厚  $t=7.5\text{mm}$



(d) ガセツト板厚  $t=9\text{mm}$

図-7.14 終局状態と最大荷重時のガセツトの Mises 応力

## 7.5 まとめ

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 C について載荷実験した結果、次のような知見を得た。

- 1) 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。
- 2) 実験により座屈限界値は両端ピン結合で計算した値でなく、座屈形状から両端固定結合の柱の座屈耐力で評価できることがわかった。座屈限界値が大きくなることにより、補強範囲の低減につながると考える。
- 3) 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。
- 4) 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。
- 5) 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。

## 第7章（参考文献）

- 1) 土木学会：鋼・合成構造標準示方書 耐震設計編，丸善，2018.
- 2) 山田忠信，野中哲也，馬越一也，鈴木森晶， 嶋口儀之：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，構造工学論文集, Vol.68A, 2022.
- 3) 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.
- 4) Dassault Systems Simulia Corp.：ABAQUS/ Standrd user's manual，2014.
- 5) 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.



## 第8章 結論

### 8.1 得られた結論の要約

本研究では、繰り返し荷重が作用する上路式の鋼アーチ橋および鋼トラス橋の耐震設計におけるブレース材の部材と接合部の終局挙動を明らかにして、接合部と接合される部材の限界状態の関係を明確にすることを目的とした。得られた結論を以下に述べる。

#### (1) 接合部と接合される部材の限界状態の関係の解明

接合部と接合される部材の限界状態を示す限界値を部材力(軸力)で評価しできるようにした。ガセットプレートの限界値は道示の必要最小板厚式から、軸力として評価し、接合部と接合される部材の限界値と比較できるようにした。繰り返し載荷実験により、ブレース材パネルの終局状態を解明し、接合部と接合される部材の限界状態の関係を明らかにした。

#### (2) 材料非線形性および幾何学的非線形性を考慮した動的解析の必要性

震度法レベル(レベル1地震動)の地震力で設計された既設の上路式鋼アーチ橋および上路式鋼トラス橋は、材料非線形性および幾何学的非線形性を考慮した動的解析でレベル2地震動を作用させた場合に、端支柱対傾構および支点上対傾構のブレース材が部材座屈により損傷することを確認した。アーチ橋やトラス橋の既設橋梁の動的解析は、部材の塑性化と部材の座屈現象が評価できる解析手法により損傷状況を確認する必要があると考える。

#### (3) ブレース材パネルとしての評価

ブレース材パネルの繰り返し載荷実験から次の知見を得られた。

- 1) 新たにブレース材パネルとしての荷重-変位曲線を得た。これは荷重-変位曲線、鋼製橋脚にみられるような紡錘形の履歴ループを描いており、パネル構面としては一定のエネルギー吸収が期待でき、ブレース材の塑性化を許容できる可能性を示した。
- 2) 実験から得られたブレース材軸力の最大値は、両端を固定結とした場合の設計座屈耐力により近い値になり、当て板等の補強を減らすことができる可能性を確認した。
- 3) 繰り返し載荷実験により、高力ボルト摩擦接合部にすべりが生じた場合もボルト孔壁とボルト円筒部の支圧による荷重伝達が行われ、接合部として機能することを確認した。
- 4) FEM解析で実験による終局挙動を検証することが可能であることを確認できた。

#### (4) ガセットプレートの補強方法を提案

ガセットプレートの限界値を向上させるための補強方法を提案し、実験により有効性を確認した。

各章ごとのまとめの詳細を以下に示す。

第2章「既設橋の高力ボルト摩擦接合部と接合されるブレース材の限界状態に関する調査」では、以下の結論が得られた。震度法レベルの地震力で設計された上路式鋼アーチ橋の端支柱対傾構のブレース材と上路式鋼トラス橋の端対傾構のブレース材の限界状態について調査した結果、次の知見を得た。

- 1) ガセットプレートの限界値は道示の必要最小板厚式から評価し、部材限界値および接合部限界値と比較できるようにした。
- 2) 上路式鋼アーチ橋の端支柱対傾構のブレース材については、震度法レベル（レベル1地震動）の地震力による作用力が小さく、部材断面は細長比制限により決まっているため、接合部の限界値（すべり、支圧、ガセット）が部材の限界値よりも小さいことが特徴であり、この橋梁にレベル2地震動の地震力が作用すると、接合部のすべり後、部材よりもガセットが先に損傷することが予想できる。
- 3) 上路式鋼トラス橋の端対傾構のブレース材については、接合部は2面摩擦接合としていたため、接合部の限界値（すべり、支圧）が部材の限界値よりも大きいことが特徴であり、この橋梁にレベル2地震動の地震力が作用すると、部材座屈により終局状態になると予想できる。
- 4) 以上より、ブレース材の部材、接合部およびガセットプレートの限界値の関係を明確にすることで、ブレース材パネルの終局状態の予想が可能になると考える。上路式鋼アーチ橋のように、接合部の設計は作用力に対して設計されるので、想定していた設計力（レベル1地震力）が小さいと部材の限界値よりも小さく設計される場合があることが解った。今後の新設橋では、接合部の限界値を部材の限界値以上にすると必要があると考えられる。

第3章「対象橋梁と地震時耐荷力に関する解析的研究」では、以下の結論が得られた。対象とした既設橋梁の地震時応答解析を行い、第2章で求めた限界値とレベル1地震およびレベル2地震による応答値と比較して次の結果を得た。

- 1) 既設橋を対象にした震度法レベル（レベル1地震動）の地震力で設計された上路式鋼アーチ橋および上路式鋼トラス橋では、レベル1地震動を作用させた動的解析による応答値は、第2章で求めた部材、接合部およびガセットプレートの限界値以下であり、既設橋梁として当時の設計条件を満足していることを確認した。
- 2) レベル2地震動を作用させた動的解析による応答値は、第2章で求めた限界値を上回る結果であり、端支柱対傾構および支点上対傾構のブレース材が部材座屈により損傷した。
- 3) 上路式鋼アーチ橋の端支柱対傾構のブレース材は部材よりも接合部の限界値が小さいため、

動的解析ではブレース材の損傷がみられたが、実際にはガセットプレートが損傷し、動的解析でレベル 2 地震動作用時の地震時の挙動について評価できない可能性はある。このような場合は、繰り返し力が作用するブレース材と接合部を含んだブレース材パネルの終局挙動を実験、または、部材座屈や局部座屈等の終局挙動が評価できる解析により確認する必要があると考える。

- 4) 上路式鋼トラス橋は接合部の限界値が部材の限界値よりも大きくなるため、レベル 2 地震動が作用した場合は、動的解析の結果とおりに端支点对傾構のブレース材が損傷すると評価できると考える。

第4章「対象橋梁のブレース材パネルの終局挙動に関する研究」では、以下の結論が得られた。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について繰り返し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、その後の繰り返しステップでガセットプレートと水平材の付け根部分からき裂が生じた。
- 2) 接合部にはすべりが生じたが、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。このような終局状態は、第3章で示した動的解析で、レベル2地震動に対する地震時の挙動を評価できない恐れがあり、ガセットプレートの限界値を向上させるような補強が必要になると考える。

第5章「対象橋梁のガセットプレートを増厚したブレース材パネルの終局挙動に関する研究」では、以下の結論が得られた。地震時を想定した繰り返し荷重が作用する鋼橋のブレース材の耐震設計上の限界状態を確認するために、上路式アーチ橋を対象にしたブレース材単独だけでなく、接合部も含めた約1/2スケールの「ブレース材パネル」の繰り返し載荷実験とFEM解析を行い、次のような知見を得た。

- 1) 繰り返し荷重を受けるブレース材パネルのすべりを伴った荷重-変位曲線を新たに得ることができた。本実験のように、接合部のすべり限界値が部材の限界値より小さい場合でも、すべり後、ボルト孔壁とボルト円筒部の支圧による荷重伝達により、部材座屈を生じさせるまで荷重を増大させることが確認できた。なお、本実験では、ガセットプレートが先行して損傷しない場合を想定した。
- 2) 最大荷重以降（座屈発生後）、繰り返し載荷に対して、接合部のすべりを伴って安定したルー

ブ挙動を示した。ブレース材をエネルギー吸収材として期待できる可能性があることが確認できた。

- 3) 部材座屈の限界値は、接合部にすべりが生じても両端固定結合の座屈モードになり、両端ピン結合で設計されたブレース材の限界値は両端固定結合の柱の座屈限界値で評価ができる可能性を得た。
- 4) 接合部のすべりを考慮した FEM 解析により、実験でのすべり挙動、すべり後はボルト孔壁とボルト円筒部の支圧応力を評価ができる可能性を示した。
- 5) 実験によるブレース材パネルの終局状態から、部材座屈後のブレース材の局部座屈発生部の破断ではなく、ボルトの破断であった。この破断は、軸力のみによるものではなく、回転によるボルトの各個撃破であった。
- 6) 実験により部材座屈が生じたことから、支圧限界値およびボルトせん断限界値は座屈限界値よりも大きく評価できた。その値は道示で規定されている値よりも大きくできる可能性があり、接合部と接合される部材の関係性を明確にして接合部の耐荷機構を確認した。

第6章「繰り返し荷重を受ける鋼トラス橋のブレース材パネルの座屈および終局挙動に関する研究」では、以下の結論が得られた。本章では、上路式トラス橋の支点上対傾構に着目し、実橋梁の構造を忠実に再現した1/2スケールの供試体を用いて、漸増変位繰り返し載荷実験を行い、対傾構を含むパネル構面の終局挙動を実験的に明らかにした。さらに、パネル供試体の挙動を再現できる解析モデルを提案し、実験の再現解析を行った。

- 1) パネル試験体は最大荷重到達後に下側のブレース材に部材座屈が発生し、その後、ブレース材接合部のボルト孔位置で亀裂が発生し破壊に至った。
- 2) 実験から得られた荷重-変位曲線は、鋼製橋脚にみられるような紡錘形の履歴ループを描いており、パネル構面としては一定のエネルギー吸収が期待でき、ブレース材の損傷を許容できる可能性を示した。
- 3) 実験から得られたブレース材軸力の最大値は、両端を固定結合とした場合の設計座屈限界値により近い値となった。
- 4) ブレース材両端を固定結合として提案した解析モデルは、実験結果とよく一致しており、ブレース材含むパネル構面の挙動を十分に再現できることを示した。
- 5) ブレース材両端を固定結合とした本提案モデルを用いて求められる最大耐力を限界値として、トラス橋の補強設計を行うことで、必要以上の補強をせずに合理的な耐震補強が期待できる。

第7章「ガセットプレートの補強方法に関する研究」では、以下の結論が得られた。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Cについて載荷実験した結果、次のような知見を得た。

- 1) 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。
- 2) 実験により座屈限界値は両端ピン結合で計算した値でなく、座屈形状から両端固定結合の柱の座屈耐力で評価できることがわかった。座屈限界値が大きくなることにより、補強範囲の低減につながる。
- 3) 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。
- 4) 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。
- 5) 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。

## 8.2 今後の課題

### (1) 耐震性能照査方法

提案モデルによる、パネル供試体の実験再現解析の結果、荷重-変位関係およびブレース材の座屈形状は実験結果とよく一致した。ブレース材接合部を剛な結合とした本提案モデルは、ブレース材を含むパネル構面の挙動を十分に再現できるといえる。

ここで、対象の鋼トラス橋に対して、学会示方書<sup>1)</sup>で提示されている耐震性能照査手法により、提案モデルを用いて照査することを考える。本照査法では、構造安全性および地震後の使用性・修復性について照査を行うことになり、対象橋梁の構造安全性については構造全体の安全性および部材の安全性の両方の照査を行うこととされている。照査式で示せば、式(8.1)のようになる。

$$\gamma_i \frac{S_d}{R_d} \leq 1.0 \quad (8.1)$$

ここで、 $\gamma_i$  は構造物係数、 $S_d$  は設計応答値、 $R_d$  は設計限界値であり、載荷履歴の影響が少ない荷

重である。

まず、対象橋梁のブレース材に対して、部材の安全性の照査を式(8.1)で行う。この場合の設計応答値  $S_d$  は、構造全体をファイバーモデルでモデル化した全体系解析モデルによる地震応答解析から得られる、対象部材（ブレース材）に発生する最大荷重（軸力）である。提案モデルは通常のファイバーモデルより、接合部を意識して多少要素分割を細かくしているだけであり、この提案モデルを全体系解析モデルに使用することができる。次に、部材の安全性の照査が満足した上で、対象橋梁に対して、式(8.1)による構造全体の安全性の照査を行う。前述の地震応答解析において、構造全体系が最も安全限界に近づいた時刻の地震作用力の合計（構造全体系に作用している地震作用力）を  $S_d$  とする。その時刻の荷重分布をもとに静的漸増地震荷重を定義し、全体系解析モデルに対して Pushover 解析を行う。Pushover 解析で得られた構造全体系の最大耐力  $R_d$  が、前述した地震作用力  $S_d$  より大きいことを確認して構造全体の安全性の照査は終わる。このように、構造安全性の照査において、本提案モデルを使用するとブレース材の最大耐力までを評価することになり、塑性化を許容した耐震設計の適用が課題と考えられる。

#### (2) 高力ボルト摩擦接合におけるすべり後の支圧限界状態の評価

繰り返し載荷実験により、高力ボルト摩擦接合部にすべりが生じた場合もボルト孔壁とボルト円筒部の支圧による荷重伝達が行われ、接合部として機能することを確認した。道示の許容支圧応力度を基本にが、AASHTO<sup>2)</sup>では、支圧耐力は、引張強度、ボルト軸径および縁端距離をパラメータとしており、道示の設計支圧応力よりも大きな値としている。実験においても道示の許容支圧応力度を基本にした支圧限界値を得られることが確認できたので、実際の照査に適用できる限界値の評価が課題になると考える。また、すべりを許容する場合は、全体径の動的解析に接合部のすべりの影響を考慮することも必要と考える。

#### (3) 2方向地震が作用した場合の本実験結果の適用性

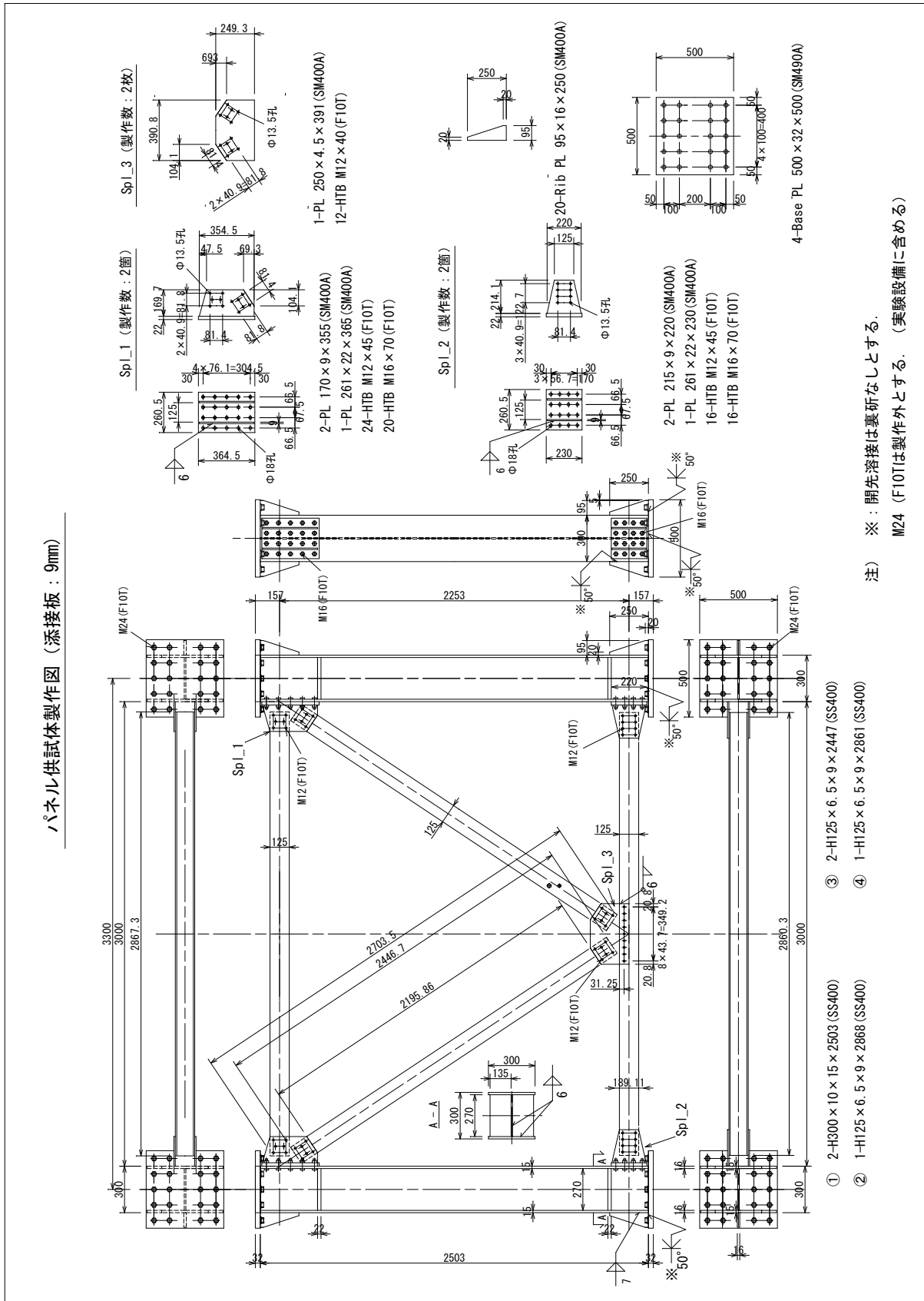
橋軸方向と橋軸直角方向の地震動が同時に作用すると、上路式アーチ橋の端支柱の構面はねじれるような変形をするため、ブレース材のガセットプレートに面外変形が生じることが考えられる。本研究における実験では上述の変形挙動を考慮していないため、実験または解析で検証する必要があると考える。

## 第8章（参考文献）

- 1) 土木学会：鋼・合成構造標準示方書 耐震設計編，丸善，2018.
- 2) AASHTO：LRDF Bridge design specifications, -2005 interim revisions, Washington, D.C.,2005.

