

重ね補強した山形鋼トラス部材の  
座屈耐力評価に関する研究

Buckling Strength Evaluation of Steel Angle Truss Member  
With Lap Reinforcement

2024 年 1 月

高木 峻一

## 重ね補強した山形鋼トラス部材の座屈耐力に関する研究

### 要旨

送電用鉄塔（以降、鉄塔と表記）とは架空送電線を支持するための構造物であり、電気設備に関する技術基準を定める省令（以降、電技と表記）に基づいて設計されている。近年、電力流通設備のレジリエンス強化に対する社会的要請等を背景に、より実況に即した耐風設計手法が電技に反映された。鉄塔はその形状的特徴から主に風荷重によって耐力が決定され、風荷重で設計された鉄塔は相応の耐震性能を保有していることから、一般的には耐震設計は省略されてきた。しかしながら、近年における震災経験を踏まえ、耐震性能の明確化や耐震設計の必要性などの気運の高まりを背景とした鉄塔の耐震基準の検討が進められている。このような耐風・耐震設計基準の改訂による設計荷重の増大に伴い、耐力評価結果に応じて既設鉄塔の改修が必要となる場合が確認されている。

鉄塔は、4本の主脚となる主材と構面を主に構成する斜材を基本としたトラス構造で構成されているのが一般的である。斜材の改修については部材取替え工法や補強方法が確立されているが、主材の取替えは特殊な施工工法を用いる必要があり、容易ではない。また、軸力主体の塔状トラス構造において、主材における所定の座屈耐力の確保は、鉄塔の構造信頼性上極めて重要である。

以上のことから、既設鉄塔の信頼性確保および経済的・構造的に合理的な鉄塔主材の補強工法の確立は重要な課題と位置づけられている。

山形鋼に対する補強工法について、これまでに数多くの研究がされてきており、既往の研究では主に山形鋼個材を対象とし、理想的な補強状態で検討を行っているが、実鉄塔では重ね継手の存在や付属材・斜材等が主材に取付くことから、より実態に即した補強工法の検討が必要である。また、補強効果の確認までに留まっている研究も多く、乾式接合による補強を対象とした研究における補強効果の評価は、数例の研究に限られており、定量的な評価はあまり行われていないのが実情である。

そこで本研究では、はじめに鉄塔における山形鋼主材を対象とした補強工法の課題や補強効果の確認を目的とした部材座屈試験を実施し、この試験結果から、継手偏心による耐力低下の影響や重ね補強による耐力上昇率およびその傾向について検討した。次に、継手部材および補強材サイズが既設材（補強対象部材）と同サイズであると限定した場合の座屈耐力式を弾性理論解をもとに構築した。また、その座屈耐力式に継手偏心による材端曲げモーメント比および補強材と既設材の断面性能比を組み合わせることで、異サイズ継手・異サイズ補強も対象範囲とした座屈耐力式の拡張を試みた。最後に、重ね補強を模擬した弾塑性解析を実施し、その解析結果および先に行った座屈試験結果と、構築した座屈耐力式の比較検討を行うことで、座屈耐力式の有用性を確認し、本研究で対象とした補強工法の座屈耐力式を確立した。

本論文の内容は、全7章で構成されている。

第1章では、本研究の背景と目的および山形鋼部材の補強に対する既往研究について述べた。

第2章では、鉄塔における主材の取付き方やその構造的な特徴について述べた。鉄塔に用いられる部材はそのほとんどが支圧ボルトを用いた乾式接合によって接合されている。また、鉄塔の現場補強では一般的に足場などはあまり使わないため、作業環境も悪くなることから現場溶接はあまり採用されない。そのため、本研究では乾式接合で部材を補強する工法に着目し、その補強工法の概要について述べた。

第3章では、本研究で対象とした補強工法における強度的な課題や補強効果の確認を目的とした部材座屈試験を実施した。その結果、基準化細長比が大きくなるにつれて継手偏心による耐力低下は小さくなることを確認した。補強効果については、基準化細長比が0.6程度（非弾性座屈範囲）の場合、無補強の座屈耐力は上回っていたものの、弾性座屈範囲の補強効果よりも小さくなることを確認した。非弾性座屈範囲と弾性座屈範囲では補強後座屈耐力の傾向が明らかに異なることを確認した。

第4章では、柱材に関する基本的な座屈耐力理論式の導出に際して、上下の継手部材および補強材が補強対象部材と同サイズであると仮定し、補強後の座屈耐力式の導出を試みた。重ね継手による偏心圧縮部材の座屈耐力に関して、座屈試験結果から得られた知見から全塑性状態を仮定し、secant式と組み合わせることで、偏心圧縮部材の座屈耐力式を構築した。次に、重ね補強の影響について仮想仕事の原理を用いて補強断面の曲げ剛性を検討した結果、弾性曲げ座屈が支配的な範囲において、補強時の曲げ剛性は各部材の剛性の足し合わせとして評価できることを確認した。また、補強の際に発生するボルト孔による断面欠損の影響についても、同じ考え方からその影響を検討し、座屈耐力式に反映させた。

第5章では、補強対象部材と接合される上下部材の組み合わせを、一般的に用いられる設計標準から検討し、本研究の対象範囲を決定した。その結果をもとに、上下の各継手偏心によって作用する偏心曲げモーメントの比（材端曲げモーメント比）に着目して補強後座屈耐力式の拡張を試みた。また、補強部材の曲げ応力分担や曲げ剛性の増加を仮定することで、任意の補強部材サイズに対応した補強後座屈耐力式を構築した。一方、構築した座屈耐力式と3章で実施した座屈試験結果を比較すると、座屈耐力式は座屈耐力を過小評価していた。そのため、座屈耐力式の運用上の扱い方についても言及した。

第6章では、3章で行った座屈試験を模擬した三次元モデルの有限要素法に基づく弾塑性解析を実施し、ここまでで構築した座屈耐力式の有用性を確認した。座屈耐力式と弾塑性解析結果を比較すると、やや過小評価ではあるものの、座屈耐力式と解析結果はよい対応を示しており、構築した座屈耐力式の有用性を確認した。

第7章では、本研究を通じて得られた結果を総括して示した。

# 目次

<b>1 章 序</b> .....	<b>1</b>
1.1 研究の背景 .....	1
1.2 既往の研究 .....	3
1.3 研究の目的 .....	5
1.4 本論文の構成 .....	6
<b>2 章 補強工法の概要</b> .....	<b>8</b>
<b>3 章 重ね補強部材の単調圧縮試験</b> .....	<b>11</b>
3.1 試験概要 .....	11
3.2 材料引張試験 .....	21
3.3 試験結果 .....	24
3.4 既往研究における山形鋼部材の座屈試験結果 .....	30
3.5 本章のまとめ .....	55
<b>4 章 同サイズ継手・同サイズ補強を想定した座屈耐力式の導出</b> .....	<b>57</b>
4.1 一軸対称断面中心圧縮材の座屈耐力 .....	57
4.1.1 弾性座屈耐力 .....	58
4.1.2 座屈性状の境界値 .....	61
4.2 偏心圧縮材 .....	65
4.3 重ね補強が座屈耐力に及ぼす影響 .....	67
4.4 重ね補強および偏心曲げが座屈耐力に及ぼす影響 .....	70
4.5 ボルト孔による断面欠損の影響 .....	72
4.6 実験結果と座屈耐力式の対応 .....	77
4.7 本章のまとめ .....	78
<b>5 章 異サイズ継手・異サイズ補強を想定した座屈耐力式の導出</b> .....	<b>80</b>
5.1 継手の組合せ .....	80
5.2 継手偏心の影響 .....	81
5.3 重ね補強と継手偏心を考慮した座屈耐力式 .....	83
5.4 実験結果と座屈耐力式の対応 .....	85
5.5 本章のまとめ .....	90

<b>6 章 圧縮力を受ける重ね補強部材の弾塑性解析 .....</b>	<b>92</b>
6.1 解析概要 .....	92
6.2 解析結果 .....	97
6.3 無補強時の継手偏心の影響評価.....	101
6.4 継手偏心・重ね補強を考慮した座屈耐力式の評価.....	102
6.5 本章のまとめ .....	108
<b>7 章 結 .....</b>	<b>110</b>

発表論文

謝辞

## 1章 序

### 1.1 研究の背景

送電用鉄塔（以降、鉄塔と表記）とは架空送電線を支持するための構造物であり、電気設備に関する技術基準を定める省令<sup>1.1)</sup>（以降、電技と表記）および送電用支持物設計標準<sup>1.2)</sup>（JEC-127）や架空送電規程<sup>1.3)</sup>（JEAC 6001）に基づいて設計されている。

近年、電力流通設備のレジリエンス強化に対する社会的要請等を背景に、地域別風速やガスト応答評価の導入など、実況に即した耐風設計手法<sup>1.4)</sup>が電技に反映された。鉄塔はその形状的特徴から主に風荷重によって耐力が決定され、風荷重で設計された鉄塔は相応の耐震性能を保有していることから、一般的には耐震設計は省略されてきた。しかしながら、近年における震災経験を踏まえ、耐震性能の明確化や耐震設計の必要性などの気運の高まりを背景とした鉄塔の耐震基準の検討が進められている<sup>1.5)</sup>。