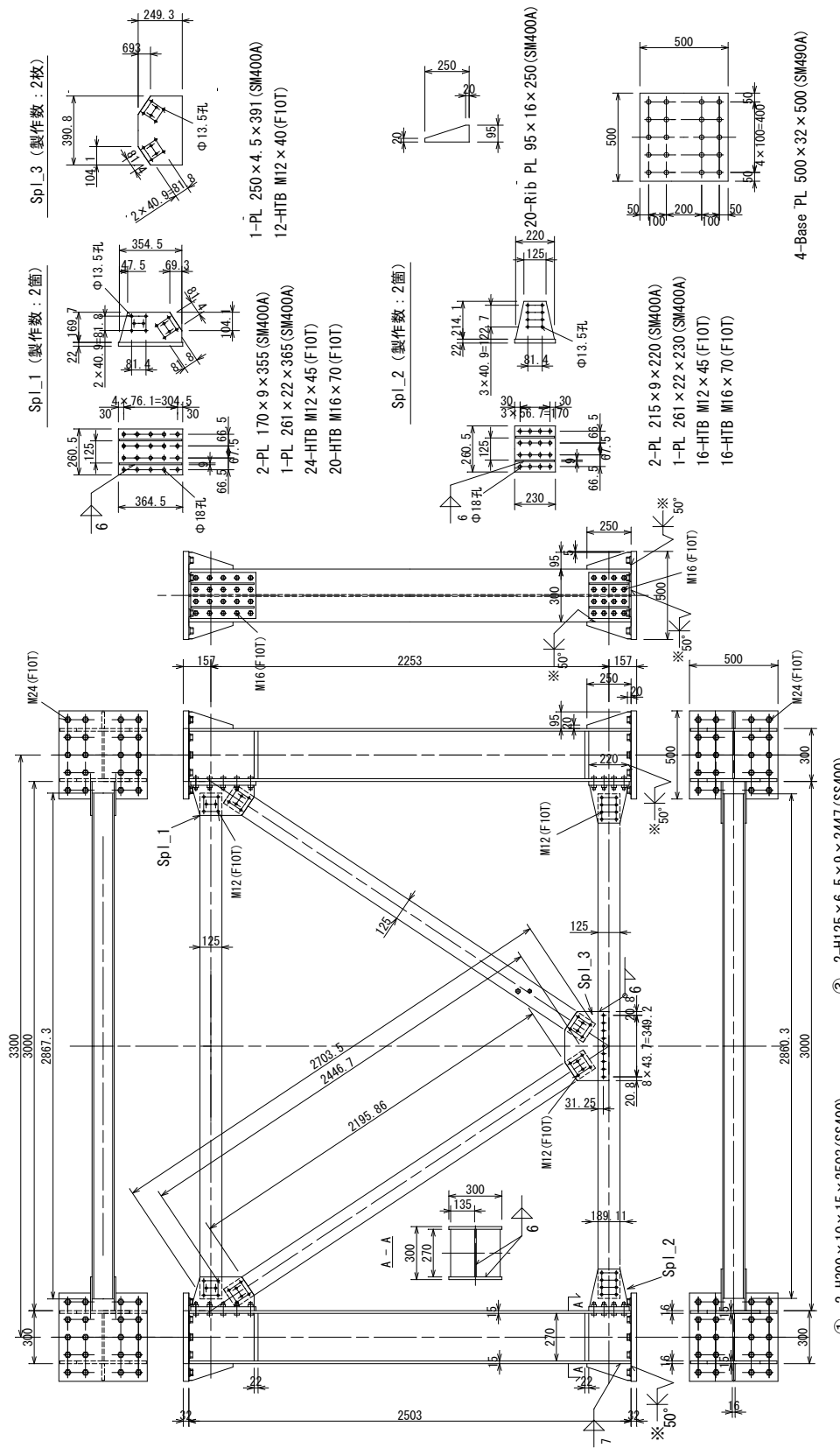
# Appendix 1 実験供試体図面

## A1.1 供試体 A



# A1.2 供試体 B

パネル供試体製作図 (添接板 : 4.5mm)

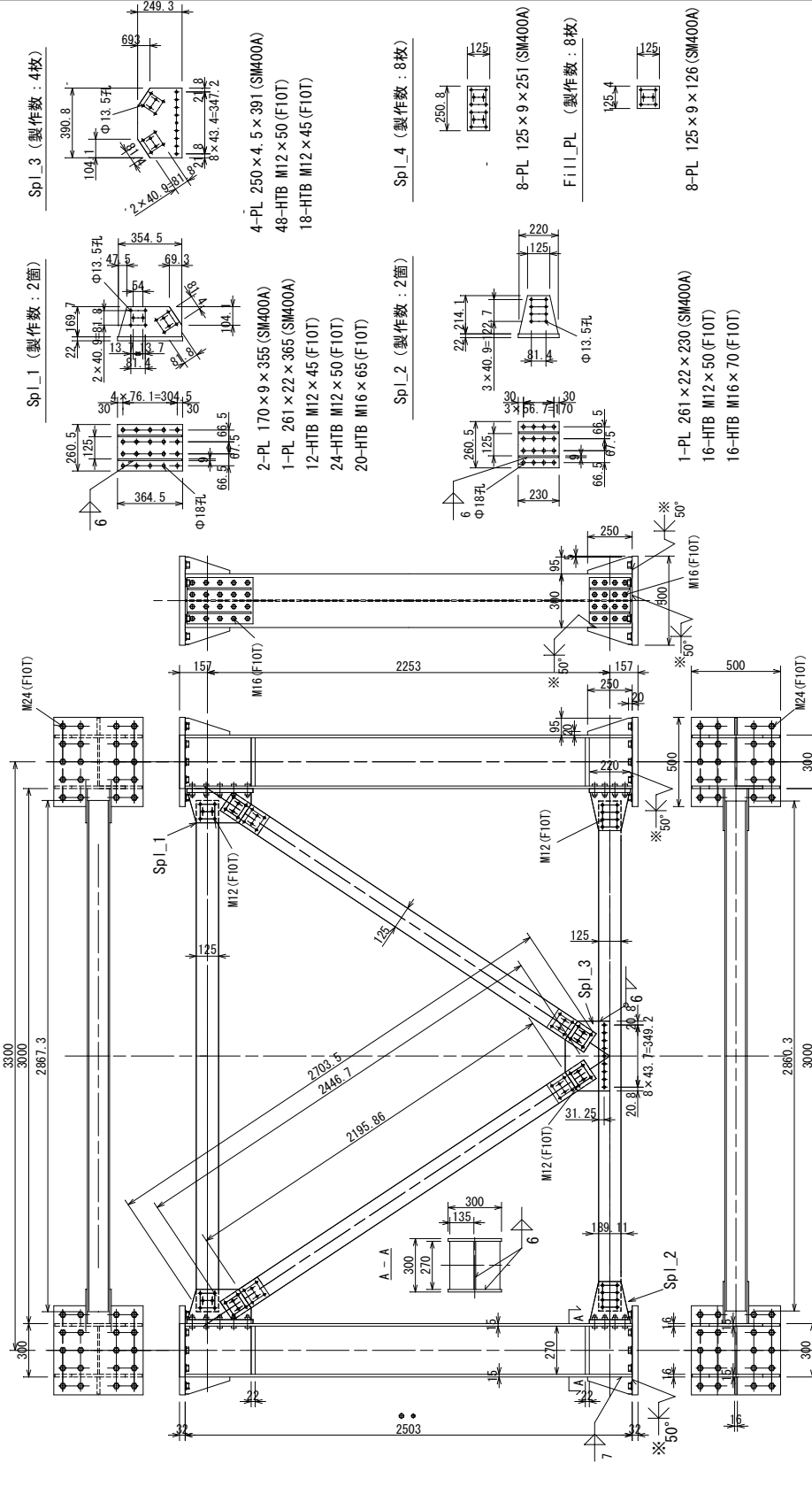


注) ※ : 開先溶接は裏折なしとする。  
 M24 (F10T)は製作外とする。(実験設備に含める)



# A1.3 供試体 C

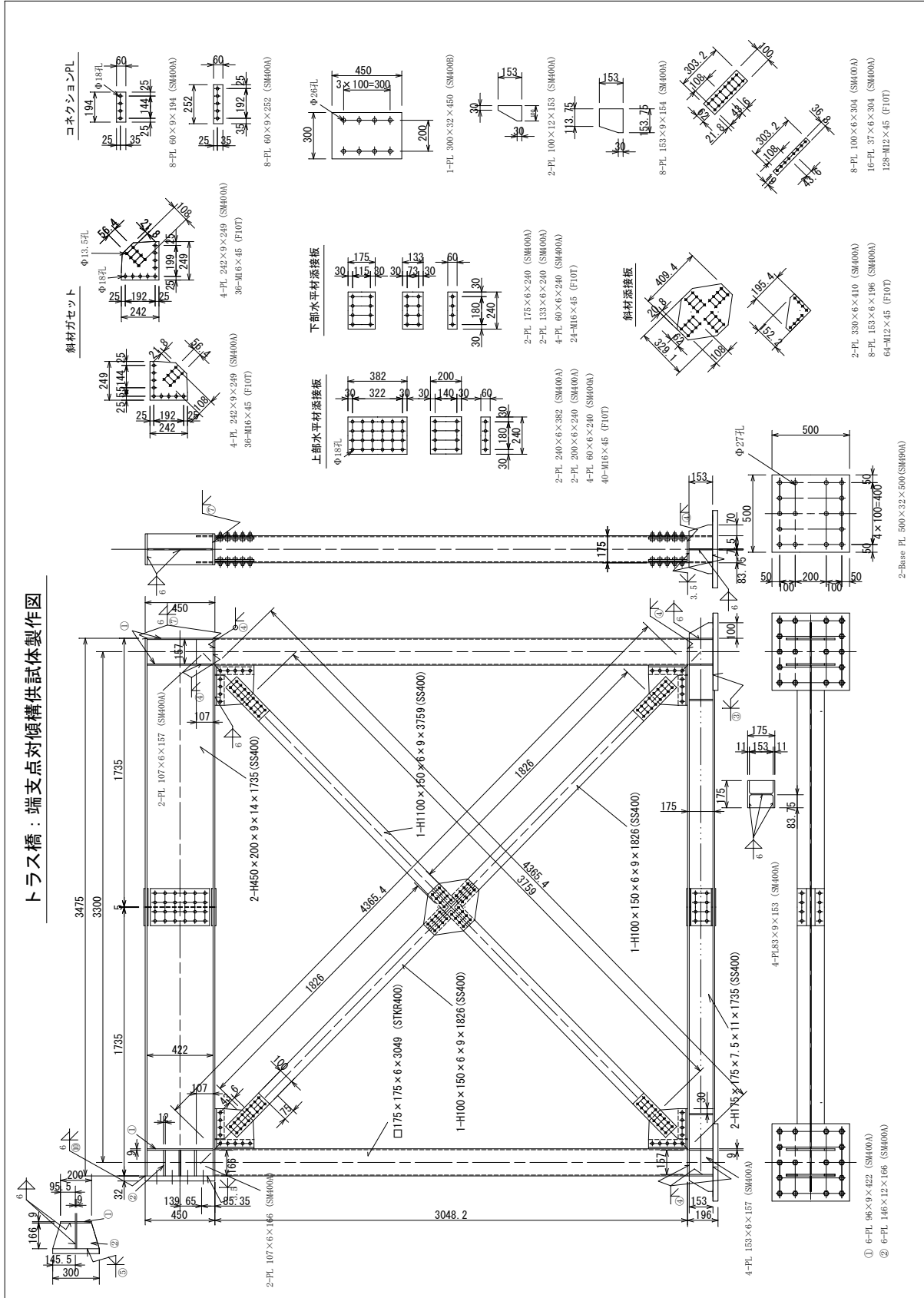
パネル供試体製作図 (補強構造 : 4.5+4.5mm)



- ① 2-H300 × 10 × 15 × 2503 (SS400)
- ② 1-H125 × 6.5 × 9 × 2868 (SS400)
- ③ 2-H125 × 6.5 × 9 × 2447 (SS400)
- ④ 1-H125 × 6.5 × 9 × 2861 (SS400)

注) ※: 開先溶接は裏折なしとする。  
M24 (F10T)は製作外とする。(実験設備に含める)

# A1.4 トラス橋対傾構供試体



## Appendix 2 高力ボルト摩擦接合部繰返し载荷実験

### A2.1 実験目的

実験では一般的な接合部のすべり挙動とすべり後の終局挙動を確認することを目的とする。

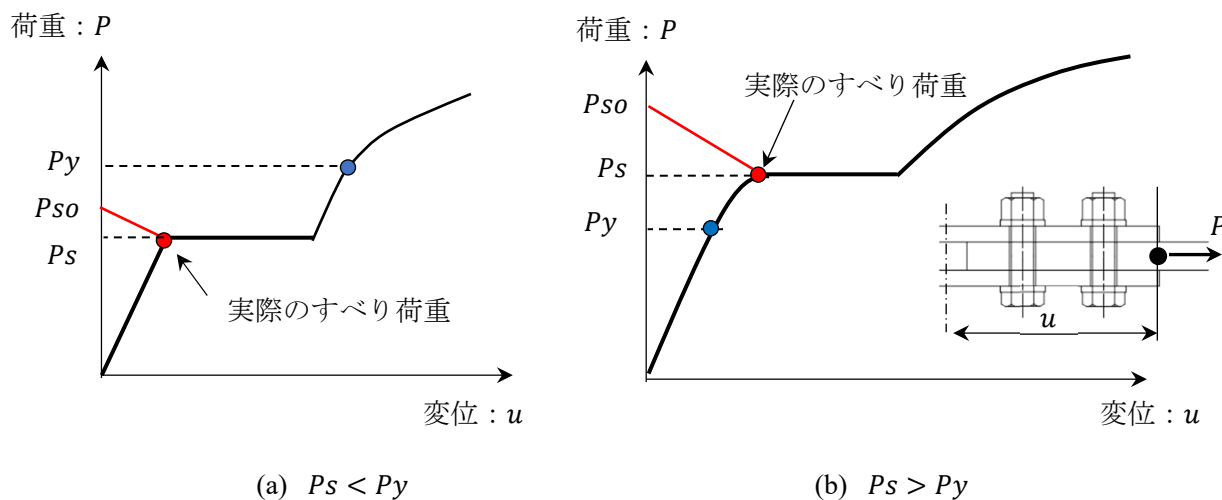


図-A2.1 すべり荷重の減少

### A2.2 実験供試体

図1に示すように供試体の構造はH断面（135×6，ウェブ135×6，材質：SM400A）の接合部として，接合部供試体，アダプター部，取り付け部で構成し，各々を高力ボルトで連結する．一般的に鋼橋で用いられる高力ボルトはM22（F10T）であるが，試験機の载荷能力の制約により，実験ではM12（F10T）を使用する．縮尺係数を $S=M12/M22=0.5455$ として，相似則により試験体の板厚および諸寸法を道示の規定に基づいて設定した．

供試体AおよびBの構造諸元を表-A2.1に示す．供試体Aと供試体Bに使用した板材は同じロットのものを使用した．供試体Aは，降伏限界値( $P_n=616.2\text{kN}$ )<すべり限界値( $P_s=751\text{kN}$ )とするように設定し，供試体Bはボルトの導入ボルト軸力を供試体Aの80%にして降伏限界値( $P_n=616.2\text{kN}$ )>すべり限界( $P_s=751\text{kN}$ )となるようにした．母材と連結板の摩擦面は無機ジンクリッチペイントを塗布した．

取り付け部と接合部供試体およびアダプターの接合はM16（F10T）を使用し，接合部供試体とアダプター側のボルト本数は接合部供試体側の1.5倍として，着目接合部の接合部供試体側が先にすべるように設定した．また，アダプター側の断面は，接合部供試体側が先に降伏するように補強した．

### A2.3 実験概要

実験では一般的な接合部のすべり挙動とすべり後の終局挙動を確認することを目的とする。2,000kNの交番载荷が可能な、写真-A2.1に示す愛知工業大学に設置されたサーボバルサ試験機を用いて実験を実施した。荷重は供試体下端側を固定し、4本のシリンダーで上端側を上下に動かせることで変位制御により载荷する。接合部の構造は、一般的なH断面の接合部とし、高力ボルト2面摩擦接合とする。ボルトは、実際の施工と同様に設計軸力（56.9kN）の10%増しで導入した。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に実施した。

载荷方法は単調引張载荷と繰り返し载荷の2種類とする。単調引張载荷試験では、すべり荷重、支圧移行後の挙動を確認し、破断するまで载荷する。繰り返し载荷試験では、すべり後の繰り返しに対しての荷重-変位関係を確認し、その後、破断するまで载荷する。

変位は図-A2.3(a), (b)に示す全変位（試験機ストローク）、標点間変位、接合部変位および部材変位について計測する。ボルト軸力は図-A2.32(c)に示すボルトの中に埋め込んだボルトゲージにより計測する。ボルトゲージは着目接合部の部材供試体側のすべてのボルトに設置する。ひずみは、最縁側ボルトの孔位置、添接板最縁端位置、一般部の各フランジコバ面とウェブ両面について計測した。

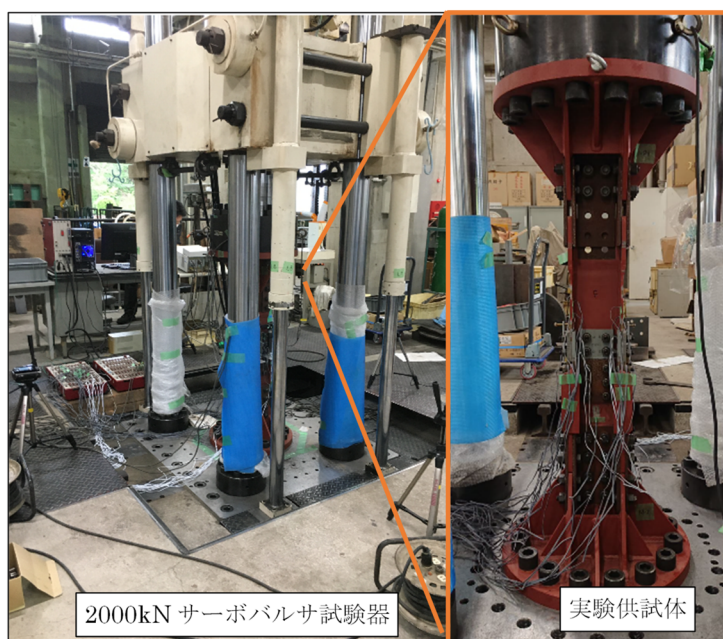


写真-A2.1 試験機および供試体

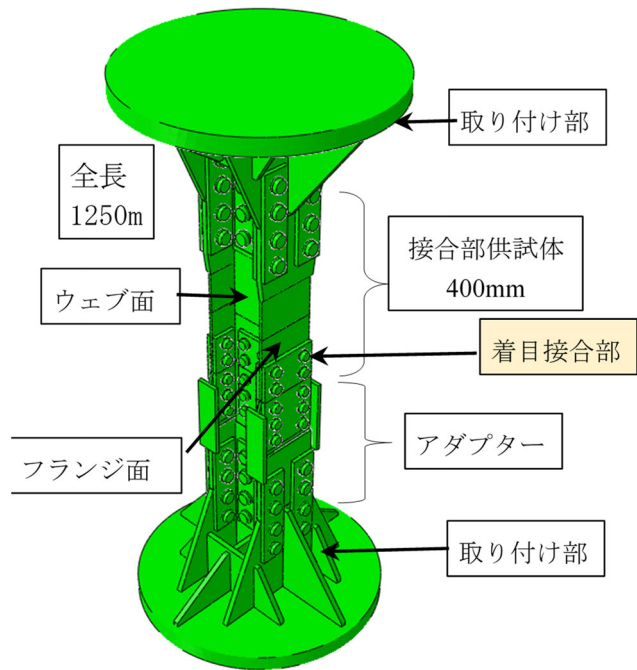


図-A2.2 実験供試体構造

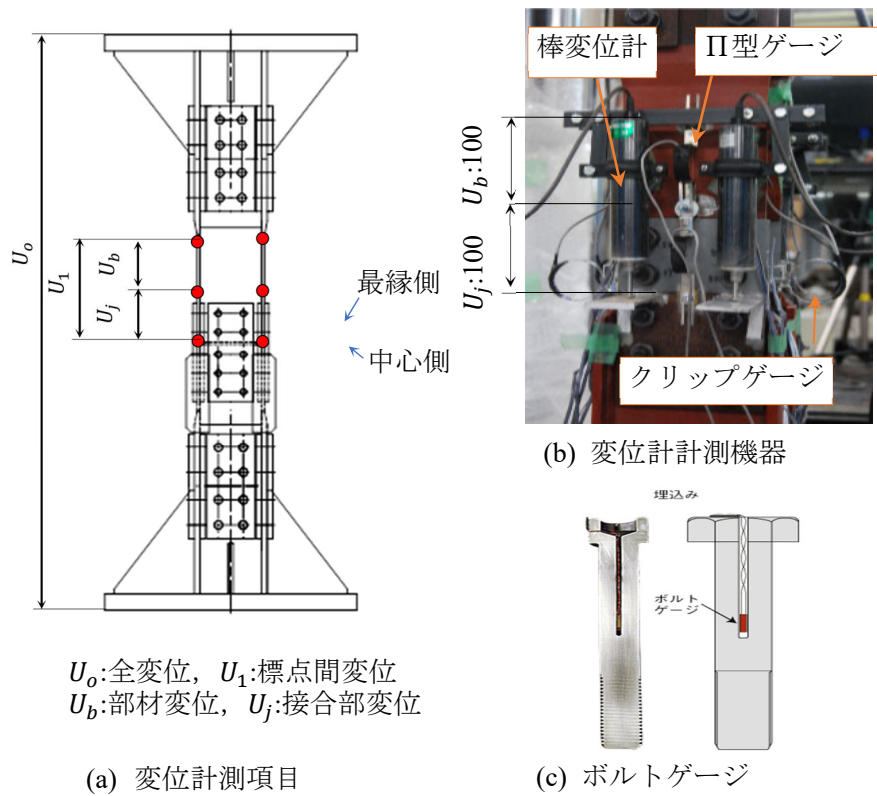


図-A2.3 変位およびボルト軸力計測

表-A2.1 供試体諸元

	板厚	降伏応力	$P_n$	$P_s$	$P_s/P_n$
供試体Ai	6	317	616.2	751	1.219
供試体Bi	6	317	616.2	601	0.975

i=1：単調引張載荷， i=2：繰り返し載荷

## A2.4 実験結果

### (1) 荷重—変位関係

荷重—変位関係は全変位と試験機の荷重との関係とする。全変位は上向き（引張載荷）を正，下向き（圧縮載荷）を負として表示する。

図-A2.4 は単調引張載荷の結果を示す。供試体 A は母材降伏が先行したため明確なすべりはみられず，試験中にすべり音が発生しなかった。一方，供試体 B は繰り返し載荷途中ですべり音が発生した。両供試体とも  $U=15\text{mm}$  付近で荷重は最大になり，その後，最縁側のボルト孔位置で破断した。

図-A2.5 は繰り返し載荷の結果を示す。供試体 A では，繰り返し変位の増分は  $\Delta=\pm 0.5\text{mm}$  とし，同じ振幅で 5 回繰り返した。  $\Delta=-2.5\text{mm}$  の振幅でフランジに局部座屈が発生したことで，単調引張と同様にすべりがみられなかったため，  $\Delta=-2.5\text{mm}$  以降は破断するまで単調引張で変位を増大させた。単調引張試験と同様に  $U=15\text{mm}$  付近で最大荷重を示し，破断に至った。供試体 B では，圧縮側の  $\Delta=-1\text{mm}$  を最小として，引張側は荷重が減少する  $\Delta=+6\text{mm}$  まで振幅毎で 5 回繰り返し載荷を行い，その後，破断するまで単調引張で変位を増加させた。他の試験と同様に，  $U=15\text{mm}$  付近で荷重は最大になり，その後破断した。すすべり限界値 < 降伏限界値の供試体 B では，載荷サイクルの過程ですべりにより荷重が減少するが，ボルト孔壁とボルト円筒部間の支圧による荷重伝達で，荷重が増加することが確認できた。

### (2) ボルト軸力—変位関係

図-A2.6 に単調引張載荷における最縁側と中心側のボルト軸力と全変位の関係を示す。最縁側および中心側の軸力はそれぞれ 6 本の平均値を示す。母材のボルト孔部が降伏する  $U=1\text{mm}$  付近からボルト軸力の低下が大きくなっている。特にボルト軸力の小さい供試体 B の軸力減少が顕著に表れている。ボルト軸力減少の要因は母材の弾性変形と塑性化により板厚が細ったことによる影響と考える。  $U=2\text{mm}$  付近から勾配が変化するが支圧に移行した影響とみられる。ボルトゲージの構造から支圧力の作用下での軸力は正確に計測できていない可能性がある。

図-A2.7 に繰り返し載荷におけるボルト軸力と全変位の関係を示す。母材応力が弾性域では，ボルト軸力は引張載荷時に減少して圧縮載荷時に回復する。ボルト孔  $13.5\text{mm}$  に対してボルト径

12mm であり、すべり量は 1.5mm であり、ボルト軸力が変化しない状態はすべりを示している。  
 同じ振幅においても繰り返す毎にボルト軸力が減少することが確認できた。

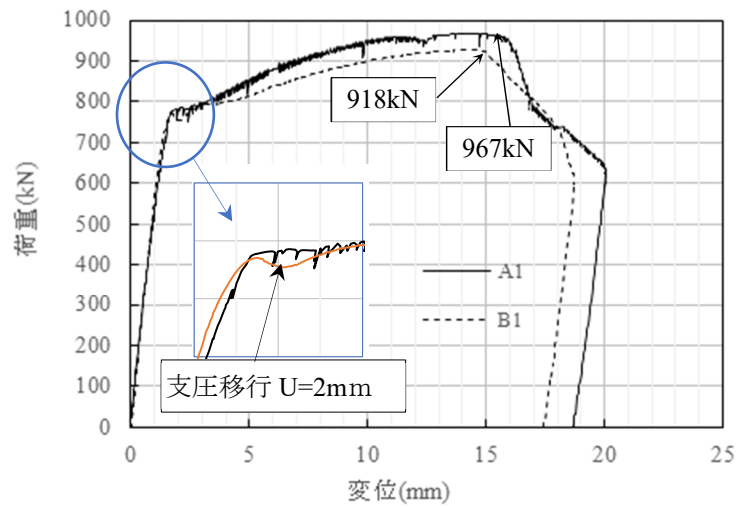


図-A2.4 荷重—全変位関係(単調引張載荷)

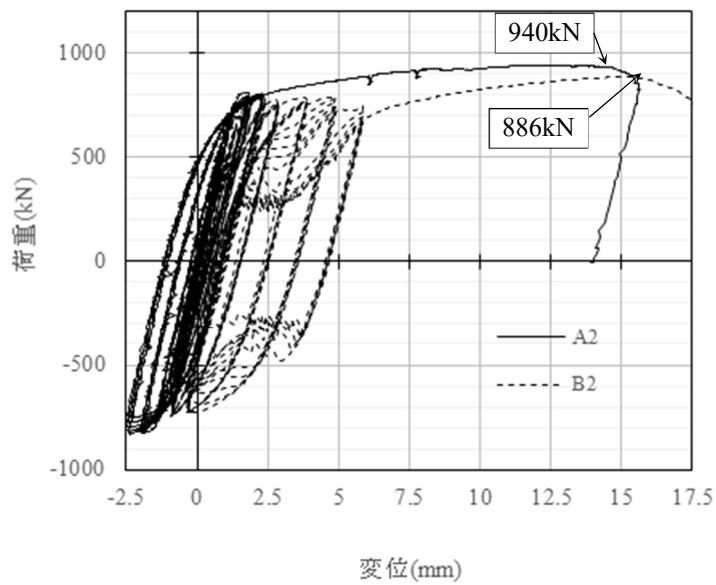


図-A2.5 荷重—全変位関係(繰り返し載荷)

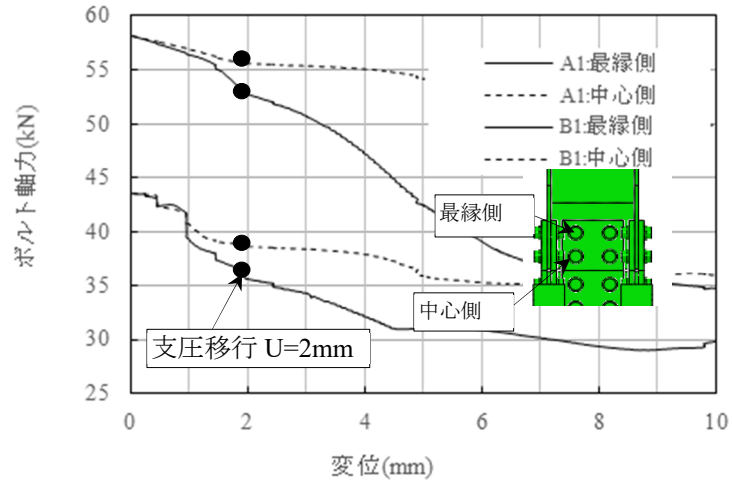
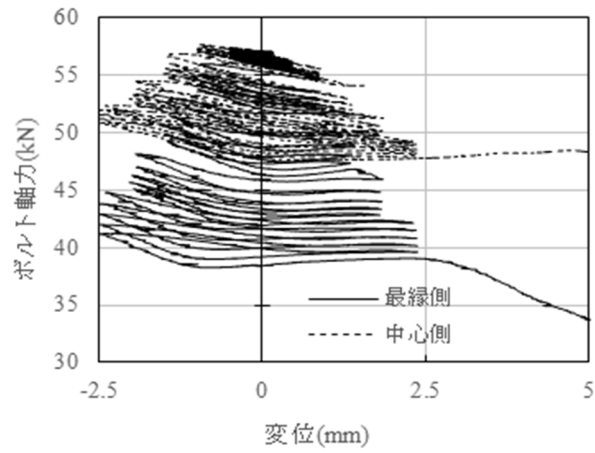
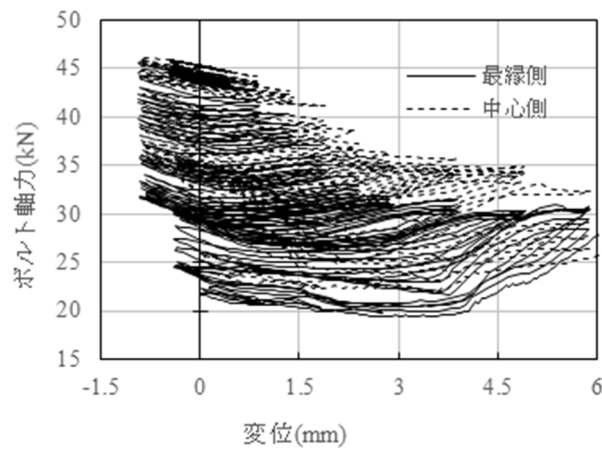


図-A2.6 ボルト軸力-全変位関係 (単調引張载荷)



(a) 供試体 A2



(b) 供試体 B2

図-A2.7 ボルト軸力-標点間変位関係 (繰り返し载荷)



## A2.5 FEM 解析

### (1) 解析モデル

解析モデルは図-A2.8 に示すように接合部供試体部分を取り出した部分モデルとする。供試体全体をソリッド要素（C3D8R）で離散化してモデル化する。解析には非線形汎用ソフト Abaqus/Standard<sup>1)</sup>を用いる。接合部のメッシュの大きさは 2mm とし、6mm の板厚に対して 3 分割にするようにした。接合部の高力ボルトの初期導入軸力は Abaqus/Standard のボルト荷重オプションで用意されている締結力モデルにより設定する。解析は、Step1 で高力ボルトに所定の初期導入軸力を与え、Step2 で変位制御により供試体上端に上下方向に変位を与える。すべり係数はボルト軸力の低下を考慮して 0.6 に設定した。接合部供試体の材料構成則は鋼・合成標準示方書 [耐震設計編] 2018 年制定（以下、学会示方書）<sup>2)</sup>に示される指数関数式で与え、連結板等のその他の部材については二次勾配を  $E/100$  とするバイリニア式で与える。降伏応力度は鋼材ミルシートの値とした。

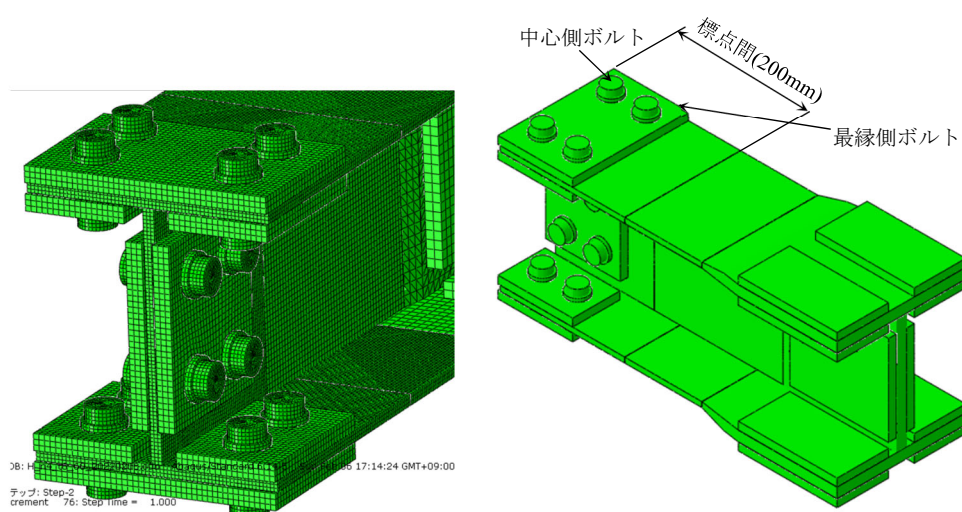


図-A2.8 解析モデル（接合部供試体部分モデル）

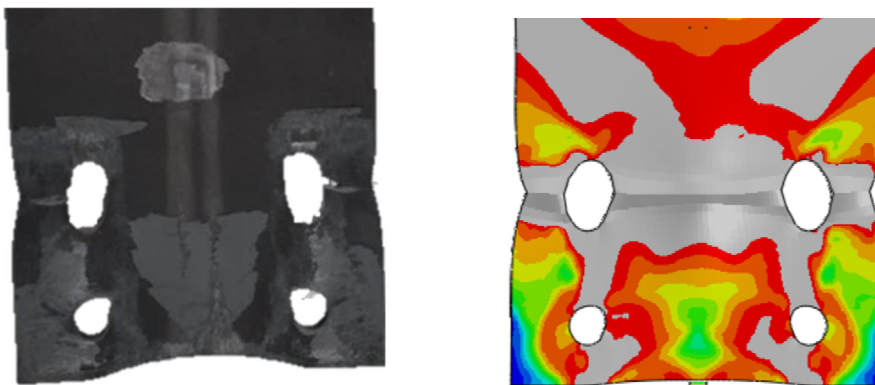
### (2) 解析結果

#### 1) 実験の検証

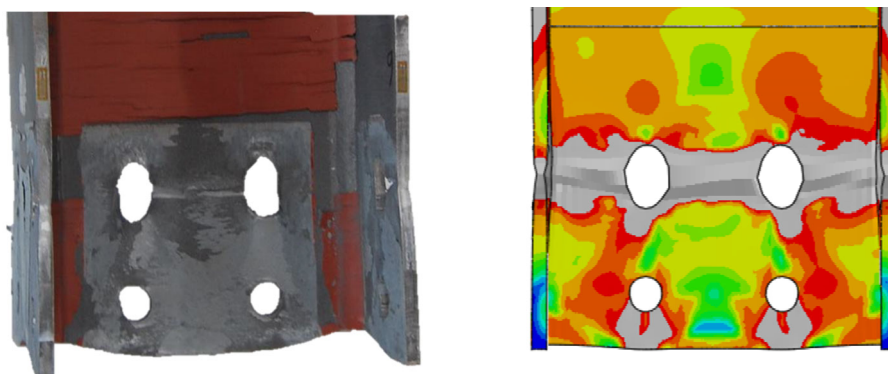
供試体 A の実験終了後のボルト孔の変形について、実験と解析の比較を図-A2.9 に示す。供試体 A は荷重－変位関係から明確なすべりはみられなかったが、摩擦接合状態から支圧接合状態に移行した。支圧状態となった後は、ボルト孔壁の塑性変形の増大し、母材の純断面における塑性化が進展し、最縁側のボルト孔位置が破断した。実験と解析の最縁側および中心側のボルト孔の変形はほぼ同じ形状を示した。解析における応力コンタ図から破断した部分の塑性化と括れの発生が確認できた。