また、2019年9月関東地方に上陸した台風15号によって、千葉県内の送電用鉄塔2基が倒壊した事故も記憶に新しく、その原因については、現行の技術基準で求められる風圧荷重を満たすよう設計されていたものの、特殊な地形による突風により設計当初の想定を大きく上回る荷重が発生したためと推定されている<sup>1.6)</sup>。しかしながら、今後の台風の襲来における被害を極小化するためにも、少なくとも同様の事例で鉄塔が倒壊することは避けるべきであり、全国の鉄塔の総点検を行う旨を経済産業省より各電力事業所に指示が出されている。その中には、特殊な地形に該当する送電用鉄塔に対して、シミュレーション等による改修要否の精査、その結果を踏まえた改修対策の計画も含まれている。このような耐風・耐震設計基準の改訂による設計荷重の増大に伴い、耐力評価結果に応じて既設鉄塔の改修が必要となる場合が確認されている。

鉄塔は、図1.1-1に示すように4本の主脚となる主材と構面を主に構成する斜材を基本としたトラス構造で構成されているのが一般的である。斜材の改修については部材取替え工法や補強方法が確立されているが、主材の取替えは特殊な施工工法を用いる必要があり、容易ではない。また、上述した2019年の台風15号による倒壊被害が山形鋼主材の座屈に起因するものであった<sup>1.6)</sup>ように、軸力主体の塔状トラス構造において、主材における所定の座屈耐力の確保は、鉄塔の構造信頼性上極めて重要である。

以上のことから、既設鉄塔の信頼性確保および経済的・構造的に合理的な鉄塔主材の補強工法の確立は重要な課題と位置づけられている。



写真 1.1-1 木内線倒壊事故<sup>1.6)</sup>

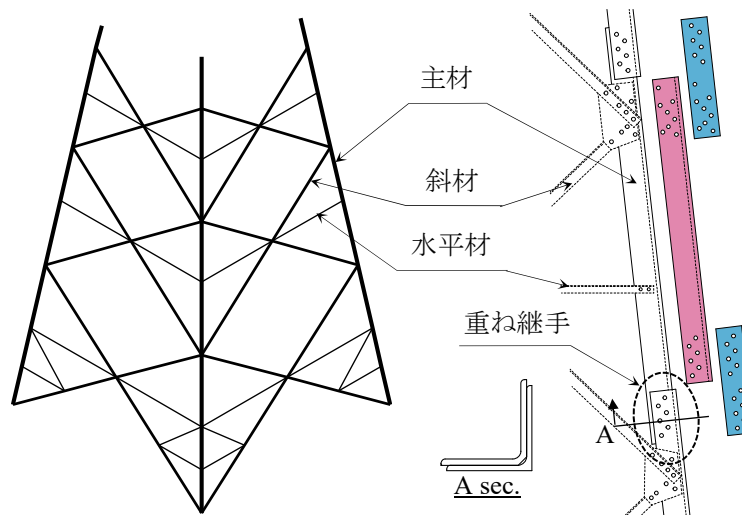


図 1.1-1 鉄塔の概要

1.2 既往の研究

【山形鋼の補強について】

山形鋼部材の補強に関する既往研究の内容を以下に整理する。

- ・高塚ら<sup>1.7)</sup>は既設材を山形鋼部材で挟み込む補強工法について座屈試験を行い、限界細長比以下では座屈強度の向上が期待できないことを報告している。

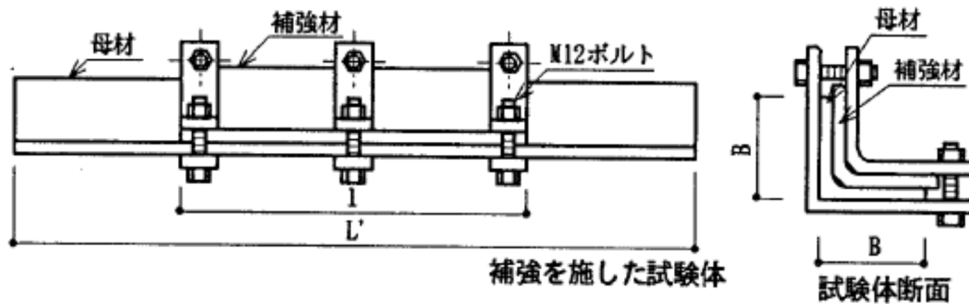


図 1.2-1 高塚ら<sup>1.7)</sup>の補強工法

- ・新井，福岡ら<sup>1.8)~1.10)</sup>は十字補強および重ね補強工法について座屈試験を実施し、十字補強では補強部材のサイズによっては偏心曲げの影響で補強前よりも座屈耐力が低下する結果を、重ね補強では細長比 $\lambda=40$ の試験体で補強前よりも座屈耐力が低下する結果、また、接合部すべりが発生することで補強効果が小さくなることを報告している。

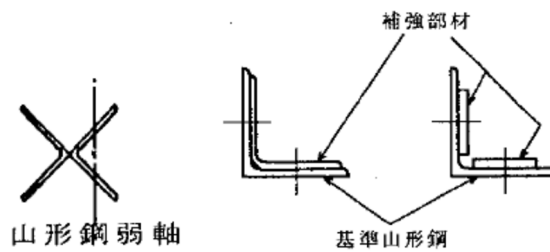


図 1.2-2 新井，福岡ら<sup>1.8)~1.10)</sup>の補強工法

- ・小野ら<sup>1.11), 1.12)</sup>は十字補強，繊維補強および挟み補強を施した座屈試験を実施し，それらによって補強効果が得られること，その要因としては補強材によって曲げ剛性が付加されたためと報告している。

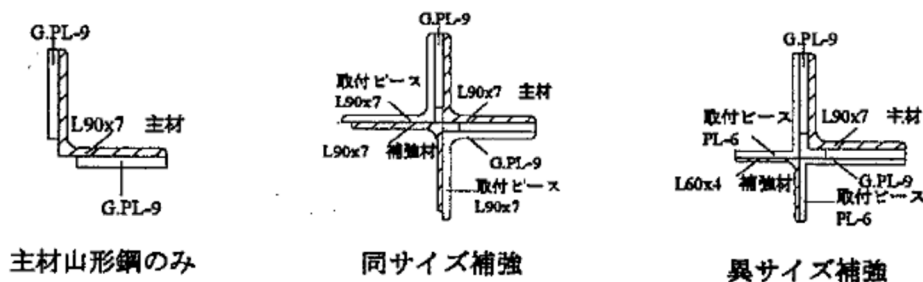


図 1.2-3 小野ら<sup>1.11), 1.12)</sup>の補強工法



- ・小松ら<sup>1.13)</sup>などは組立補剛材を用いた補強工法について座屈試験および数値解析を実施し、その補強効果を報告する一方、基準化細長比が小さい範囲では補強効果が小さいことが論文内に示されている。

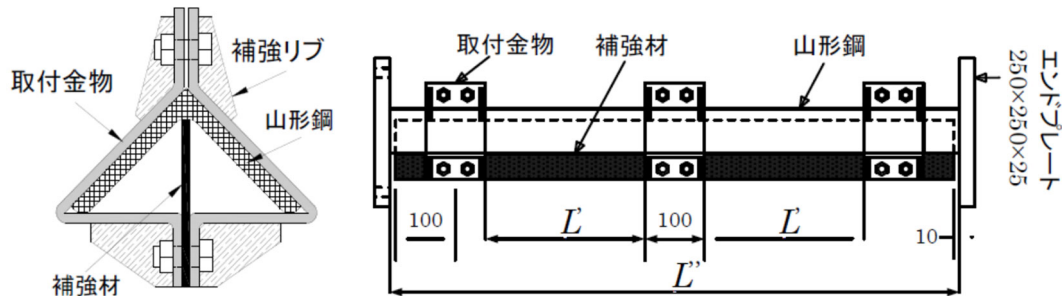


図 1.2-4 小松ら<sup>1.13)</sup>などの補強工法

- ・高松ら<sup>1.14)</sup>は炭素繊維プレート（CFRP）を山形鋼に接着することによる補強効果を単調圧縮試験、正負交番繰返し試験により確認し、報告している。

#### 【継手偏心の影響について】

鉄塔の主材に存在する重ね継手による偏心の影響に関する既往研究の内容を以下に整理する。

- ・佐藤、松尾ら<sup>1.15)</sup>は当時新しく開発された L300×15, L350×35 を対象に重ね継手部を模擬した座屈試験を実施し、重ね継手を有する山形鋼部材の曲げ座屈耐力を概略的に評価している。
- ・福岡、本郷ら<sup>1.16)</sup>は重ね継手や突合せ継手を有する部材の座屈試験を実施し、その結果、荷重心と継手部重心の距離を偏心量とした曲げ座屈耐力の算定値と試験結果は比較的よい対応を示すことを確認している。
- ・佐藤、小野ら<sup>1.17)</sup>は重ね継手を有する部材の座屈試験を実施し、継手偏心量や重ね継手位置が座屈耐力に及ぼす影響の把握、また、エネルギーの釣合条件より求めた偏心継手を有する山形鋼部材の有効細長比の提案を行っている。
- ・中村ら<sup>1.18)</sup>は重ね継手を有する山形鋼部材の非弾性域における座屈耐力に対して、現行の設計式の基となっている Ježek の理論を準用して評価を実施し、重ね継手偏心を考慮する簡易な座屈耐力設計式を提案している。

なお、鉄塔は送電用支持物設計標準（JEC-127）<sup>1.2)</sup>に従い設計されており、同標準では偏心の大きさによって圧縮耐力曲線を、(a)偏心が極めて少ない構造材、(b)偏心の比較的少ない構造材、(c)偏心の多い構造材の3種類に分類している。山形鋼部材の支柱材は、(b)偏心の比較的少ない構造材に分類されているが、同設計式では部材の偏心量をパラメータとして直接は反映していないのが現状である。

山形鋼補強の既往研究は主に山形鋼個材を対象とし、理想的な補強状態で検討を行っているが、実鉄塔では重ね継手が存在することから補強による耐力と継手偏心の影響を複合的に評価していく必要がある。また、補強効果の確認までに留まっている既往研究も多く、乾式接合による補強を対象とした研究において補強効果の評価は、曲げ剛性に実験係数を乗じることで行っている小野ら<sup>1.11)</sup>の研究と、既設材と補強材が不一致であると仮定した断面二次モーメントによって評価した小松ら<sup>1.13)</sup>の研究に限られており、定量的な評価はあまり行われていないのが実情である。

### 1.3 研究の目的

はじめに、鉄塔における山形鋼主材を対象とした補強工法（詳細は2章を参照）の課題や補強効果の確認を目的とした部材座屈試験を実施する。この試験結果から、継手偏心による耐力低下の影響や重ね補強による耐力上昇率およびその傾向について検討する。

次に、継手部材および補強材サイズが既設材（補強対象部材）と同サイズであると限定した場合（以降、同サイズ継手・同サイズ補強と表記）の座屈耐力式を弾性理論解をもとに構築する。次に、その座屈耐力式に材端曲げモーメント比および補強材サイズと既設材の断面性能比を組み合わせることで、異サイズ継手・異サイズ補強も対象範囲とした座屈耐力式の拡張を試みる。

最後に、重ね補強を模擬した弾塑性解析を実施し、その解析結果および座屈試験結果と、構築した座屈耐力式の比較検討を行うことで、座屈耐力式の有用性を確認し、本研究で対象とした補強工法の座屈耐力式の確立を目的とする。

補強耐力と継手偏心の影響の複合的な影響を考慮した座屈耐力を理論的に構築し、その有用性を確認することが本論文の主な独自性である。

## 1.4 本論文の構成

以下に本論文の構成を示す。

### 1章 序

本研究の背景と目的および山形鋼部材の補強に対する既往研究について述べる。

### 2章 補強工法の概要

鉄塔に用いられる部材はそのほとんどが支圧ボルトを用いた乾式接合によって接合されている。また、鉄塔の現場補強では一般的に足場などはあまり使わず、作業環境の悪さから現場溶接はあまり採用されない。そのため、本研究では乾式接合で部材を補強する工法に着目し、2章では研究対象とする補強工法について述べる。

### 3章 重ね補強部材の単調圧縮試験

2章で示した補強工法における強度的な課題や補強効果の確認を目的とした部材座屈試験を実施する。その試験結果から、継手偏心による耐力低下の影響や重ね補強による補強効果およびその傾向について検討する。

### 4章 同サイズ継手・同サイズ補強を想定した座屈耐力式の導出

鉄塔における山形鋼支柱材は、重ね継手で接合され、上下の部材サイズは設計時の応力によって決定される。また、補強対象部材に取り付ける補強部材は基本的には任意のサイズが採用可能であると考えられる。4章では基本的な理論式の導出に際して、上下の継手部材および補強材が補強対象部材と同サイズであると仮定し、補強後座屈耐力式の導出を試みる。また、座屈試験結果と構築した座屈耐力式の比較を実施する。

### 5章 異サイズ継手・異サイズ補強を想定した座屈耐力式の導出

補強対象部材と接合される上下部材の組み合わせを、一般的に用いられる設計標準から検討し、本研究の対象範囲を決定する。その結果をもとに、上下の各継手偏心によって作用する偏心曲げモーメントの比（材端曲げモーメント比）に着目して補強後座屈耐力式の拡張を試みる。次に、補強部材の曲げ応力分担や曲げ剛性の増加を仮定することで、任意の補強部材サイズに対応した補強後座屈耐力式を構築する。また、座屈試験結果と構築した座屈耐力式の比較を実施する。

### 6章 圧縮力を受ける重ね補強部材の弾塑性解析

3章で行った座屈試験を模擬した三次元モデルの有限要素法に基づく弾塑性解析を実施する。その結果と座屈耐力式の比較を行うことで、4,5章で求めた座屈耐力式の有用性を確認する。

### 7章 結

本研究の成果について述べる。

## 【参考文献】

- 1.1) 経済産業省：電気設備に関する技術基準を定める省令
- 1.2) 電気学会：送電用鉄塔設計標準 JEC-127-1979
- 1.3) 日本電気協会：架空送電規程 JEAC 6001-2018
- 1.4) 電気学会：送電用鉄塔設計標準 JEC-TR-00007-2015, 2015
- 1.5) 電気協同研究会：送電用鉄塔耐震設計とその課題, 第 73 卷, 第 3 号, 2018
- 1.6) 山崎智之, 大園智章, 小林岳, 北嶋知樹, 橋本篤, 服部康男：2019 年台風 15 号に伴う強風による送電線の被害状況と鉄塔の耐力評価, 風工学研究論文集 26, 2020
- 1.7) 高塚誠司, 宮内康年, 石井良和, 尾形素臣：既存山形鋼トラス部材の補強, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1147-1148, 1994
- 1.8) 新井聡, 本郷榮次郎, 三上康朗, 福岡崇, 深沢隆, 松尾康博：送電用十字山形鋼鉄塔の座屈耐力に関する研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.507-508, 2001
- 1.9) 福岡崇, 本郷榮次郎, 石田交広, 新井聡：送電用山形鋼鉄塔柱材の補強に関する研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.581-582, 2003
- 1.10) 福岡崇, 本郷榮次郎, 石田交広, 新井聡：送電用山形鋼鉄塔柱材の補強に関する研究 その 2 溶融亜鉛めっき高力ボルトによる補強部材接合, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.777-778, 2004
- 1.11) 小澤秀允, 小野徹郎, 石田和人, 馬淵孝, 杉本靖夫, 大河内靖雄, 石田交広：鉄塔山形鋼トラス個材の座屈補強実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.829-830, 2006
- 1.12) 馬淵孝, 小野徹郎, 杉本靖夫, 小島章弘：繊維補強および挟み補強された山形鋼トラス個材の座屈実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.611-612, 2007
- 1.13) 沼山典史, 小松博, 石井桂吾, 八木茂治：組立補剛された山形鋼柱材の座屈耐力に関する研究 その 5 座屈耐力評価式, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.955-956, 2013
- 1.14) 服部明生, 玉井宏章, 山西央朗, 高松隆夫, 小澤吉幸：炭素繊維プレートによる山形鋼圧縮材の接着補強設計式に関する実験的研究, 日本建築学会構造系論文報告集, 第 659 号, pp.175-183, 2011
- 1.15) 松尾康博, 佐々木賢次, 川北章宗, 佐藤亘宏：ボルト接合部を有する大型圧延山形鋼部材の座屈耐力, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1315-1316, 1992
- 1.16) 福岡崇, 本郷榮次郎, 三上康郎, 深沢隆, 松尾康博, 新井聡：偏心接合される送電用山形鋼鉄塔柱材の座屈耐力に関する研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.509-510, 2001
- 1.17) 佐藤篤司, 三井和也, 小野徹郎：偏心継手を有する山形鋼部材の曲げ座屈耐力, 日本建築学会構造系論文報告集, 第 726 号, pp.1343-1353, 2016
- 1.18) 中村毅, 石田交広, 井川直大：既存送電用トラス鉄塔における重ね継手を有する山形鋼部材の座屈耐力に関する研究, 鋼構造論文集, 第 27 卷, 第 108 号, pp.83-91, 2020

## 2章 補強工法の概要

図 2.1-1 に本研究で対象とする補強方法を示す。鉄塔における山形鋼主材は図 1.1-1 に示すような重ね継手を用いるのが一般的であるため、上下部材の図心のズレによる偏心が生じ、偏心曲げが作用する。この偏心曲げによる部材耐力低下の危険性を示唆する研究も報告されている<sup>2.1),2.2)</sup>など。それに対し、本補強工法は補強対象となる既設材に補強材を取付け、さらにスプライスプレート（以降、SPL と表記）を介して上下既設材と補強材の応力伝達を行うことで突合せ継手に近い構造とし、構造偏心の低減および断面性能の向上を期待したものである（以降、重ね補強と表記）。補強材と上下既設材の組合せによっては、SPL と既設材間には間隙が生じるが、その場合は送電用山形鋼鉄塔製作基準<sup>2.3)</sup>に準じて間隙が 4.5mm 以上のときにフィラープレートを挿入する。

鉄塔において山形鋼主材は内・外と交互に重ね継がれるのが一般的であり、補強対象既設材が外側となる場合、補強材は内側に取りつき、補強対象既設材が内側となる場合、補強材は外側に取りつくことになる。一方、図 2.1-1 の部材状態を線材で考えた場合、補強対象部材の内外に関わらず付加曲げの大きさは同様であり、付加曲げの方向も座屈耐力にほとんど影響しないと考えられることから、本研究では補強対象既設材が内側、補強材が外側の状態を対象として検討を進めることとする。

実鉄塔に対して本補強工法を用いる場合、既設材には現地孔あけを施した後に、補強材を取付けることとし、取付けには鉄塔で一般的に用いられている溶融亜鉛めっきボルトによる支圧接合を用いることとする。また、SPL を取り付ける際、重ね継手部の接合ボルトを 1 面ずつ外すことになるが、作業時の固定荷重は想定される外力に比べて十分に小さい状況を対象としているため、その際の軸力については無視する。