図-A2.10 に、実験と解析の荷重と全変位関係を示し、図-A2.11 に、供試体 A の実験と解析のボ

ルト軸力と全変位関係を示す。解析と実験の結果はほぼ同じであり、解析により実験の挙動を検証できることが確認できた。



(a) フランジ



(b) ウェブ

図-A2.9 ボルト孔部変形図

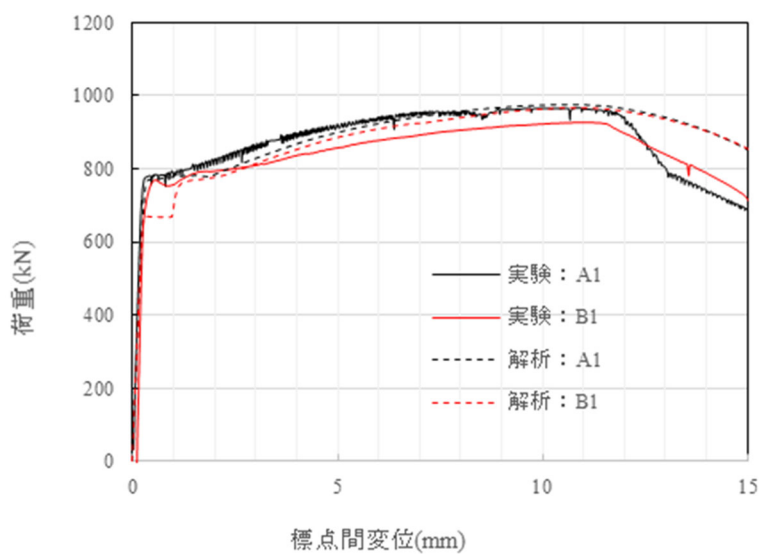


図-A2.10 荷重－標点間変位関係

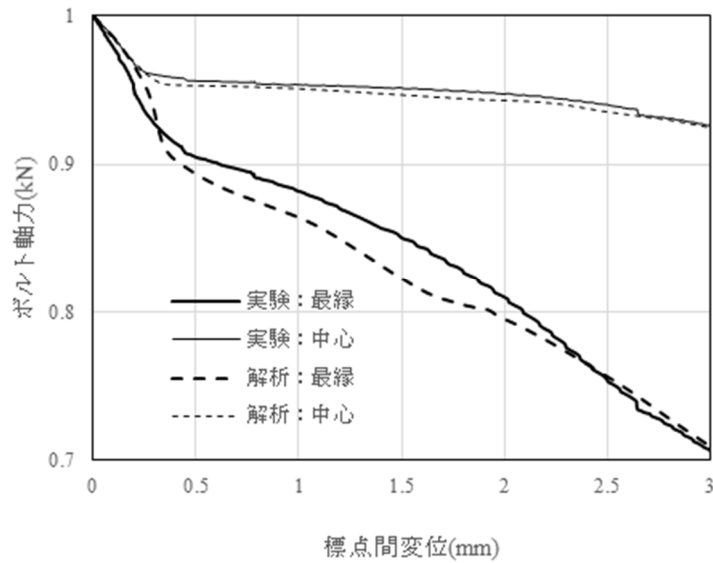


図-A2.11 ボルト軸力ー標点間変位関係(供試体 A1)

## 2) すべり後の孔部支圧応力の考察

すべり後の孔壁の支圧応力は実験では計測することができないので、解析結果から孔壁の支圧応力について考察する。図-A2.12 に降伏応力度で無次元化した孔壁部支圧応力ー変位関係を示す。解析における支圧応力は図-A2.13 に示す最縁側と中心側の母材板厚中心の荷重方向の直応力  $\sigma_{11}$  とする。道示では軸力から支圧応力を式(1)で計算する。

$$\sigma_b = \frac{P}{n \times d \times t} \quad (\text{A2.1})$$

ここで、 $P$  は荷重、 $n$ (12 本)はボルト本数、 $d$ (12mm)はボルト孔径、 $t$ (6mm)は母材の板厚を示す。すべり後、 $\sigma_{11}$  はボルトとの接触により値が急増して降伏応力の約 2 倍程度であった。ボルト軸径と孔径の大きさの関係は支圧応力を面接触で計算するような関係（孔径/軸径 =  $13.5/12 = 1.125 > 1.02$ ）になっていないため、接触直後は局部的に応力が大きくなり、接触部が塑性化して接触面が増えることで応力が減少したと考える。減少後の支圧応力は降伏応力の 1.5 から 1.7 倍程度であった。これに対して、式(A2.1)の値は降伏応力の 3 倍以上の値であった。式(A2.1)はすべり後の残存摩擦力が考慮されておらず、この影響も差異の要因と考える。ボルト軸力が 1/2 に低下し、静摩擦から動摩擦になったとして摩擦係数が  $1/2^3$  になったとしても、当初の摩擦力の 1/4 程度は残存していると考えられる。

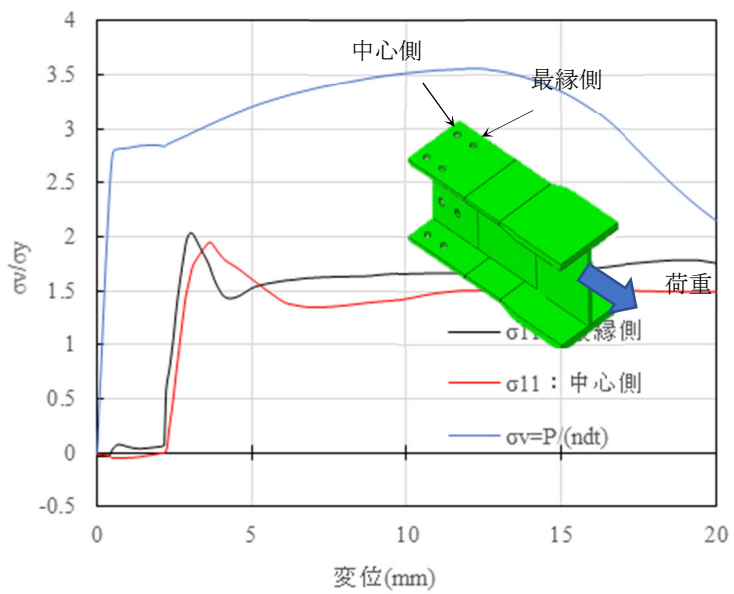
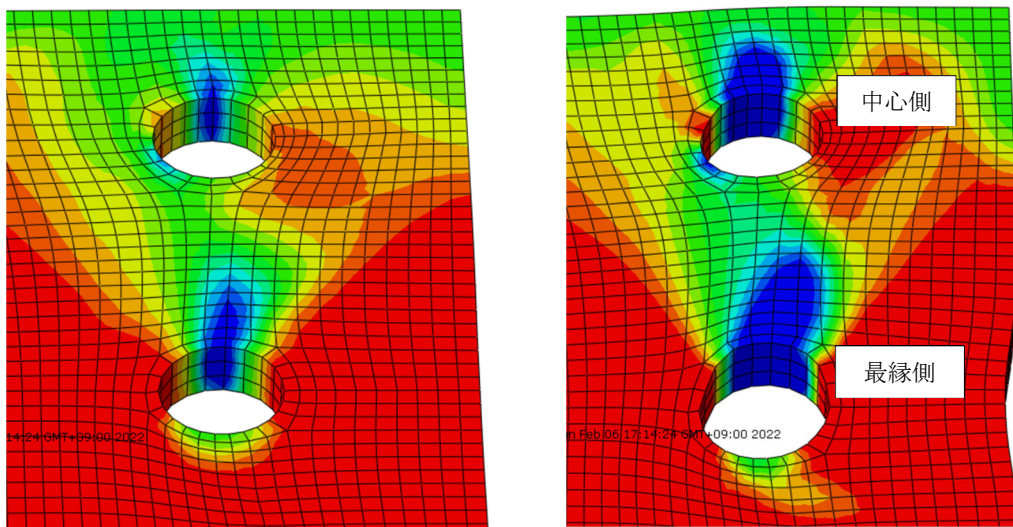


図-A2.12 孔壁部支圧応力-変位関係



(a)  $U=3.1\text{mm}$

(b)  $U=12.1\text{mm}$

図-A2.13 孔壁部支圧応力( $\sigma_{11}$ ) コンタ図

## A2.6 まとめ

道示で設計した一般的な接合部をモデル化した供試体を用いた繰返し荷重実験と FEM 解析を行い、次のような知見を得た。

- 1) 単調引張荷重および繰返し荷重ともに、降伏限界値<すべり限界値の場合は明確なすべり挙動がみられずすべり音も発生しなかったが、母材降伏後はすべりがみられた。一方、降伏限界値>すべり限界値の場合はすべりにより荷重が減少し、すべり音が発生した。すべり後はボルト孔壁とボルト円筒部の支圧により荷重が伝達される支圧接合に移行して最大荷重まで荷重が増加することを確認した。
- 2) 荷重の増加に伴い母材の板厚の減少により、ボルト軸力は減少することが確認できた。この場合、最縁側のボルト軸力の方が中心側の軸力より減少量が大きかった。繰返し荷重では、同じ繰返し振幅で、繰返しに伴いボルト軸力が減少することが確認できた。母材の応力状態が降伏応力に近い状態での繰返し荷重の作用下では、すべり荷重が想定よりも小さくなる可能性がある。
- 3) 実験における孔部の変形や破断部の括れ、ボルト軸力の減少挙動を FEM 解析で確認することができた。この解析で得られた支圧応力から、ボルトに軸力が導入されている摩擦接合継手の場合は、道示の支圧限界  $1.7\sigma_y$  よりも大きくできる可能性を得た。

## Appendix 2 (参考文献)

- 1) Dassault Systems Simulia Corp. : ABAQUS/ Standard user's manual, 2014.
- 2) 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.
- 3) 高井俊和, 中村悠紀 : 母材の引張降伏に着目した高力ボルト摩擦接合継手のすべり後の荷重伝達特性, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), Vol.76, No.2, pp401-410, 2020.

## Appendix 3 鉛直材軸力の影響

### A3.1 アーチ橋

#### (1) 鉛直荷重の設定

対象橋梁の支柱に作用している死荷重による軸力から鉛直荷重を求める。

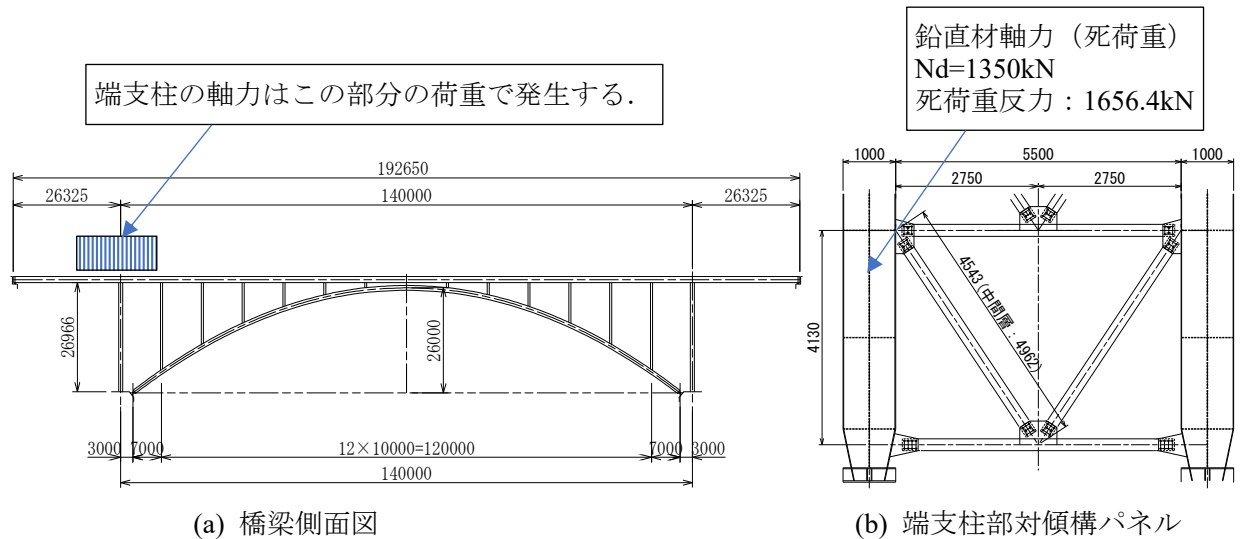
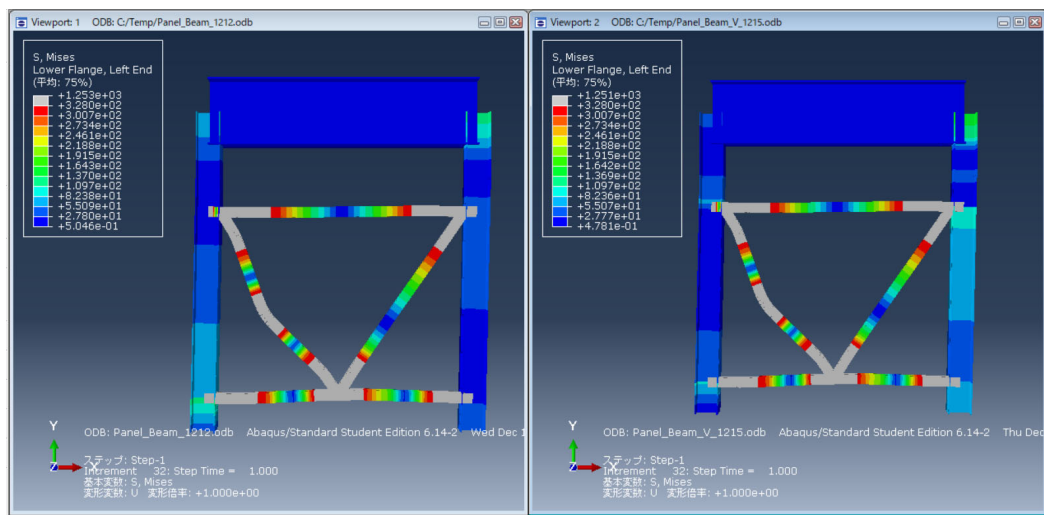


図-A3.1 実橋の鉛直材に作用する死荷重による軸力

(2) 比較計算：実橋の死荷重による軸力から相似則により鉛直荷重を求め、それを載荷した場合と荷重を考慮しない場合について、パネルの荷重—変位関係について比較を行った。



(a)鉛直荷重なし

(b)鉛直荷重あり：1350×0.545<sup>2</sup>=400 k N

図-A3.2 変形図

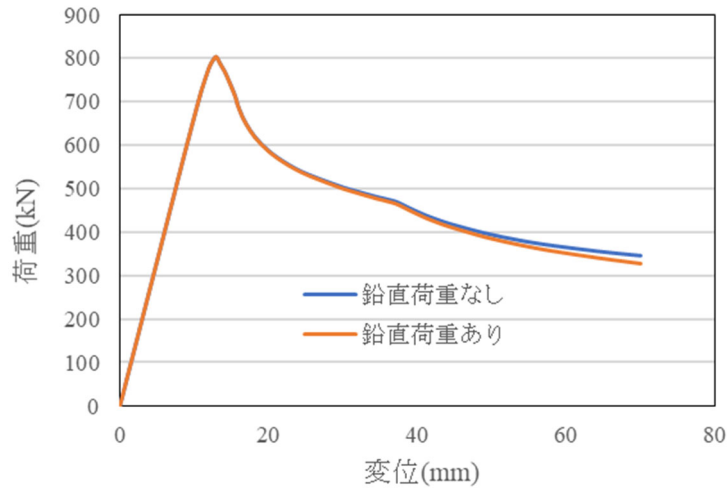


図-A3.3 荷重—変位関係

### (3) 結果

- 鉛直荷重でブレース材に断面力は生じない。水平変位が大きくなると分力分は影響するが、ブレース材を損傷させる水平変位では、影響がないことを事前解析で検証済みである。
- 対象としているブレース材パネルは主部材である鉛直材は損傷させないことが前提になるため、ブレース材パネルの耐力に鉛直材の損傷が影響することはない。

## A3.2 トラス橋

### (1) 鉛直荷重の設定

端対傾構の鉛直材の死荷重による軸力は、直上に載荷された荷重で発生する。支点反力が合う分の軸力が生じるわけではなく、死荷重反力 1656kN に対して、鉛直材の軸力は 184kN である。

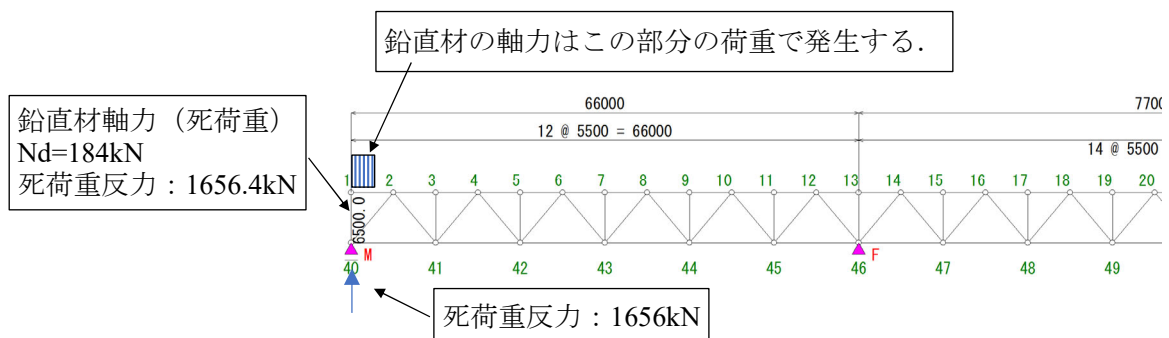
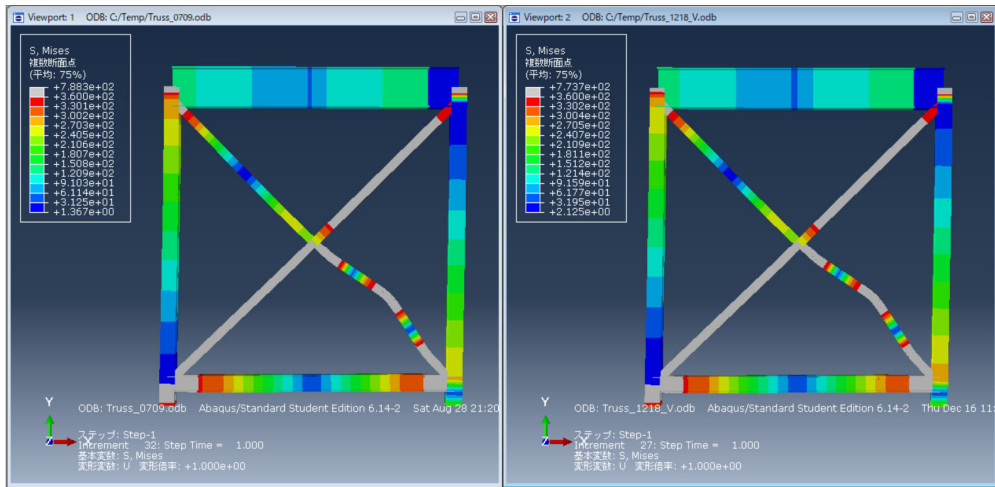