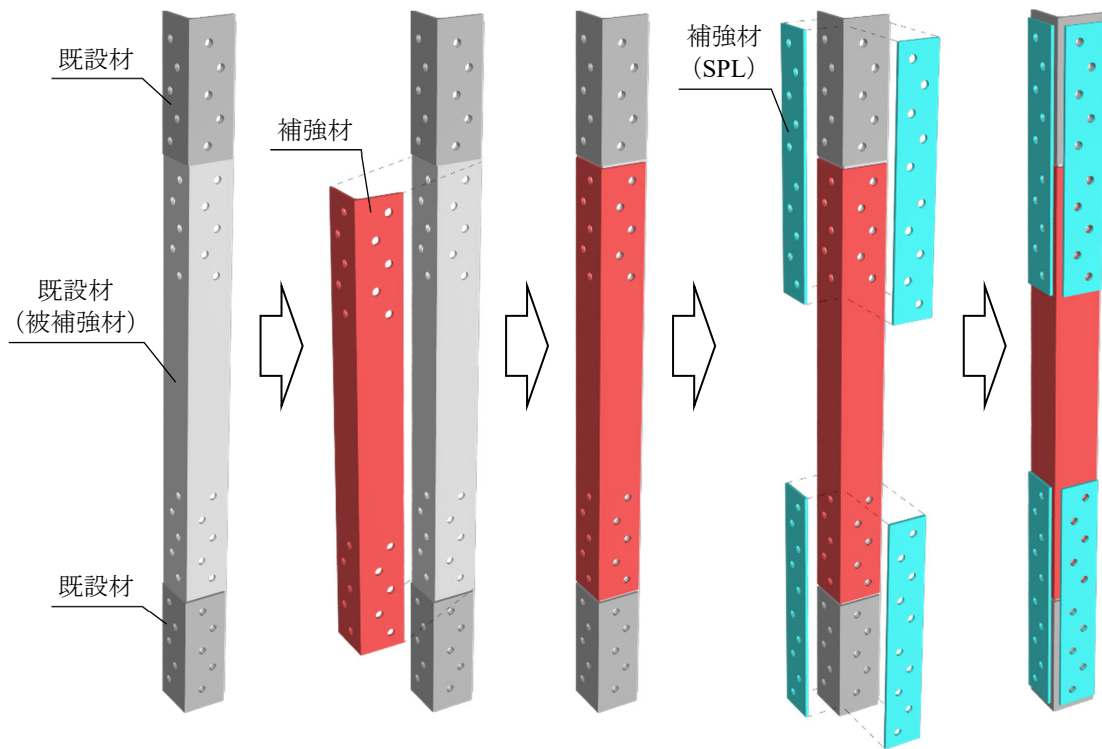


図 2.1-1 重ね補強概要図

また、参考として図 2.1-2 に示すような溝形鋼補強についても試験を実施した。

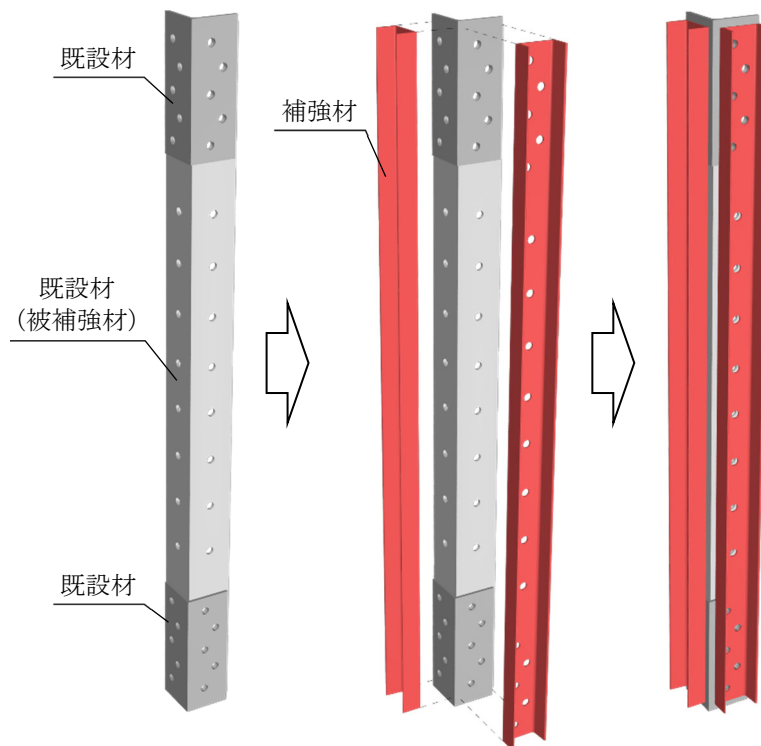


図 2.1-2 溝形鋼補強概要図

**【参考文献】**

- 2.1) 佐藤篤司, 三井和也, 小野徹郎: 偏心継手を有する山形鋼部材の曲げ座屈耐力, 日本建築学会構造系論文報告集, 第 726 号, pp.1343-1353, 2016
- 2.2) 中村毅, 石田交広, 井川直大: 既存送電用トラス鉄塔における重ね継手を有する山形鋼部材の座屈耐力に関する研究, 鋼構造論文集, 第 27 巻, 第 108 号, pp.83-91, 2020
- 2.3) 日本鉄塔協会: 送電用山形鋼鉄塔製作基準, 2019

### 3章 重ね補強部材の単調圧縮試験

本章では、2章で示した補強工法における強度的な課題や補強効果の確認を目的とした部材単体の単調圧縮試験を実施し、試験結果から、継手偏心による耐力低下の影響や重ね補強による耐力上昇率およびその傾向について検討する。

#### 3.1 試験概要

##### (1) 試験体概要

- ・試験体は実大スケールであり、上下の継手までを模擬した形状とする。(図 3.1-2 参照)
- ・試験体に用いる山形鋼，SPL には垂鉛めつきを施すこととする。
- ・試験体重ね継手部の内側の山形鋼には背はつりを施すものとし、はつり方法は平はつりとする。

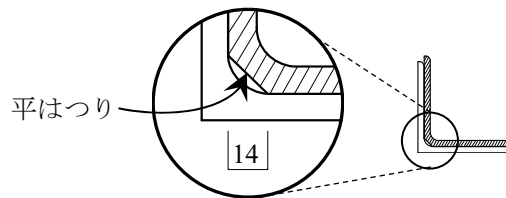


図 3.1-1 背はつり

##### (2) 試験体パラメータ

表 3.1-1 に試験体リスト，図 3.1-2 に試験体形状を示す。試験パラメータは補強材サイズ，細長比 $\lambda$ とし，重ね継手による偏心曲げの有無が座屈耐力に及ぼす影響を確認するために継手の無い試験体も設定する。

表 3.1-1 試験体リスト

No.	試験体条件								重ね継手	
	既設材	補強方法	補強材	材質	細長比 $\lambda$ ※1	基準化 細長比 $\lambda_{c0}$ ※2	補強材 細長比 $re\lambda$ ※3	備考	径 ・材質	本数 <i>n</i>
1	L150 ×10	無補強	-	SS540	40	0.56	-	継手無し	-	-
2					80	1.12	-	継手無し	-	
3					120	1.68	-	継手無し	-	
4					40	0.56	-	M24 (9.8)	10	
5					80	1.12	-		10	
6					120	1.68	-		10	
7		山形鋼 重ね 補強	L150×10		40	0.56	5		10	
8					80	1.12	35		10	
9					120	1.68	75		10	
10			L175×12		40	0.56	5	10		
11					80	1.12	30	10		
12					120	1.68	65	10		
13					溝形鋼 補強	[-125×65 ×6×8	120	1.68	161	10
14							120	1.68	9	継り有り

※1 無補強状態における細長比

※2  $\lambda_{c0} = 1/\pi \cdot \sqrt{(\sigma_y/E)} \cdot \lambda$

※3 補強材取付けボルト群図心間距離/補強材細長比。ただし，No.14はつづり間隔/補強材細長比



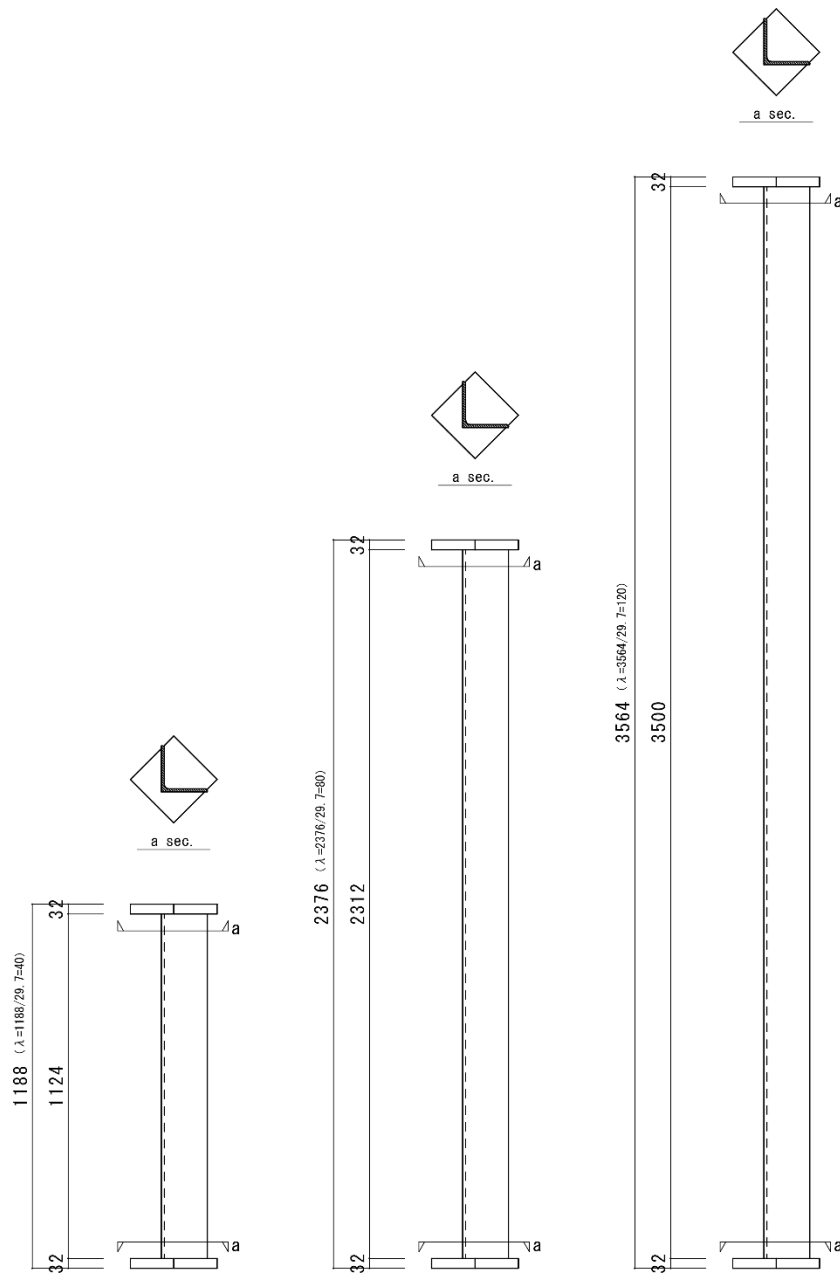


図 3.1-2 (1/5) 試験体形状

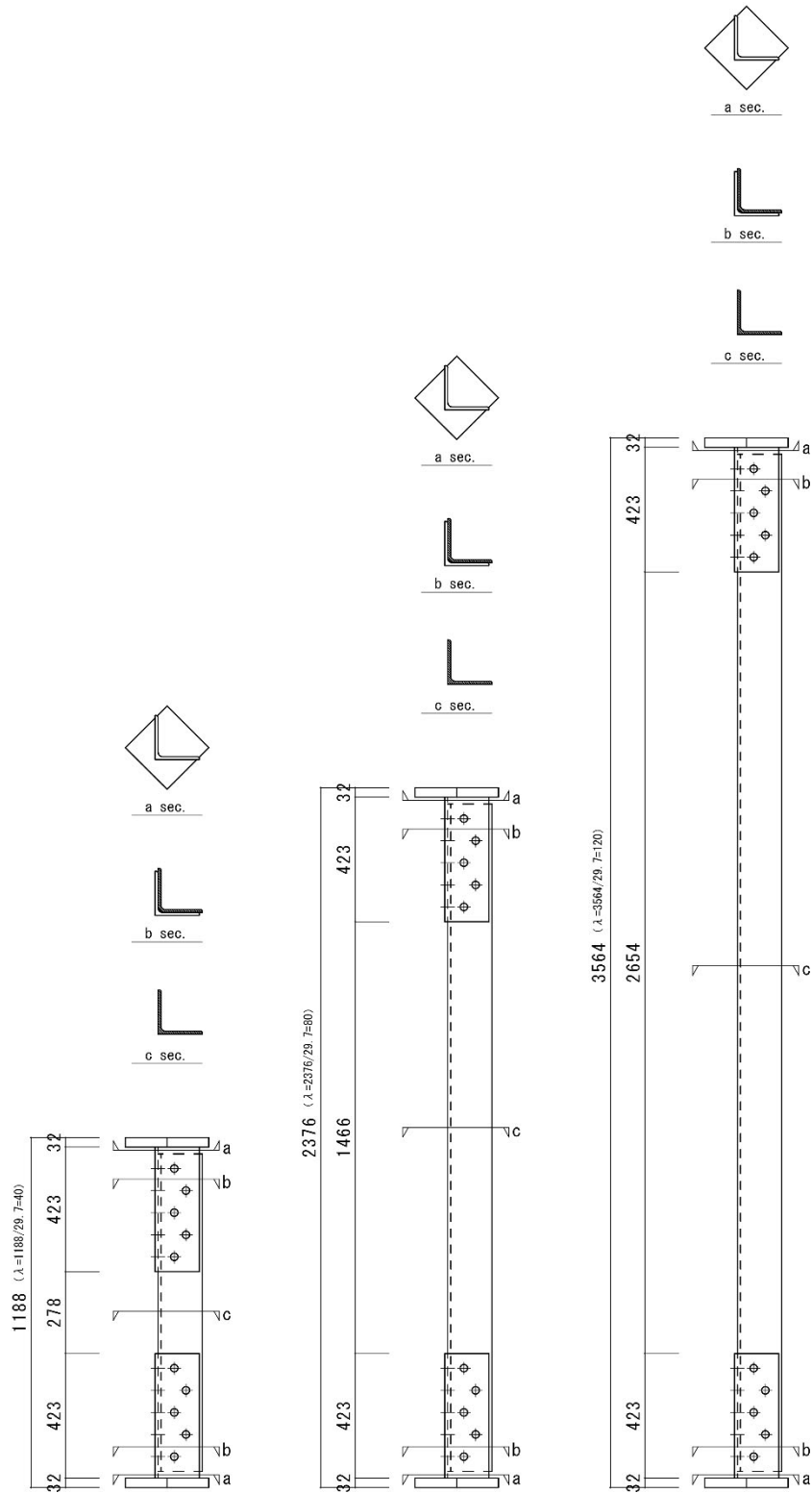


図 3.1-2 (2/5) 試験体形状

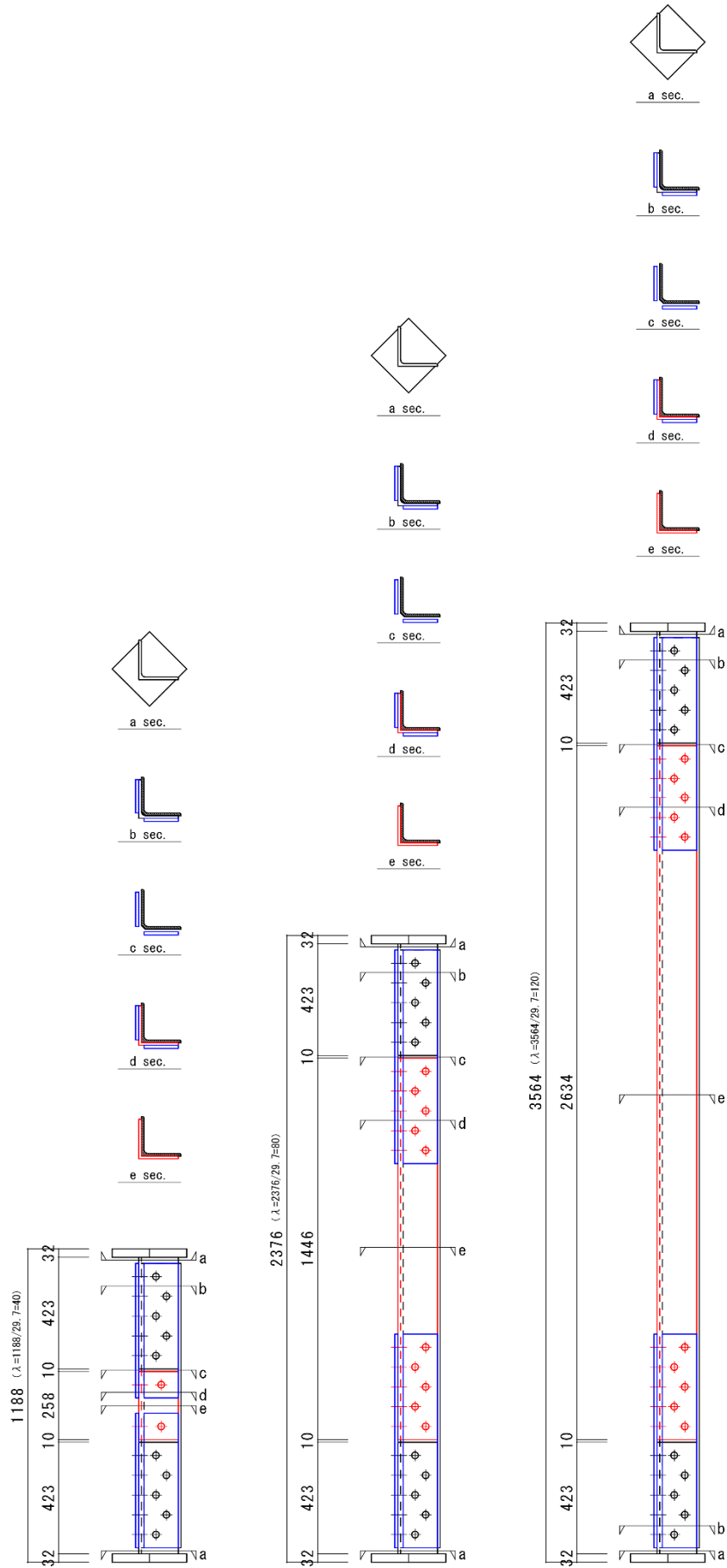


図 3.1-2 (3/5) 試験体形状

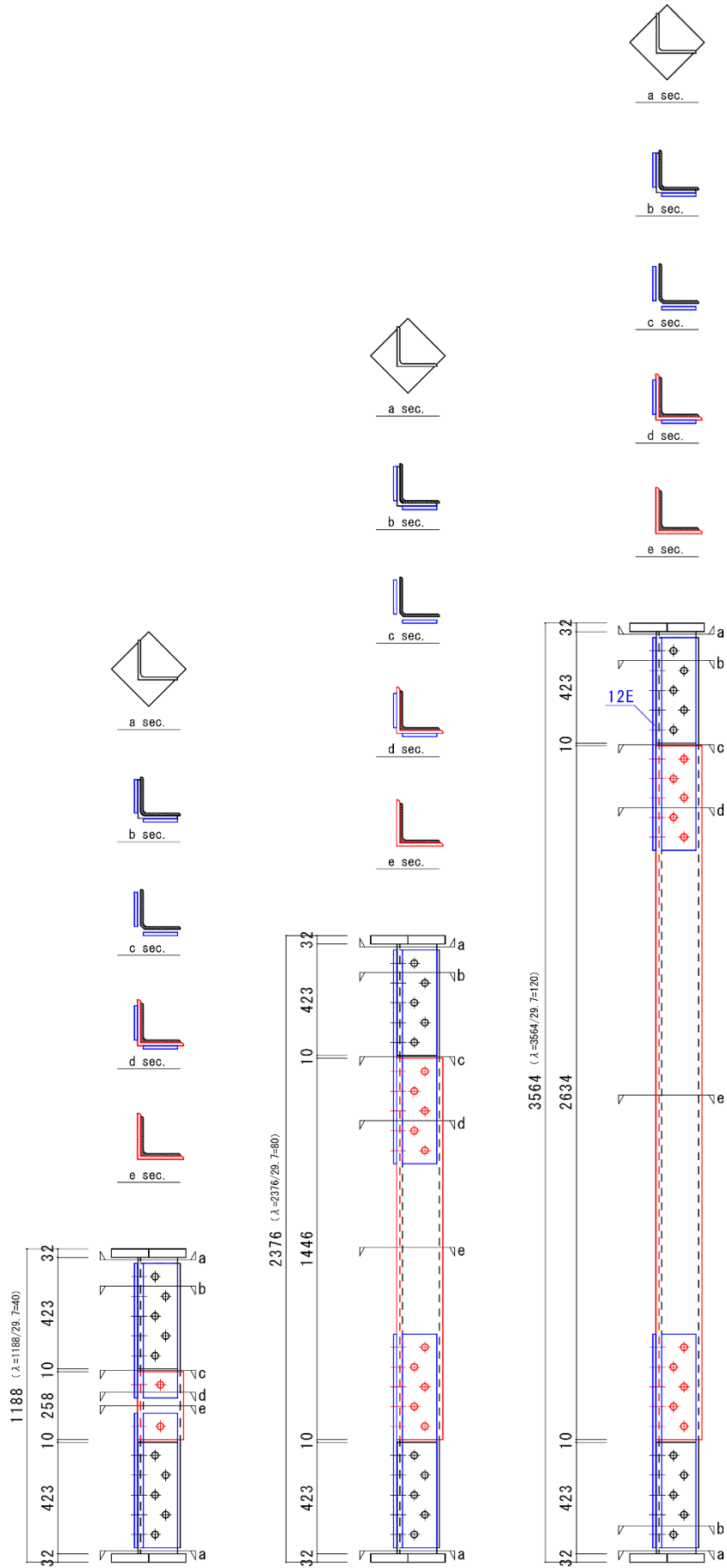


図 3.1-2 (4/5) 試験体形状

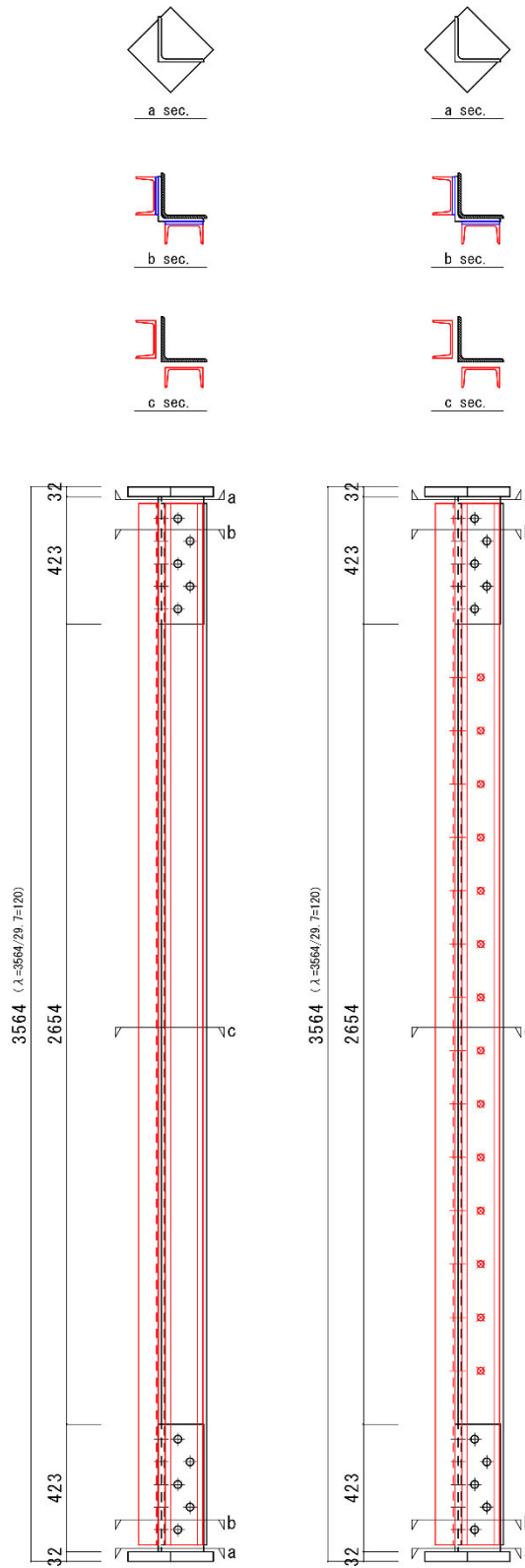


図 3.1-2 (5/5) 試験体形状

## (3) ボルトサイズ・本数の決定方法

## 【重ね継手ボルトサイズ・本数】

- 被補強材の強度以上のサイズ・本数とする。
- サイズ・本数は通常の鉄塔設計時におけるボルト適用基準（支柱材）を参考とする。
- ボルト配列は日本鉄塔協会「送電用山形鋼鉄塔製作基準<sup>3.1)</sup>」付表 2.1 等辺山形鋼の継手寸法表を参考

## 【接合ボルト（補強部材－被補強材）サイズ・本数】

- 被補強部材の強度以上のサイズ・本数とする。ただし、部材長さにより必要ボルト本数が確保できない場合は可能な限りの最大本数とする。  
基本的に、補強対象部材から補強部材に補強部材の強度分の応力が伝達できる設定とし、重ね継手と同様の検討とする。
- サイズ・本数は重ね継手部と同様とする。
- ボルト配列は重ね継手部と同様とする。