図-A3.4 実橋の鉛直材に作用する死荷重による軸力



(2) 比較計算：実橋の死荷重による軸力から相似則により鉛直荷重を求め、それを載荷した場合と荷重を考慮しない場合について、パネルの荷重—変位関係について比較を行った。



(a)鉛直荷重なし (b)鉛直荷重あり :  $1350 \times 0.545^2 = 400 \text{ k N}$

図-A3.5 変形図

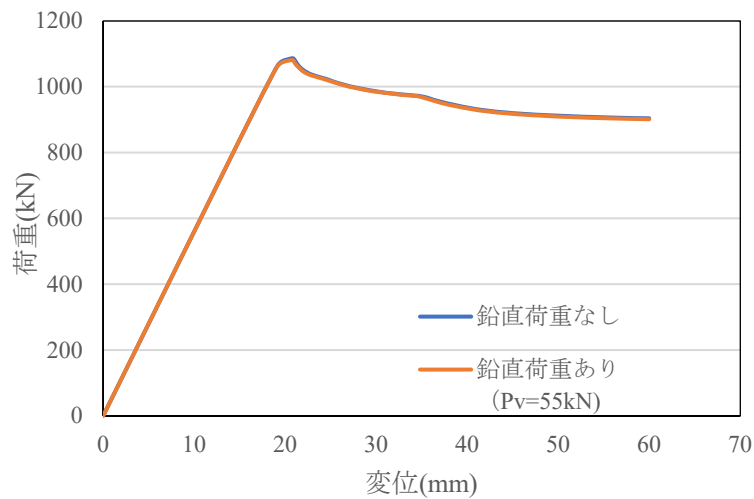


図-A3.6 荷重—変位関係

### (3) 結果

- ・ 対象とするトラス橋の端対傾構の死荷重による軸力は小さい。
- ・ 鉛直荷重がある場合とない場合について比較解析を行った結果、パネルの荷重—変位関係に差はみられなかった。
- ・ 以上より、対象としたトラス橋の端対傾構のブレース材パネルの挙動に鉛直荷重は影響していない。

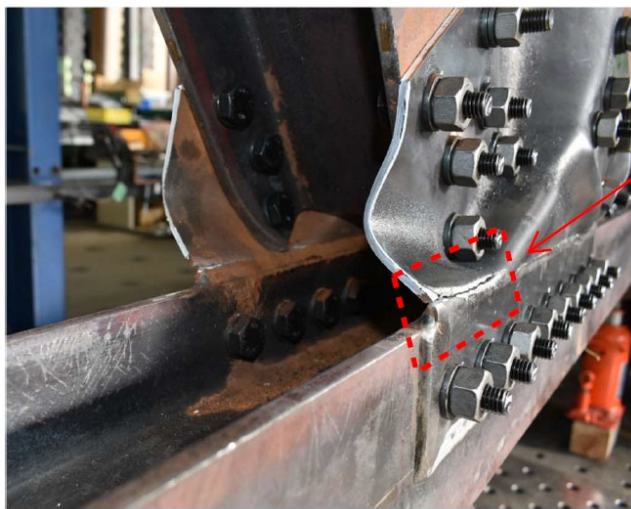


## Appendix 4 破断面の破面解析

### A4.1 ガセットプレートの亀裂

#### (1) 調査対象

第4章に示した実験においてガセットプレートに亀裂が生じた破断面の破面観察を行い、亀裂の発生要因を考察する。写真-4.1に観察の対象箇所を示す。亀裂発生部位の作用力は、図-4.1に示すように圧縮力と引張力の交番応力の作用である。



#### 調査対象(1)

- ・ガセットプレートのき裂発生部  
(座屈変形有り)
- ・供試体寸法：150×120×4.5t  
(おおよそのサイズ)
- ・き裂長さ：100mm程度
- ・実施内容：破面観察
- ・実施目的：破壊モードの確認，起  
点部の材料的な異常の有無確認