## 【SPL 材の設計概念】

- SPL 材に求める条件としては、SPL 材部分で座屈、破断が発生しない（最弱部が SPL 材にならない）ことである。  
補強材を取り付けることで期待する支柱材の耐力上昇率は3割程度であり、その増加分を補強材、SPL 材が負担するものとし、SPL 材の断面および材質は、既設材引張・圧縮耐力の50%に対して設計することとする。

## (4) 試験体組立手順

- ・試験体形状図をもとに、試験体ごとに部材を仕分ける
- ・使用するボルトすべてに菜種油を塗布（ボルト、ナットのねじ部に油を流し、数回ナットを空回し）し、ボルト径・長さごとに区別しておく
- ・試験体ごとに仮組みを行う。基本的にボルトは外挿し（ナットが外側）とし、締付けはラチェット等は用いず、軽く手締めしておく
- ・仮組みした試験体にひずみゲージを貼付する
- ・変位測定位置に罫書きをしておく
- ・ボルトのリラクゼーションによる軸力低下レベルを統一するため、载荷前日に本締めを行う。
- ・締付け順は
  - ①試験体中心から端部
  - ②両面交互（片面ごとに締め付けない）
 とし、本締め作業は2周行うこと
- ・締付けトルクは「M24 : 430 N・m」, 「M20 : 140 N・m」とする

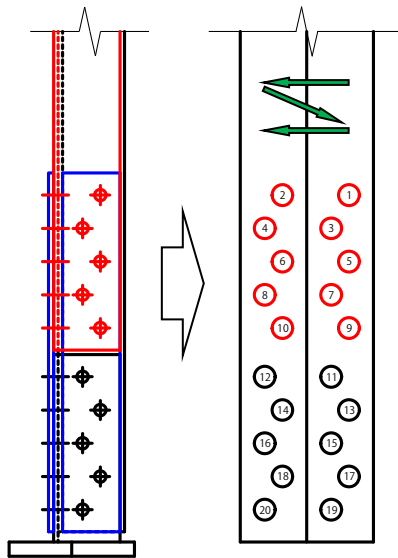


図 3.1-3 締付け手順

## (5) 荷重概要

試験場は愛知工業大学試験場であり、図 3.1-4 に荷重状況例を示す。荷重はアムスラー型長柱試験機による単調圧縮荷重とする。本実験で使用する試験機は、試験機上下端に設置されたピン治具の回転中心が試験体との接触面に一致する機構となっている<sup>3.2),3.3)</sup>。そのため、エンドプレート板厚分を含む試験体全長が座屈長さ（材長  $L$ ）となる。また、平面的な回転中心は上下既設材の重心と一致させる。境界条件は山形鋼弱軸方向の回転およびねじれに対して、ピン（回転フリー）となる。荷重は試験機に設置したロードセルにより計測する。