写真-4.1 調査対象

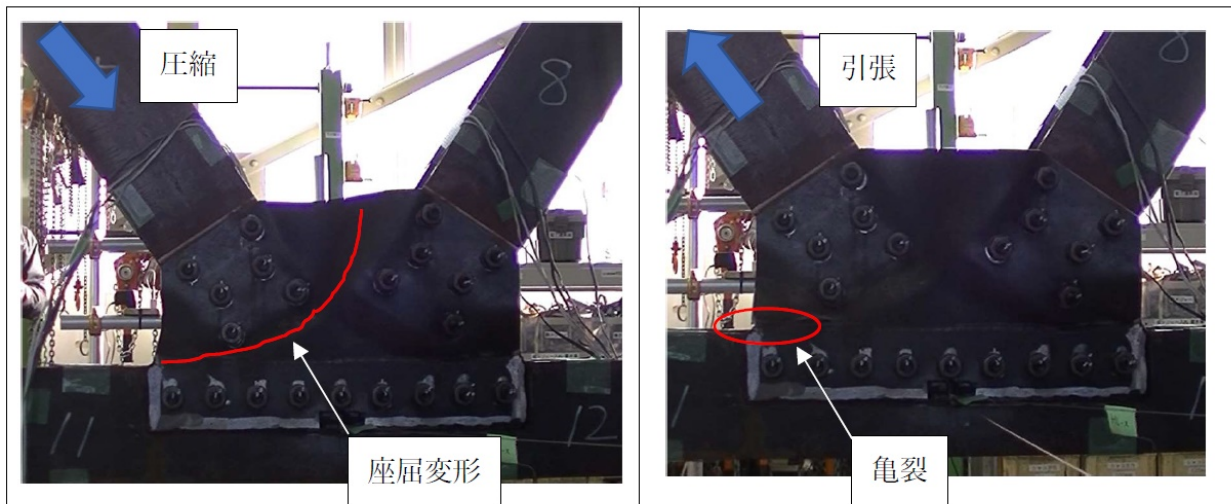


図-4.1 亀裂部の作用力状態

(2) 観察結果

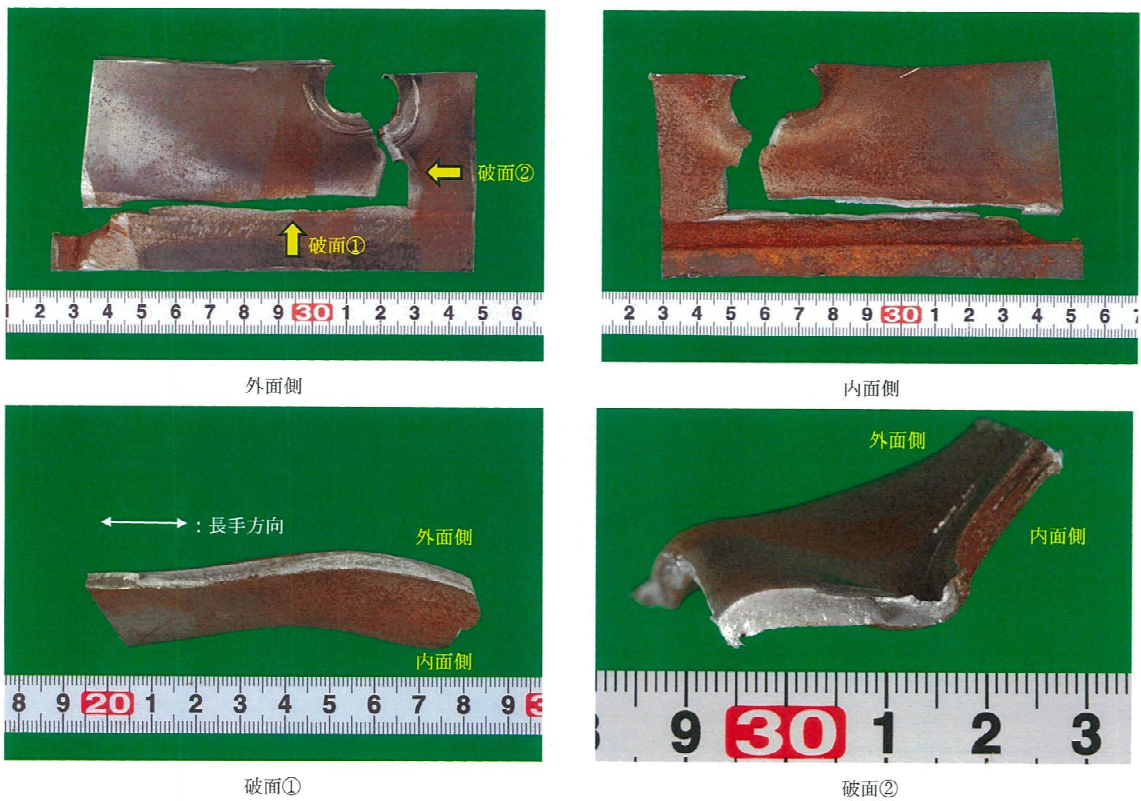


写真-4.2 ガセットプレートの受入時外観状況

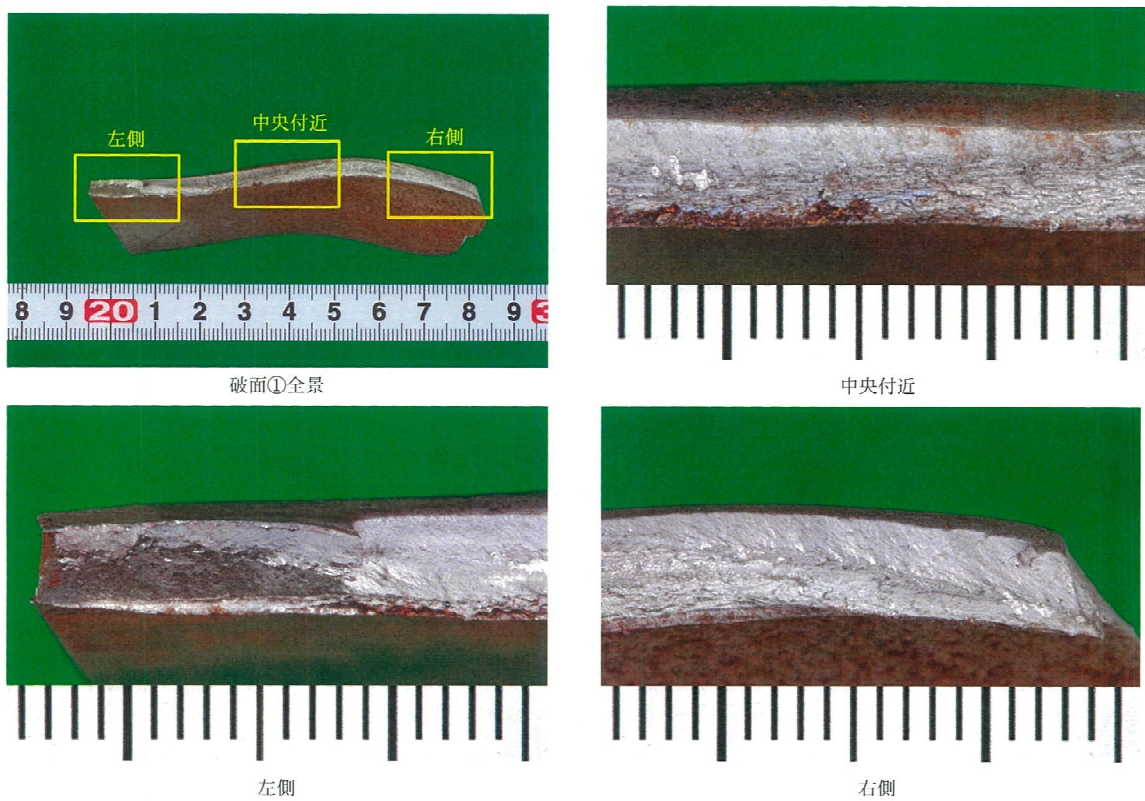


写真-4.3 ガセットプレートの破面外観状況



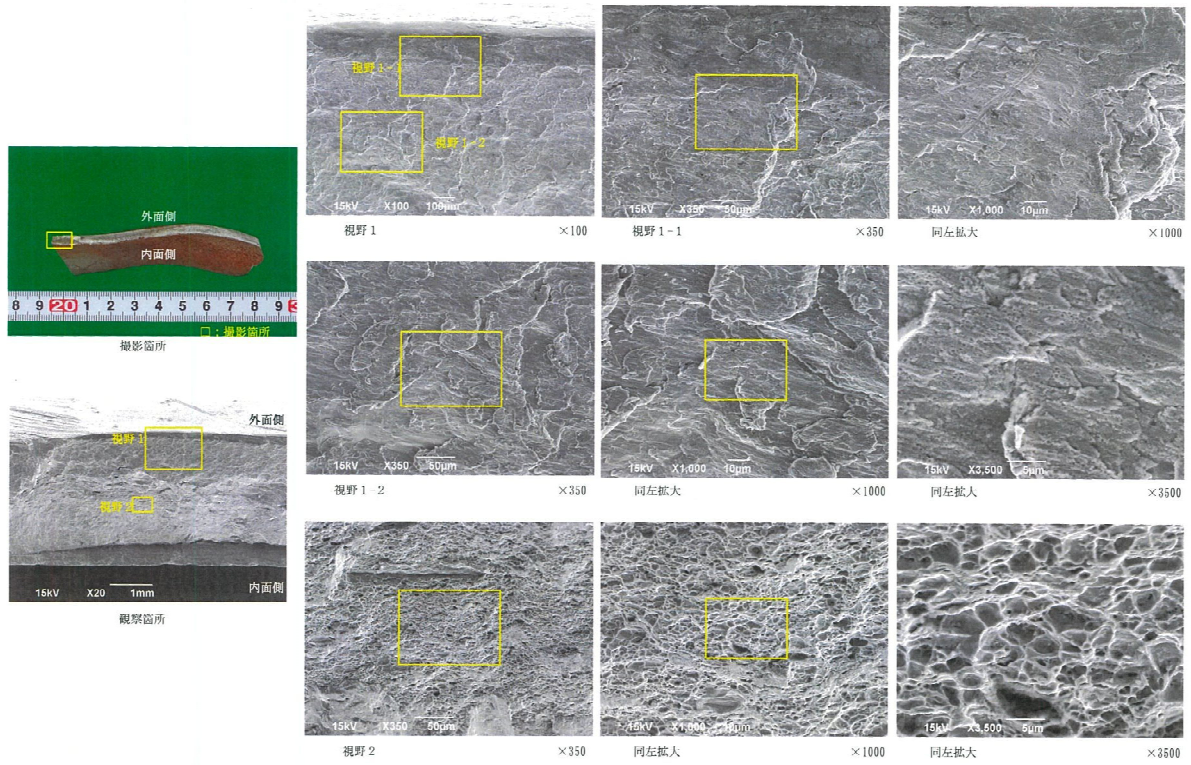


写真-4.3 ガセットプレートの破面 SEM 観察

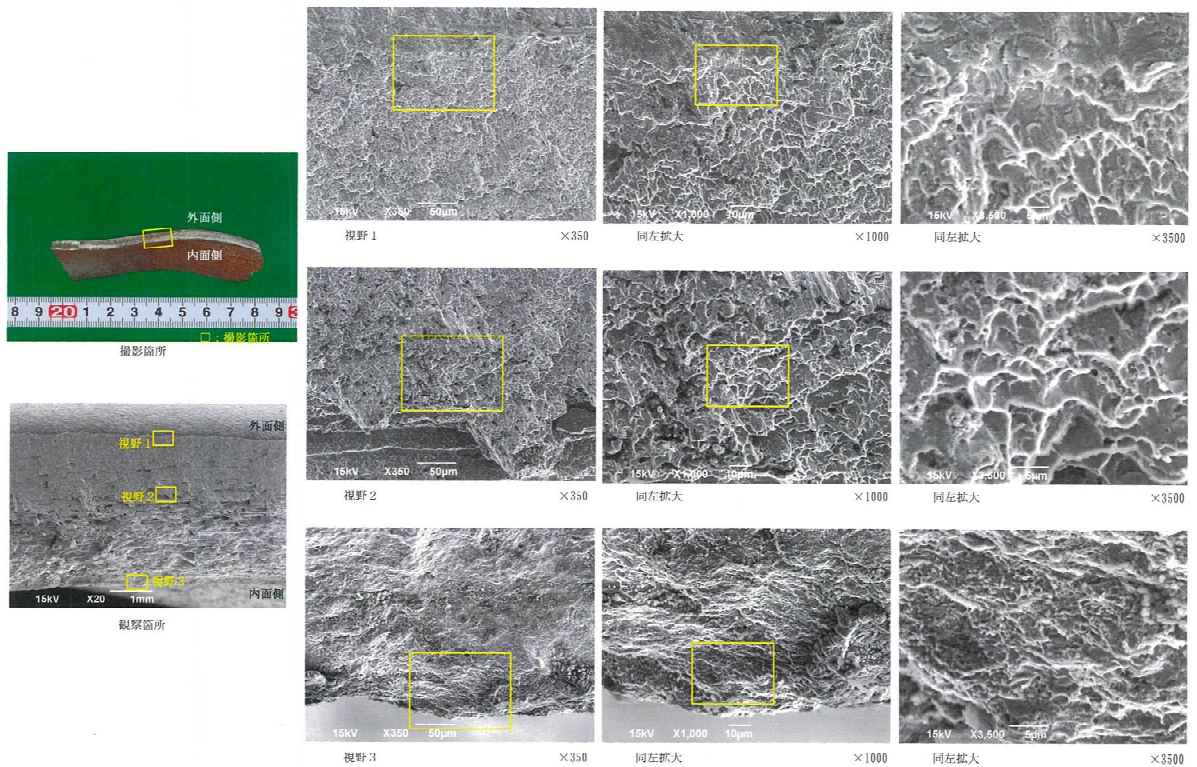


写真-4.3 ガセットプレートの破面 SEM 観察



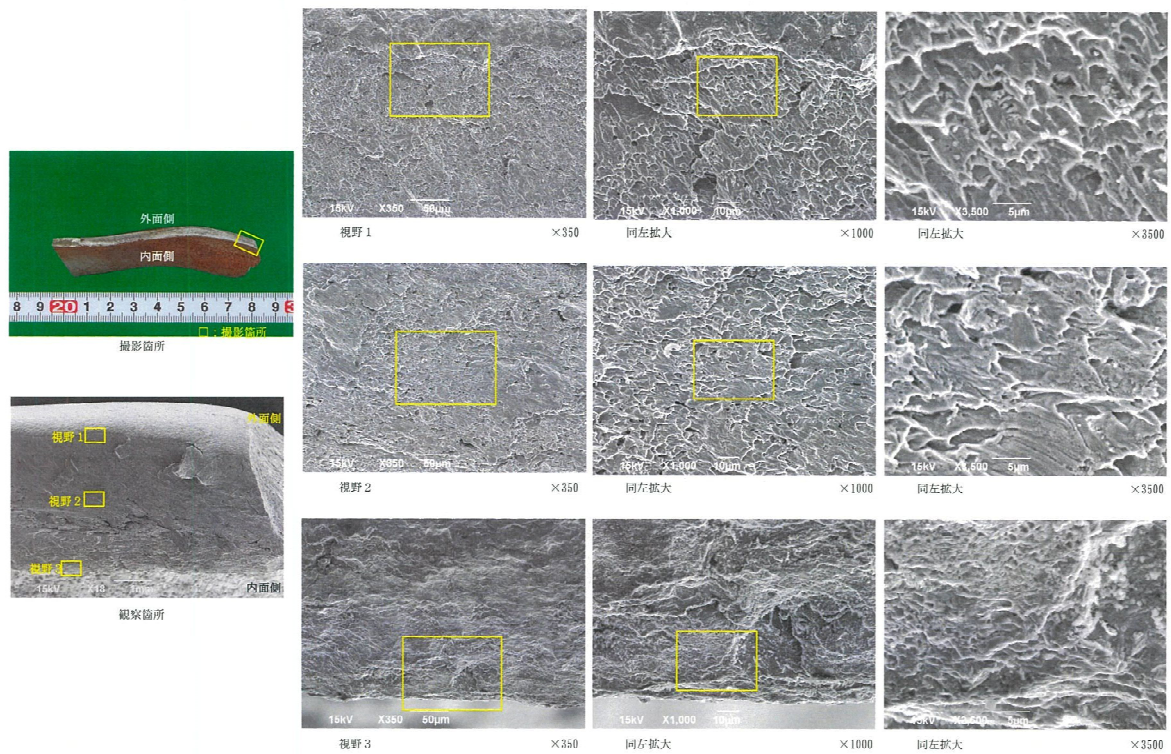


写真-4.4 ガセットプレートの破面 SEM 観察

### (3) 考察

写真-4.3 の中央付近のマクロ破面に、斜め右下がりの凹凸模様が繰り返し現れているように見えるが、ミクロ的にはそのようなパターンは見られない。これは繰り返し载荷による疲労というよりは最大変位に制限がある過大変形によって、疲労よりは数桁大きい単位で(上記のマクロ破面部分で 1mm 強ぐらい)延性き裂が間欠的に進行したと推測する。

## A4.2 ボルト破断

### (1) 調査対象

第 5 章に示した実験においてボルトの破断が生じた破断面の破面観察を行い，破断の発生要因を考察する．写真-4.1 に観察の対象箇所を示す．亀裂発生部位の作用力は，図-4.2 に示すように圧縮力と引張力の交番応力の作用である．



写真-4.5 ボルトの破断状況



(2) 観察結果

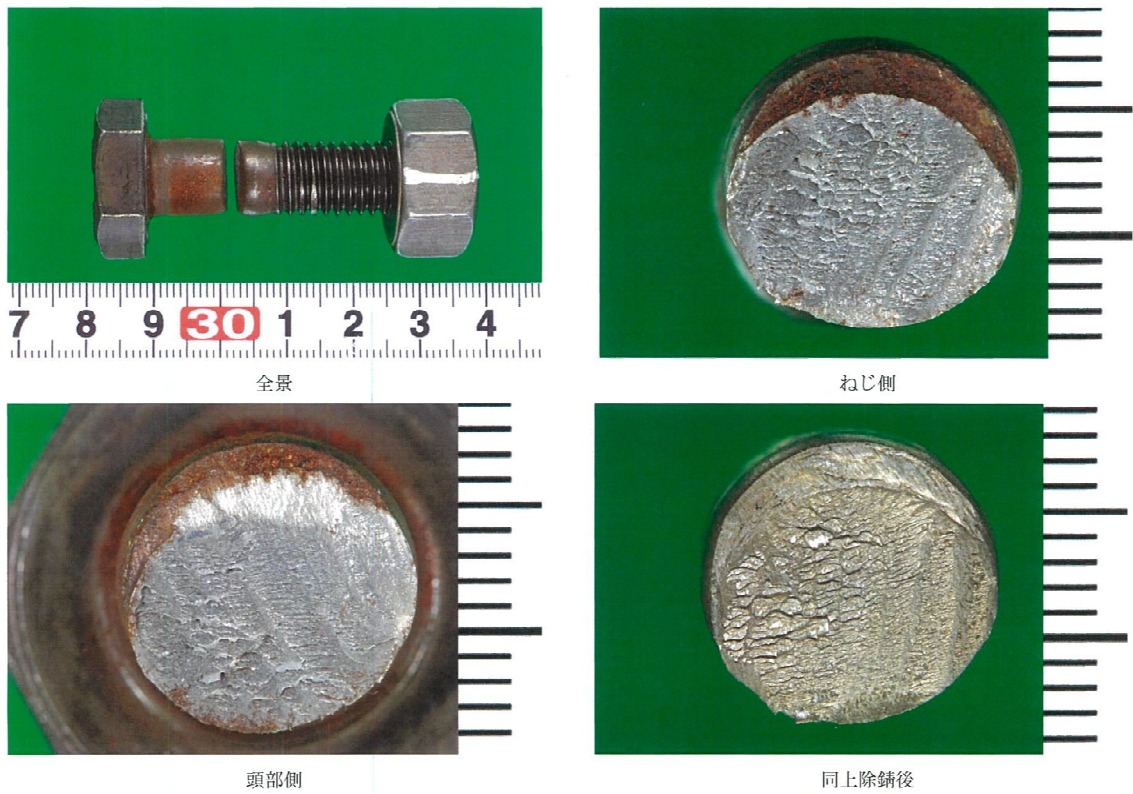


写真-4.6 ボルトの外観および破面拡大

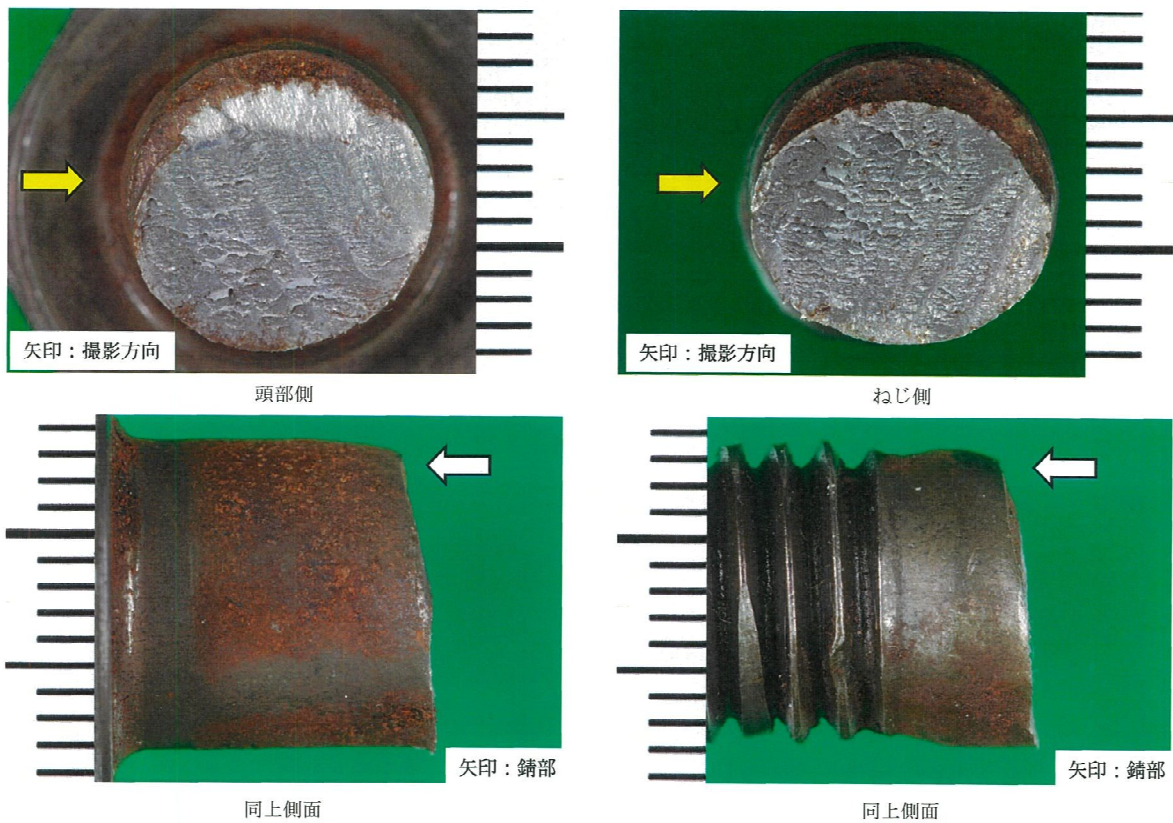


写真-4.7 ボルトの側面形態



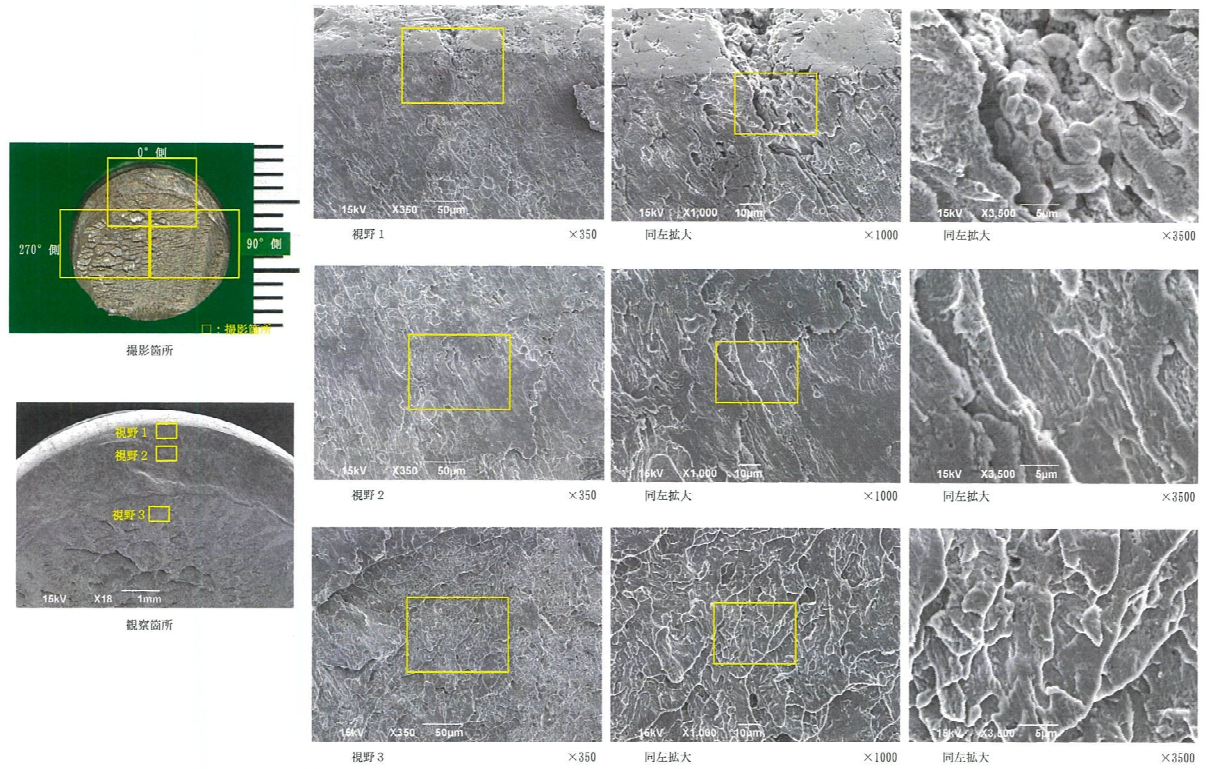


写真-4.8 ボルトの破面 SEM 観察

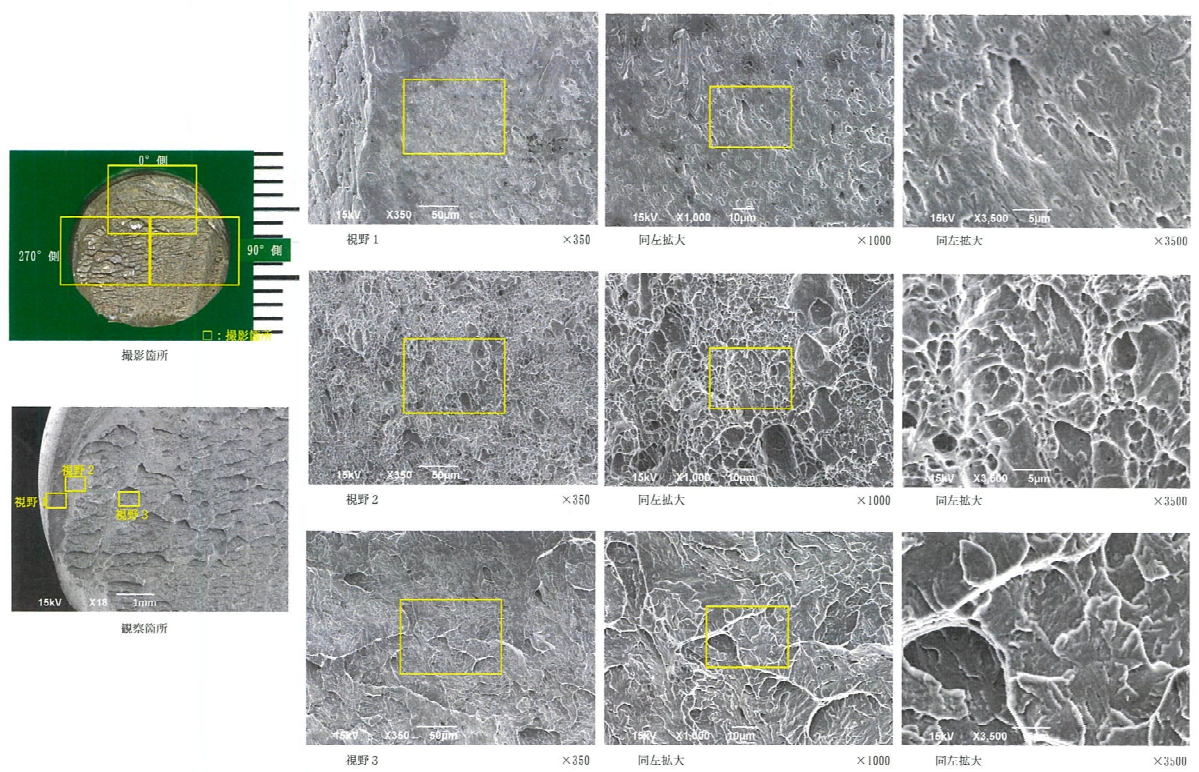


写真-4.9 ボルトの破面 SEM 観察



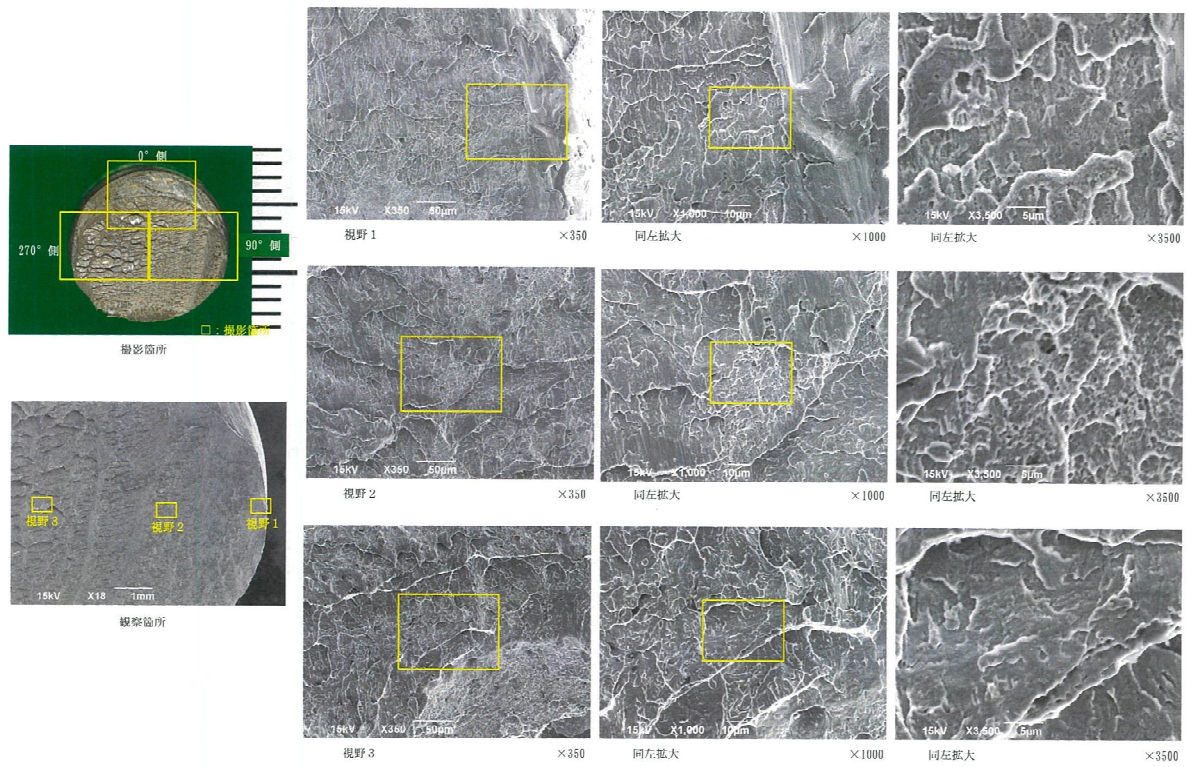


写真-4.10 ボルトの破面 SEM 観察

### (3) 考察

ボルトの破面はせん断による延性破壊である。一部、擬へき開的な破面様相も見られるが、変形拘束の影響だと思われる。



## Appendix 5 高力ボルト摩擦接合を対象にした解析

高力ボルト摩擦接合を対象にした解析は過去に実施されている<sup>1)~11)</sup>。これらに関して解析モデル、使用ソフト、材料構成則、ボルト軸力等について表-4.2、表-4.3にまとめる。主な内容は次のとおりであった。

- (1) 解析ソフトは、すべての文献で、Abaqus を使用している。
- (2) 解析モデルは、継手構造の対称性を考慮して、1/8 モデルとしている事例がほとんどである。
- (3) 要素は、鋼板は 8 面体、ボルトは 6 面体の Solid 要素としている。
- (4) 材料構成則は、材料試験を基にした、マルチリニアとしている。ただし、降伏棚の有無、引張荷重以降の勾配の取り方など、統一した様式になっていない。
- (5) 解析におけるボルト軸力の導入方法文献<sup>7)</sup>、文献<sup>9)</sup>で、4 種類のボルト軸力の導入モデルを比較している。Abaqus に組み込まれている締結力モデルが最も精度よく再現できる。ただし、静摩擦係数と動摩擦係数を等しいとしているため、すべり耐力までの検証となっている。大阪市立大学のグループは、継手構造の対称性を考慮して、1/8 の解析モデルを基本とし、導入軸力は、強制変位モデルとしている。

表-4.1 ボルト軸力導入モデルの比較（文献<sup>7)</sup>、文献<sup>9)</sup>）

a) 荷重モデル	b) 温度作用モデル	c) 強制変位モデル	d) 締結力モデル
軸力を荷重として入力するため、母板や連結板の板厚が小さくなってボルト軸方向のひずみが増加しても軸力変動を再現できない問題点がある。	ボルト軸方向のほかにもボルト軸直角方向にも収縮を作用させているため、座金と連結板間のせん断力が過大に生じる問題点がある。	ボルト全長をモデル化した場合には、ボルトを 2 分割しているため、すべり後のボルト軸直角方向の変形を正確に再現できない。特に、母板の孔壁部にボルト軸部が接触する支圧状態以降にその影響が顕著になると推定される。 ボルト長さの半分をモデル化する場合には、すべり耐力までの挙動を再現できる。 参考文献 5.3, 5.4, 5.7, 5.9)	他の 3 つの解析モデルのような問題点がなく、ボルト全長をモデル化する場合に、少なくともすべり耐力までの挙動については実挙動を精度良く再現できる。 参考文献 5.10)

- (6) 摩擦係数については、すべての文献で、すべり後の挙動を対象にしていないことから、静摩擦係数＝動摩擦係数としている。鋼板とボルト軸の接触は、Abaqus のデフォルト機能を使用していると思われる。
- (7) 荷重は強制変位として載荷している。
- (8) 実験におけるすべり耐力は荷重が低下したとき、または母材と連結板の相対変位が 0.2mm になったときとしており、解析では、荷重が低下しないため、相対変位からもとめている。

表 4.2 既往文献における解析条件比較 (その 1)

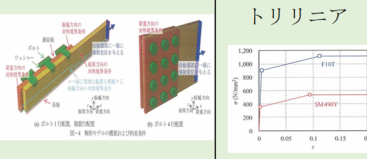
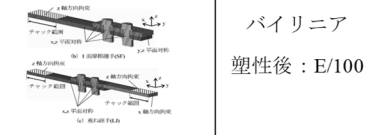
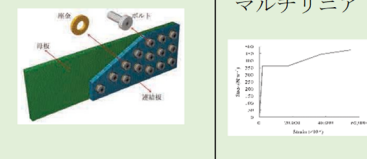
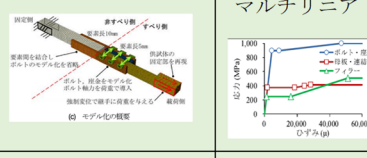
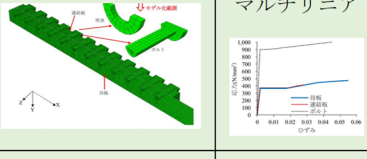
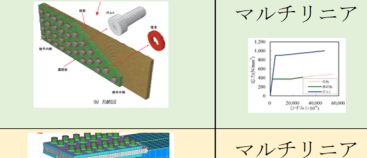
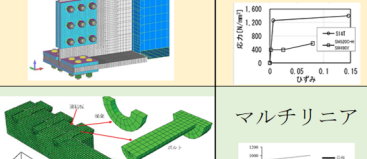
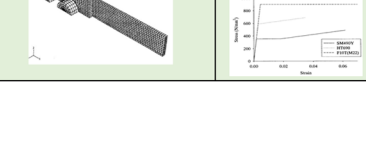
	目的	解析ソフト	モデルサイズ	解析モデル	材料構成則	要素	
						板	ボルト
文献 1)	ボルト行数がすべり挙動および母材降伏挙動に及ぼす影響を解析で検討する。	Abaqus 6.13	1/8		トリリニア	C3D8R	C3D6
文献 2)	継手形式の違いがすべり挙動および母材降伏挙動に及ぼす影響を解析で検討する。	Abaqus 6.14	1/2		バイリニア 塑性後：E/100	C3D8R	C3D6
文献 3)	接触面を無塗装にした場合の継手の種々の構造諸元がすべり挙動に与える影響を検討する。また、千鳥配置についても検討する。文献 10)の続き。	Abaqus 6.9	1/8		マルチリニア	C3D8R	C3D6
文献 4)	フィラーがすべり耐力に与える影響を確認する。	Abaqus 6.9	1/2		マルチリニア	C3D8R	C3D8R
文献 5)	純断面降伏照査方法の違いを解析により整理する。厚板多列の場合の降伏進展挙動を解析で確認する。	Abaqus 6.9	1/8		マルチリニア	C3D8R	C3D6
文献 6)	千鳥配置の場合のすべり挙動および荷重伝達メカニズムを明確にする。	Abaqus 6.9	1/8		マルチリニア	C3D8R	C3D6
文献 7)	すべり試験および多列すべり試験における力学的メカニズムの解明	Abaqus 6.11	1/2		マルチリニア	C3D8R	C3D6
文献 8)	継手の種々の構造諸元がすべり挙動に与える影響を検討。すべり低下のメカニズム文献 3)の追加検討 7	Abaqus 6.9	1/8		マルチリニア	C3D8R	C3D6
文献 9)	文献 7 と内容は同じ						
文献 10)	厚板鋼板を用いた高力ボルト摩擦接合接手を対象にして、無機ジンクリッチペイントを塗装した場合の継手性能を検証	Abaqus 6.9	1/8		マルチリニア	C3D8R	C3D6
文献 11)	すべり限界と降伏限界を明確にする。	Abaqus 6.9	1/4, 1/8		マルチリニア	C3D8R	C3D6

表 4.3 既往文献における解析条件比較（その2）

	ボルト軸力	接合面			荷重	備考
		母材-連結板	ワッシャー-連結板	支圧		
文献 1)	強制変位	静摩擦のみ クーロン摩擦	摩擦無し	Abaqus デフォルト機能 ペナルティー法	変位制御	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 実験と比較</li> <li>・ 降伏耐力は Slope Factor 法で検討</li> </ul>
文献 2)	Abaqus 締結力モデル	静摩擦のみ クーロン摩擦	摩擦無し	Abaqus デフォルト機能 ペナルティー法	変位制御	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 実験と比較</li> <li>・ 降伏耐力は 0.2% 耐力</li> <li>・ すべり耐力は荷重が低下したとき、相対変位が 0.2mm になったとき</li> <li>・ 解析はすべりに着目、相対変位 0.5mm までを解析</li> </ul>
文献 3)	強制変位	静摩擦のみ クーロン摩擦	同左	Abaqus デフォルト機能 ペナルティー法	変位制御	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 実験と比較</li> <li>・ 解析はすべりに着目、相対変位 1.0mm までを解析</li> </ul>
文献 4)	Abaqus 締結力モデル	静摩擦のみ クーロン摩擦	記載なし	Abaqus デフォルト機能 ペナルティー法	変位制御	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 解析はすべりに着目、相対変位 1.0mm までを解析</li> </ul>
文献 5)	強制変位	静摩擦のみ クーロン摩擦	同左	Abaqus デフォルト機能 ペナルティー法	変位制御	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 解析はすべりに着目、相対変位 1.4mm までを解析</li> <li>・ 既往の研究結果と比較</li> </ul>
文献 6)	強制変位	静摩擦のみ クーロン摩擦	同左	Abaqus デフォルト機能 ペナルティー法	変位制御	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 解析はすべりに着目、相対変位 1.0mm までを解析</li> <li>・ 継手の伸び量は 5mm まで</li> </ul>
文献 7)	Abaqus 締結力モデル	静摩擦のみ クーロン摩擦	同左	Abaqus デフォルト機能 ペナルティー法	変位制御	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ ボルト軸力の導入方法を検討</li> <li>・ 桁の曲げ試験</li> <li>・ 相対変位 0.3mm まで解析</li> <li>・ ボルト軸力の変動を解析</li> <li>・ 実験結果と比較</li> </ul>
文献 8)	強制変位	静摩擦のみ クーロン摩擦	同左	Abaqus デフォルト機能 ペナルティー法	変位制御	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 実験と比較</li> </ul>
文献 9)	文献 7 と内容は同じ					
文献 10)	強制変位	静摩擦のみ クーロン摩擦	同左	Abaqus デフォルト機能 ペナルティー法	変位制御	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 実験と比較</li> </ul>
文献 11)	強制変位	静摩擦のみ クーロン摩擦	摩擦無し	Abaqus デフォルト機能 ペナルティー法	変位制御	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 実験と比較</li> </ul>

## Appendix 5 (参考文献)

- 1) 高井俊和, 森山仁志, 山口隆司, 山本佑大: 高力ボルト摩擦接合継手の引張載荷実験における試験体ボルト行数のすべりおよび母材降伏挙動への影響に関する基礎的研究, 構造工学論文集 Vol.65A(2019年3月)
- 2) 細谷岳夫, 森猛, 小林雄介: 摩擦接合重ね継手のすべり耐力と降伏耐力に関する解析的検討, 鋼構造論文集 第24巻 第96号(2017年12月)
- 3) 土木研究所, 大阪市立大学: 高力ボルト摩擦接合継手の設計法の合理化に関する共同研究報告書(その2), 共同研究報告書, 第428号, 土木研究所, 2016.
- 4) 高井俊和, 彭雪, 山口隆司: フィラプレート板厚が高力ボルト摩擦接合継手の荷重伝達に与える影響に関する解析的研究, 土木学会論文集 A1, Vol. 71, No. 1, pp. 1-9, 2015.
- 5) 彭雪, 山口隆司, 高井俊和: 厚板多列高力ボルト摩擦接合継手の母材純断面降伏挙動に関する解析的研究, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), Vol. 71, No. 1, 47-54, 2015.
- 6) 山階清永, 山口隆司, 高井俊和, 彭雪: 千鳥配置された高力ボルト摩擦接合継手の荷重伝達メカニズム, 土木学会論文集 A1, Vol.71, No. 2, pp. 221-233, 2015.
- 7) 国土交通省国土技術政策総合研究所: 鋼道路橋への適用に向けた超高力ボルトを用いた摩擦接合継手の継手強度に関する研究, 国土技術政策総合研究資料, 2015
- 8) 彭雪, 山口隆司, 高井俊和, 村越潤, 澤田守: 厚板多列高力ボルト摩擦接合継手の構造諸元がすべり挙動に与える影響に関する解析的研究, 土木学会論文集 A1, Vol. 69, No. 3, pp. 452-466, 2013.9.
- 9) 玉越隆史, 石尾真理, 横井芳輝, 山崎健次郎, 水口知樹: 高力ボルト摩擦接合のボルト軸力導入に着目した解析モデルに関する研究, 鋼構造論文集, 第21巻第84号(2014年12月)
- 10) 土木研究所, 大阪市立大学: 高力ボルト摩擦接合継手の設計法の合理化に関する共同研究報告書, 共同研究報告書, 第484号, 土木研究所, 2012
- 11) 山口隆司, 森猛, 橋本国太郎: 高力ボルト摩擦接合継ぎ手のすべり強度/降伏強度比とすべり係数に関する検討, 構造工学論文集 Vol.51A(2005年3月)

## Appendix 6 ファイバー要素の理論

本研究で用いたファイバー要素の理論, 特に要素の定式化について述べる. ファイバー要素は, 材料非線形性が正確に表現できる梁要素である. ここで示すファイバー要素は, 材料非線形性 ( $D$  マトリクスが非線形) および幾何学的非線形性 ( $B$  マトリクスが非線形) の両方が考慮された要素となっている.

### A6.1 ファイバー要素の定式化

#### (1) 要素の種類

ファイバー要素は, 要素の種類として梁に分類され, 梁の材料非線形性の表現方法のひとつである. ファイバー要素の定式化の方法として, 従来の梁理論を拡張した方法および FEM の梁要素を拡張 (積分点の任意配置等) の 2 つがあり, 本研究では後者を採用している. なお, 本ファイバー要素は, 後述するようにせん断変形に関する  $\theta$  が独立に定義していることから, 自動的にせん断変形が考慮された Timoshenko 梁のレベルとなっている.

#### (2) 変位関数

部材内での任意の点  $x, y, z$  に対して  $x, y, z$  軸方向の増分変位を  $U, V, W$  として, 次式のように表す. ここで,  $u, v, w, \theta_x, \theta_y, \theta_z$  は, 部材座標系の  $x$  軸上での値であり,  $x$  方向にのみ, 変化している. また, そり関数  $\omega(y, z)$  は, 断面内で変化する.

$$U(x, y, z) = u(x) - y\theta_z(x) + z\theta_y(x) + \omega(y, z)\theta_x'(x) \quad (1.1)$$

$$V(x, y, z) = v(x) - z\theta_x(x) \quad (1.2)$$

$$W(x, y, z) = w(x) + y\theta_x(x) \quad (1.3)$$

#### (3) 形状関数

$u, v, w, \theta_x, \theta_y, \theta_z$  は,  $i$  端と  $j$  端の増分変位パラメータ  $u_1, u_2$  などを用いて, 次式のように表す (図 1.1 を参照).

$$u(x) = \frac{1}{2}(1-s)u_1 + \frac{1}{2}(1+s)u_2 \quad (1.4)$$

$$v(x) = \frac{1}{2}(1-s)v_1 + \frac{1}{2}(1+s)v_2 \quad (1.5)$$

$$w(x) = \frac{1}{2}(1-s)w_1 + \frac{1}{2}(1+s)w_2 \quad (1.6)$$

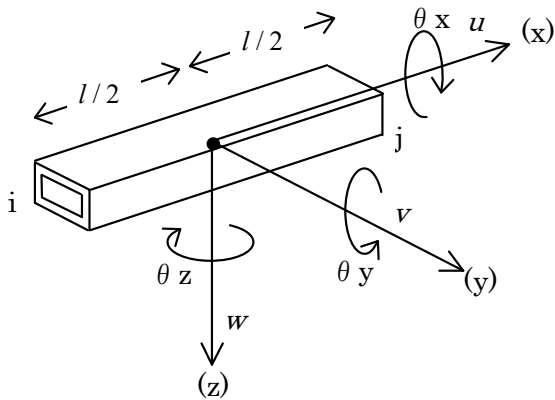


図 1.1 要素座標系

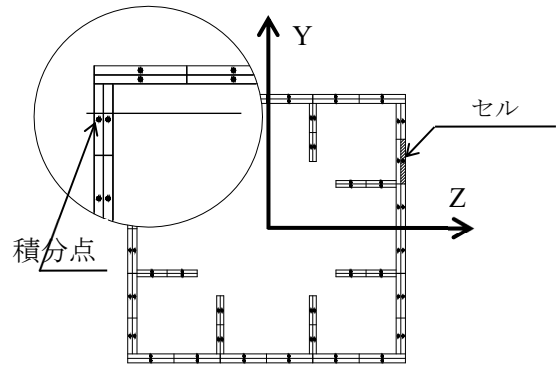


図 1.2 断面のセル分割

$$\theta_x(x) = \frac{1}{2}(1-s)\theta_{x1} + \frac{1}{2}(1+s)\theta_{x2} \quad (1.7)$$

$$\theta_y(x) = \frac{1}{2}(1-s)\theta_{y1} + \frac{1}{2}(1+s)\theta_{y2} \quad (1.8)$$

$$\theta_z(x) = \frac{1}{2}(1-s)\theta_{z1} + \frac{1}{2}(1+s)\theta_{z2} \quad (1.9)$$

ここでは  $-1 \leq s \leq 1$  であり、 $x$  との関連は  $s = \frac{2}{l}x - 1$  で与えられ、 $s$  は軸方向に部材長  $l$  を用いて正規化したものである。

#### (4) $D$ マトリクス (応力-ひずみ関係マトリクス)

応力増分とひずみ増分の関係は、本研究においては、材料非線形性として直ひずみの関係のみを考慮し、せん断応力とせん断ひずみの関係は弾性と仮定した。せん断応力とせん断ひずみについても塑性化を考えるには、後述する式(3.1)において、梁要素に関連する成分だけに縮退すればよい。これにより、直応力とせん断応力が連成する解析も可能となる。

$$\sigma_x = E^* \varepsilon_x \quad \tau_{xy} = G \gamma_{xy} \quad \tau_{zx} = G \gamma_{zx} \quad (1.10 \sim 1.12)$$

ここに、

$$E^* = \begin{cases} E_e \\ E_p \end{cases} \quad E_e : \text{弾性成分} \quad E_p : \text{塑性成分} \quad (1.13)$$

したがって

$$\begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \tau_{xy} \\ \tau_{zx} \end{Bmatrix} = D \begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \gamma_{xy} \\ \gamma_{zx} \end{Bmatrix} \quad (1.14)$$

$$D = \begin{bmatrix} E^* & 0 & 0 \\ 0 & G & 0 \\ 0 & 0 & G \end{bmatrix} \quad (1.15)$$