図 3.1-4 荷重状況例

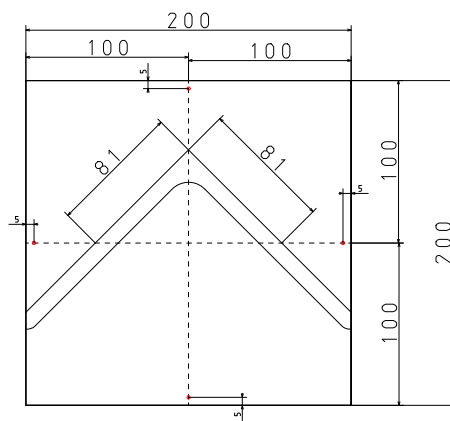


図 3.1-5 エンドプレート中心



## (6) 測定概要

図 3.1-6 に载荷概要図および変位，ひずみ計測位置を示す．鉛直変位計はピン治具支点間に2ヶ所（変位計1, 2），ピン治具の回転角を計測する変位計は上下のピン治具に各2ヶ所（変位計6~9），水平変位計は試験体を4等分した位置（ $L/4$ ,  $L/2$ ,  $3L/4$ ）に3ヶ所（変位計3~5）設置する．また，部材応力算出用にひずみゲージを同図に示すとおりに貼付する．

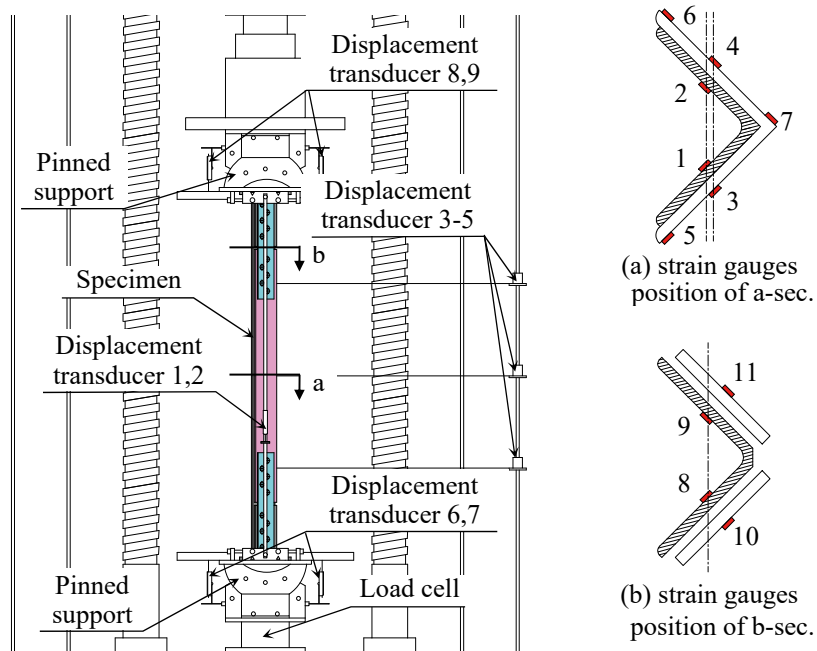


図 3.1-6 载荷概要図および計測位置

## 3.2 材料引張試験

供試体の各サイズにつき引張試験を行う。試験体形状は JIS Z2241 に示される 1A 号試験片とし、溶融亜鉛めっき加工後の部材から試験片を切り出した。

表 3.2-1 に材料引張試験により得られた機械的性質を示し、図 3.2-1 に応力度－ひずみ関係を示す。

表 3.2-1 材料引張試験結果

部材	試験片形状	材質	降伏点 $\sigma_y$ (N/mm <sup>2</sup> )			引張強さ $\sigma_u$ (N/mm <sup>2</sup> )			降伏比 $\sigma_y/\sigma_u$			
L175×12	JIS Z 2241 1A号	SS540	426	425	規格 400～	578	576	規格 540～	0.74			
			427			576						
			423			574						
465			469	611		613	0.77					
470				615								
471				613								
L150×10		SS400	294	301	規格 245～	436		441	規格 400～ 510	0.68		
			304			444						
			306			443						
[-125×65×6×8	SM490A		361	361		規格 325～	489	492			規格 490～ 610	0.73
			361				496					
			361				490					

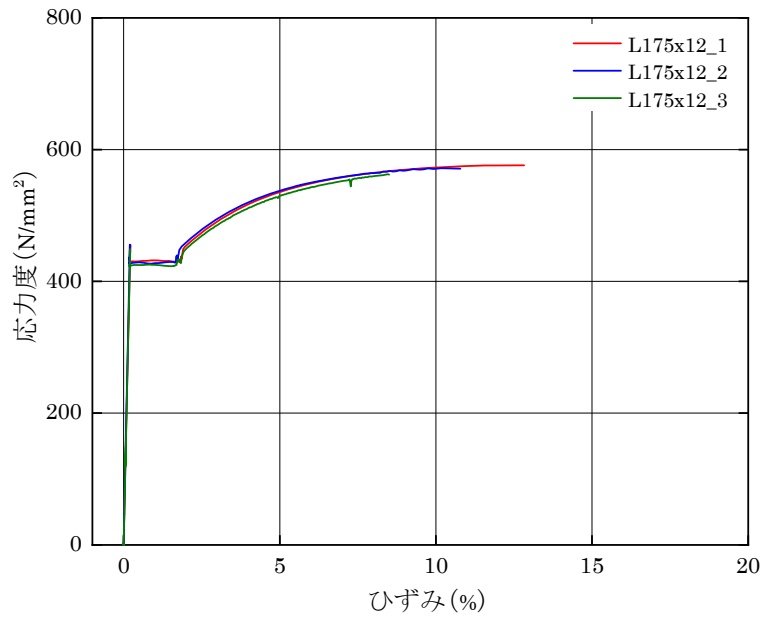


図 3.2-1 (1/4) 引張試験における応力度－ひずみ関係 (L175×12)

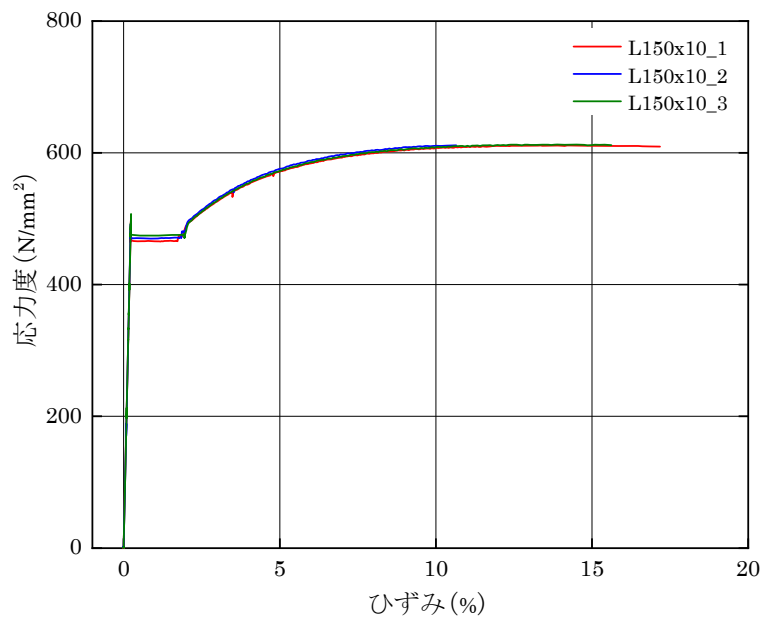


図 3.2-1 (2/4) 引張試験における応力度－ひずみ関係 (L150×10)

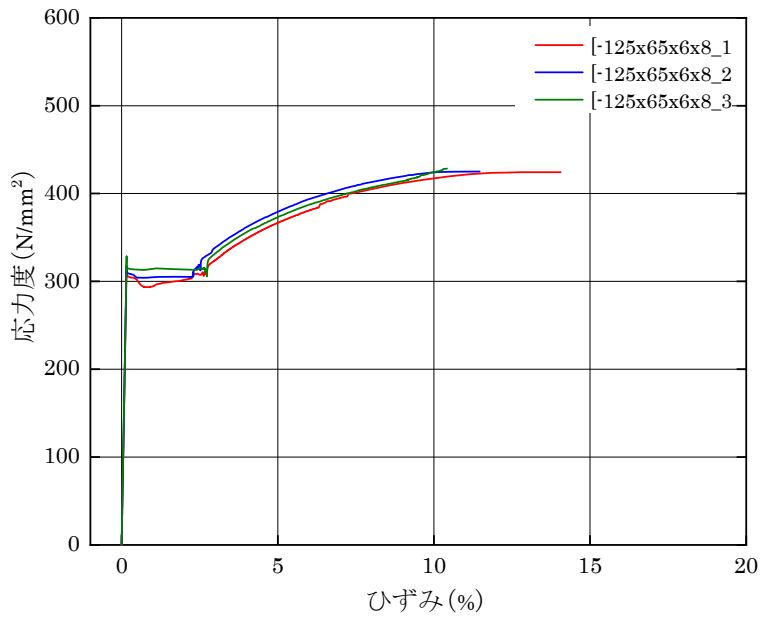


図 3.2-1 (3/4) 引張試験における応力度－ひずみ関係 ([-125×65×6×8])