(5)  $K$ マトリクス (接線剛性マトリクス)

接線剛性マトリクスは、次式によって与えられる。なお、 $B$ マトリクスの算出方法については、後述する。

$$K = \int B_i^T DB_i dv = \int dx \int B_i^T DB_i dydz = l/2 \int ds \int B_i^T DB_i dydz \quad (1.16)$$

$B_i$ が $3 \times 12$ のマトリクス、 $D$ が $3 \times 3$ のマトリクスだから、 $B_i^T DB_i$ は $12 \times 12$ のマトリクスとなり、接線剛性マトリクス $K$ は、それらの各成分を積分したものとなる。たとえば、 $K$ の1-1成分 $K_{11}$ は以下のように表される。

$$K_{11} = 1/l \int E^* dydz \quad (1.17)$$

となり、断面内で、 $E^*$ が一定値ならば、 $K_{11} = E^* A/l$ と通常の線形剛性マトリクスと同じ形になる。ただし、この $A$ は全断面積である。

本解析ソフトにおいては、断面を多数のセルに分割し、断面方向の積分点は各セルの中心(図1.2)、長さ方向の積分点は $s=0$ 、すなわち、部材中間点(図1.1)で数値積分を行う。

$$K = \sum_i^m B_i^T DB_i \Big|_{y=y_i, z=z_i} A_i l \quad (1.18)$$

ここで、 $m$  : 各断面での全セル数、 $A_i$  : 各セルの断面積、 $x_i, y_i$  : 各セルの中心の座標を表す。



## A6.2 幾何非線形性を考慮した接線剛性マトリクス

内力および外力の釣合は、変位（またはひずみ）の大小に関わらず成り立たなければならない。変位が有限個の節点変位パラメータ  $\mathbf{a}$  によって規定されているとすると、次のように表すことができる。

$$\psi(\mathbf{a}) = \int_v B^T \sigma dv - f = 0 \quad (2.1)$$

ここで  $\psi$  : 外部および内部の一般化力の和

$\sigma$  : 応力

$f$  : 外力ベクトル

$B$  : ひずみと変位パラメータの変換マトリクスを表して、以下に表される。

$$d\boldsymbol{\varepsilon} = B d\mathbf{a} \quad (2.2)$$

また、ここで  $d\boldsymbol{\varepsilon}$  : ひずみ増分

変位が大きい場合は、ひずみは変位に対して、非線形関係で結ばれ、 $B$  は  $\mathbf{a}$  の関数となり、式(2.3)のように表すと便利である。

$$B = B_l + B_n(\mathbf{a}) \quad (2.3)$$

ここに  $B_l$  は線形微小ひずみ解析におけるものと同じマトリクスを表し、 $B_n$  のみが変位の関数である。

一般に応力  $\sigma$  はひずみ  $\boldsymbol{\varepsilon}$  と非線形関係で以下のように結び付けられている。

$$\sigma = \sigma(\boldsymbol{\varepsilon}) \quad (2.4)$$

したがって応力増分とひずみ増分の関係は以下のように表される。

$$d\sigma = \frac{d\sigma}{d\boldsymbol{\varepsilon}} d\boldsymbol{\varepsilon} = D d\boldsymbol{\varepsilon} \quad (2.5)$$

Newton-Raphon 法による反復過程を導くために、変位パラメータ  $\mathbf{a}$  に関する変分をとると、式(2.1)から

$$d\psi = \int_v dB^T \sigma dv + \int_v B^T d\sigma dv \quad (2.6)$$

を得る。式(2.2)と式(2.5)から

$$d\sigma = DB d\mathbf{a} \quad (2.7)$$

また式(2.21)から、

$$dB = dB_n \quad (2.8)$$

となる。式(2.7)と式(2.8)を式(2.6)に代入すると、

$$d\psi = \int_v dB_n^T \sigma dv + \bar{K} da \quad (2.9)$$

が得られる。ただし  $\bar{K}$  は、

$$\bar{K} = \int_v B^T DB dv = K_l + K_n \quad (2.10)$$

であり、 $K_l$  は通常の微小変位の剛性マトリクス、すなわち、

$$K_l = \int_v B_l DB_l dv \quad (2.11)$$

であり、 $K_n$  は大変位によるもので、

$$K_n = \int_v (B_l^T DB_n + B_n^T DB_n + B_n^T DB_l) dv \quad (2.12)$$

$K_n$  は大変位マトリクス（初期変位マトリクス）と呼ばれているものである。

式(2.9)の第1項は一般に次のように変位パラメータ  $a$  の変分と関係付けられる。

$$\int_v dB_n^T \sigma dv = K_\sigma da \quad (2.13)$$

$K_\sigma$  は応力レベルに依存する対称マトリクスで、幾何剛性マトリクス（初期応力マトリクス）と呼ばれている。

以上の結果から

$$d\psi = (K_l + K_\sigma + K_n) da = K_T da \quad (2.14)$$

が得られる。 $K_T$  は接線剛性マトリクスである。

### A6.3 ファイバー要素の接線剛性マトリクス

多軸応力状態における大ひずみ、大変位に対する変位とひずみの関係式は、次のように表される。

$$\begin{aligned} \varepsilon_x &= \frac{\partial U}{\partial x} + \frac{1}{2} \left[ \left( \frac{\partial U}{\partial x} \right)^2 + \left( \frac{\partial V}{\partial x} \right)^2 + \left( \frac{\partial W}{\partial x} \right)^2 \right] \\ \varepsilon_y &= \frac{\partial V}{\partial y} + \frac{1}{2} \left[ \left( \frac{\partial U}{\partial y} \right)^2 + \left( \frac{\partial V}{\partial y} \right)^2 + \left( \frac{\partial W}{\partial y} \right)^2 \right] \\ \varepsilon_z &= \frac{\partial W}{\partial z} + \frac{1}{2} \left[ \left( \frac{\partial U}{\partial z} \right)^2 + \left( \frac{\partial V}{\partial z} \right)^2 + \left( \frac{\partial W}{\partial z} \right)^2 \right] \end{aligned} \quad (3.1)$$

$$\gamma_{xy} = \frac{\partial U}{\partial y} + \frac{\partial V}{\partial x} + \left( \frac{\partial U}{\partial x} \frac{\partial U}{\partial y} + \frac{\partial V}{\partial x} \frac{\partial V}{\partial y} + \frac{\partial W}{\partial x} \frac{\partial W}{\partial y} \right)$$

$$\gamma_{yz} = \frac{\partial V}{\partial z} + \frac{\partial W}{\partial y} + \left( \frac{\partial U}{\partial y} \frac{\partial U}{\partial z} + \frac{\partial V}{\partial y} \frac{\partial V}{\partial z} + \frac{\partial W}{\partial y} \frac{\partial W}{\partial z} \right)$$

$$\gamma_{zx} = \frac{\partial W}{\partial x} + \frac{\partial U}{\partial z} + \left( \frac{\partial U}{\partial z} \frac{\partial U}{\partial x} + \frac{\partial V}{\partial z} \frac{\partial V}{\partial x} + \frac{\partial W}{\partial z} \frac{\partial W}{\partial x} \right)$$

ファイバー要素は梁要素であるため、 $\epsilon_y$ ,  $\epsilon_z$ ,  $\gamma_{yz}$  の 3 成分がゼロとなる。また、ゼロとするのではなく、6 成分からその 3 成分に縮退すれば、その 3 成分らが考慮された連成挙動となる。その場合、式(1.13) の形が変わる。なお、後述するシェル要素の場合は、5 成分に縮退している。

ひずみベクトル  $\epsilon$  を微小変位項  $\epsilon_l$  と大変位（非線形）項  $\epsilon_n$  に分けると

$$\epsilon = \epsilon_l + \epsilon_n \quad (3.2)$$

となり、それぞれを次のように表す。

$$\epsilon_l = \begin{Bmatrix} \epsilon_x \\ \gamma_{xy} \\ \gamma_{xz} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \frac{\partial U}{\partial x} \\ \frac{\partial U}{\partial y} + \frac{\partial V}{\partial x} \\ \frac{\partial W}{\partial x} + \frac{\partial U}{\partial z} \end{Bmatrix} \quad (3.3)$$

$$\epsilon_n = \frac{1}{2} \begin{bmatrix} \frac{\partial U}{\partial x} & \frac{\partial V}{\partial x} & \frac{\partial W}{\partial x} & 0 & 0 & 0 & 0 \\ \frac{\partial U}{\partial y} & 0 & \frac{\partial W}{\partial y} & \frac{\partial U}{\partial x} & \frac{\partial W}{\partial x} & 0 & 0 \\ \frac{\partial U}{\partial z} & \frac{\partial V}{\partial z} & 0 & 0 & 0 & \frac{\partial U}{\partial x} & \frac{\partial V}{\partial x} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \frac{\partial U}{\partial x} \\ \frac{\partial x}{\partial V} \\ \frac{\partial W}{\partial x} \\ \frac{\partial U}{\partial y} \\ \frac{\partial W}{\partial y} \\ \frac{\partial U}{\partial z} \\ \frac{\partial x}{\partial V} \\ \frac{\partial W}{\partial z} \end{Bmatrix} = \frac{1}{2} A \theta \quad (3.4)$$

式(1.4)～式(1.9)を式(1.1)～式(1.3)に代入し、さらにそれらを式(2.5)に代入して、マトリクス表現すると、次のようになる。

$$\begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \gamma_{xy} \\ \gamma_{zx} \end{Bmatrix} = B_l \{u_1, v_1, w_1, \theta_{x1}, \theta_{y1}, \theta_{z1}, u_2, v_2, w_2, \theta_{x2}, \theta_{y2}, \theta_{z2}\}^T \quad (3.5)$$

ただし

$$B_l = \begin{bmatrix} -1/l & 0 & 0 & -\omega/l & -z/l & y/l \\ 0 & -1/l & 0 & z/l + \partial_y \omega(1-s)/2 & 0 & -(1-s)/2 \\ 0 & 0 & -1/l & y/l + \partial_z \omega(1-s)/2 & (1-s)/2 & 0 \end{bmatrix}$$

$$\left. \begin{array}{l} 1/l \quad 0 \quad 0 \quad \omega/l \quad z/l \quad -y/l \\ 0 \quad 1/l \quad 0 \quad -z/l + \partial_y \omega(1+s)/2 \quad 0 \quad -(1+s)/l \\ 0 \quad 0 \quad 1/l \quad -y/l + \partial_z \omega(1+s)/2 \quad (1+s)/l \quad 0 \end{array} \right\} \quad (3.6)$$

$B_l$  は、微小変位項  $\varepsilon_l$  に対応する変位-ひずみ関係マトリクスである。

次に、非線形項  $\varepsilon_n$  に対応する  $B_n$  を求めることにする。

式(3.4)の変分をとると

$$d\varepsilon_n = \frac{1}{2} dA\theta + \frac{1}{2} Ad\theta = Ad\theta \quad (3.7)$$

となる。

$\theta$  は節点変位パラメータ  $a$  を用いて

$$\theta = Ga \quad (3.8)$$

と表される。

$$G = \begin{bmatrix} -1/l & 0 & 0 & 0 & -z/l & y/l \\ 0 & -1/l & 0 & z/l & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -1/l & -y/l & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{\partial \omega}{\partial y} \frac{(1-s)}{2} & 0 & -(1-s)/2 \\ 0 & 0 & 0 & (1-s)/2 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{\partial \omega}{\partial z} \frac{(1-s)}{2} & (1-s)/2 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -(1-s)/2 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (3.9)$$

$$\begin{bmatrix} 1/l & 0 & 0 & 0 & z/l & -y/l \\ 0 & 1/l & 0 & -z/l & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1/l & y/l & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{\partial \omega}{\partial y} \frac{(1-s)}{2} & 0 & -(1+s)/2 \\ 0 & 0 & 0 & (1+s)/2 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{\partial \omega}{\partial z} \frac{(1+s)}{2} & (1+s)/2 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -(1+s)/2 & 0 & 0 \end{bmatrix}$$

$G$  マトリクスが節点変位パラメータ  $\mathbf{a}$  に依存しない。したがって式(3.8)を式(3.7)に代入すると

$$d\boldsymbol{\varepsilon}_n = AGd\mathbf{a} \quad (3.10)$$

ゆえに

$$B_n = AG \quad (3.11)$$

である。

$B = B_l + B_n$  であることから、 $\bar{K}$  は式(2.10)より

$$\bar{K} = \int_v B^T DB dv = K_l + K_n \quad (3.12)$$

となる。

また、初期応力マトリクス  $K_\sigma$  は式(2.13)と式(3.11)から

$$K_\sigma d\mathbf{a} = \int_v dB_n^T \boldsymbol{\sigma} dv = \int_v G^T dA' \boldsymbol{\sigma} dv \quad (3.13)$$

となる。

さらに、

$$dA^T \boldsymbol{\sigma} = \begin{bmatrix} \sigma_x & 0 & 0 & \tau_{xy} & 0 & \tau_{xz} & 0 \\ 0 & \sigma_x & 0 & 0 & 0 & 0 & \tau_{xz} \\ 0 & 0 & \sigma_x & 0 & \tau_{xy} & 0 & 0 \\ \tau_{xy} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \tau_{xy} & 0 & 0 & 0 & 0 \\ \tau_{xz} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \tau_{xz} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} d\left(\frac{\partial U}{\partial x}\right) \\ d\left(\frac{\partial V}{\partial x}\right) \\ d\left(\frac{\partial W}{\partial x}\right) \\ d\left(\frac{\partial U}{\partial y}\right) \\ d\left(\frac{\partial W}{\partial y}\right) \\ d\left(\frac{\partial U}{\partial z}\right) \\ d\left(\frac{\partial V}{\partial z}\right) \end{bmatrix} = Md\boldsymbol{\theta} \quad (3.14)$$

式(3.8)を用いれば,

$$dA^T \sigma = MGda \quad (3.15)$$

式(3.15)を式(3.13)に代入すれば

$$K_\sigma = \int_v G^T MGdv \quad (3.16)$$

が得られる.

以上から, 接線剛性マトリクス  $K_t$  は, 次のように求まる.

$$K_t = \bar{K} + K_\sigma \quad (3.17)$$

## 発表論文・口頭発表

### 査読付き論文

- (1) 山田忠信, 野中哲也, 馬越一也, 吉山純平, 鈴木森晶, 嶋口儀之: 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, 構造工学論文集, Vol.68A, 2022.
- (2) 嶋口儀之, 山田忠信, 野中哲也, 馬越一也, 鈴木森晶: 繰り返し荷重を受ける鋼トラス橋のブレース材の終局挙動に関する実験および再現解析, 構造工学論文集, Vol.68A, 2022.
- (3) 後藤 芳顕, 水野 剛規, 山田 忠信: トラスの部材破断時の衝撃と非弾性挙動を考慮したエネルギーによるリダンダンシー評価, 土木学会論文集A1 (構造・地震工学), Vol. 71, No. 3, pp. 367-386, 2015.
- (4) 山田忠信, 野中哲也, 鈴木森晶, 嶋口儀之: 繰り返し荷重が作用する鋼橋のブレース材の限界状態に関する研究, 鋼構造論文集, (2022年 掲載可)

### 口頭発表

- (1) 中牟田和典, 齋藤剛, 山田忠信: 一面摩擦で接合されたブレース材の耐荷力の検証, 土木学会第75回年次学術講演会, I-211, 2020.
- (2) 山田忠信, 後藤芳顕, 王慶云, 海老澤健正, 水野剛規, 嶋口儀之: トラス橋の格点部を含めたパネルの終局強度に関する研究, 土木学会第72回年次学術講演会, I-529, 2017
- (3) 河合惟大, 後藤芳顕, 山田忠信, 水野剛規, 鈴木森晶: 下弦材が破断したトラス橋の崩壊挙動解明のための大規模実験, 土木学会第72回年次学術講演会, I-530, 2017
- (4) 水野剛規, 後藤芳顕, 山田忠信, 鈴木森晶, 森下健一: トラス橋の崩壊防止手法開発のための大規模実験, 土木学会第72回年次学術講演会, I-531, 2017
- (5) 水野剛規, 後藤芳顕, 山田忠信: 鋼トラス橋のケーブルを用いた崩壊防止構造に関する基礎的検討, 土木学会第71回年次学術講演会, I-009, 2016



## 謝 辞

本論文は、筆者が名古屋工業大学の社会人博士後期課程に入学し、繰り返し荷重を受ける鋼橋におけるブレース材の限界状態に関する研究成果をまとめたものです。

本研究をまとめるにあたり、終始ご熱心なご指導ご鞭撻を賜りました名古屋工業大学 大学院工学研究科 野中哲也教授に深甚なる感謝の意を表し、御礼を申し上げます。ブレース材の実験および解析では、貴重なご意見、多大なるご支援をいただきましたこと、改めて御礼申し上げます。このような機会に恵まれたことは万感の思いです。誠にありがとうございました。

本論文の審査にあたっては、名古屋工業大学 大学院工学研究科 張鋒教授、永田和寿准教授、並びに愛知工業大学 鈴木森晶には貴重なご意見を賜りました。ここに感謝の意を表します。

本研究を遂行するにあたり、名古屋工業大学 小畑誠教授には構造力学の専門家として大変貴重なご意見ご指導を賜りました。名古屋工業大学 大学院工学研究科 海老澤健正助教には、実験、解析等について多大なご尽力ご支援を賜りました。心より感謝申し上げます。

本研究を進めるうえで、多大なご協力をいただきました名古屋工業大学 大学院工学研究科 博士前期課程 佐伯拓郎氏、中野隼輔氏、鈴木順也氏、構造解析に関してご協力をいただきました(株)地震工学研究開発センター 馬越一也氏、岩村真樹氏に、深く御礼申し上げます。

本論文は、筆者が株式会社IHIインフラシステムに在籍中に取りまとめたものです。株式会社IHI 川上剛司事業領域長、株式会社IHIインフラシステム 上田和也社長、岡田誠司開発部長、嵯峨山剛橋梁技術室長をはじめ、社内関係者の皆様に、心より感謝申し上げます。

最後に、筆者を健康に育ててくれた亡き両親、学業と職務で奔走する筆者のことを理解し、支え続けてくれた妻の美恵子に、心から感謝して本論文の謝辞といたします。

2022 年 5月

山田 忠信