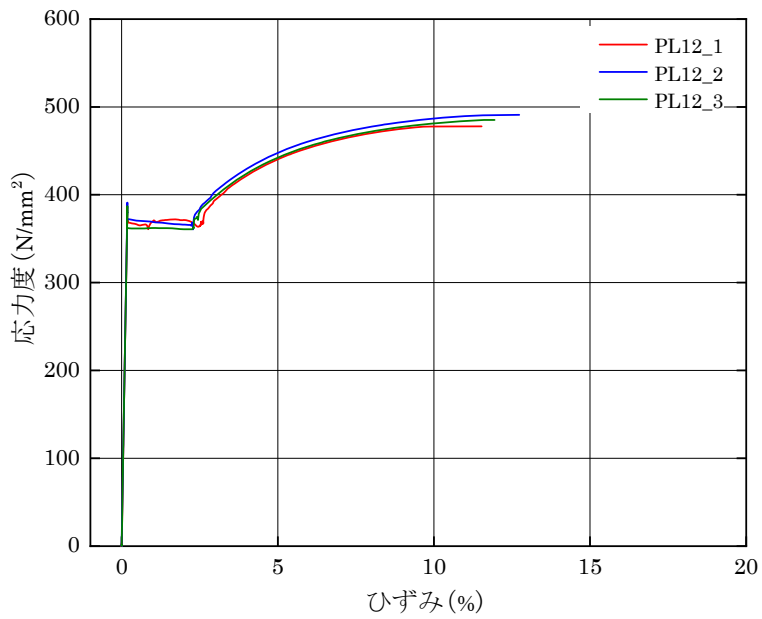


図 3.2-1 (4/4) 引張試験における応力度－ひずみ関係 (PL12)

## 3.3 試験結果

表 3.3-1 に試験体リストおよび試験結果を示し、図 3.3-1 に荷重と軸方向変形の関係、図 3.3-2 に座屈耐力と基準化細長比の関係、図 3.3-3 に補強効果  $\gamma$  を示す。

表 3.3-1 試験体リストおよび試験結果

No.	試験体条件					実験結果			
	被補強材	補強方法	補強材	細長比 $\lambda$	備考	$\lambda_{c0\_com}$	$eN_{cr}$ (kN)	$\frac{eN_{cr}}{N_y}$	補強効果 $\gamma$
1	L150 ×10	無補強	-	40	継手無し	0.61	1353.1	0.99	-
2				80	継手無し	1.22	833.8	0.61	-
3				120	継手無し	1.82	417.9	0.31	-
4				40		0.61	853.5	0.62	-
5				80		1.22	536.1	0.39	-
6				120		1.82	333.0	0.24	-
7		山形鋼 重ね 補強	L150×10	40		0.59	1077.7	0.79	1.26
8				80		1.18	1224.2	0.89	2.28
9				120		1.77	724.0	0.53	2.17
10		溝形鋼 補強	[-125×65 ×6×8	40		0.54	1157.4	0.84	1.36
11				80		1.07	1345.1	0.98	2.51
12				120		1.61	910.0	0.66	2.73
13				120		1.29	1035.5	0.76	3.11
14				120	綴り有り	1.29	1256.3	0.92	3.77

$$\lambda_{c0\_com} : \text{合成断面における基準化細長比} \left( = \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{\sigma_{y.com}}{E}} \cdot \frac{L}{r_{com}} \right)$$

$$\sigma_{y.com} : \text{合成断面における降伏応力度} = \frac{\sigma_y \cdot A + \sigma_{y.R} \cdot A_R}{A + A_R}$$

$E$  : ヤング係数

$L$  : 部材長さ

$r_{com}$  : 合成断面における断面二次半径

$\sigma_y$  : 被補強材の降伏応力度

$\sigma_{y.R}$  : 補強材の降伏応力度

$A$  : 無補強材の断面積

$A_R$  : 補強材の断面積

$eN_{cr}$  : 座屈耐力

$N_y$  : 無補強部材の降伏耐力  $= A \times \sigma_y$

図 3.3-1 の縦軸は荷重  $N$  を既設材の降伏耐力  $N_Y$  で無次元化した値であり、横軸はピン治具支持点間の鉛直変位  $\delta$  (変位計 1, 2 の平均値) を降伏耐力に対する弾性変形量  $\delta_Y (=N_Y \cdot L / (E \cdot \epsilon A))$  で無次元化した値である。本試験で確認された終局状態は曲げ座屈変形、ねじれ座屈変形であったことから、本論文では最大圧縮耐力を座屈耐力  $N_{cr}$  とする。

図 3.3-1 より、 $\lambda \leq 80$  の試験体では継手が存在することで荷重の増加に対し、変形が大きく進む接合部すべり挙動が補強の有無に関わらず確認できる。一方、 $\lambda=120$  の試験体では明瞭なすべり挙動は発現していない。 $\lambda=40$  の継手無し試験体 (No.1) は、ねじれ座屈が生じることで最大耐力を発現し、その後、急激な耐力劣化を示している。ただし、耐力劣化後の変位計測が欠測となったため、図 3.3-1 中では最大耐力までを記載している。一方、他試験体では部材中央部が最大変形位置となる曲げ座屈が生じることで最大耐力を発現し、緩やかな耐力劣化を示している。また、 $\lambda \geq 80$  の無補強で継手が存在する試験体は継手偏心の影響により、継手なし試験体に比べて軸剛性が低くなっている。一方、補強することで軸剛性は継手なし試験体よりも高くなっている。

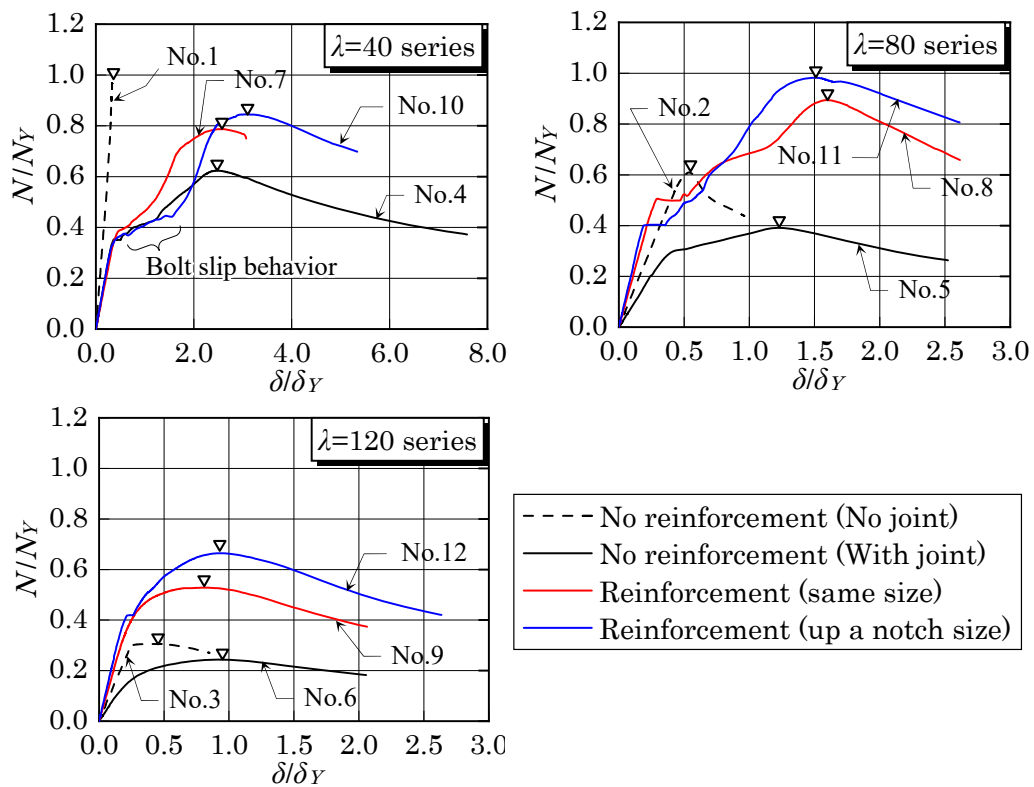


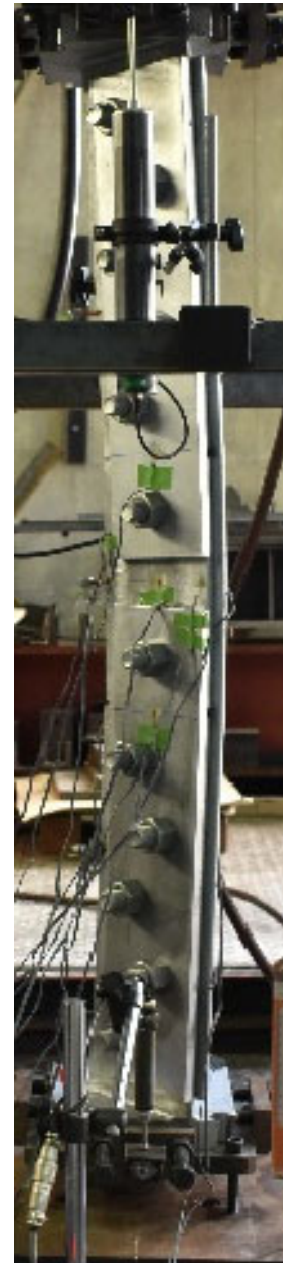
図 3.3-1 荷重と軸方向変形の関係



曲げねじれ座屈  
(No.1)

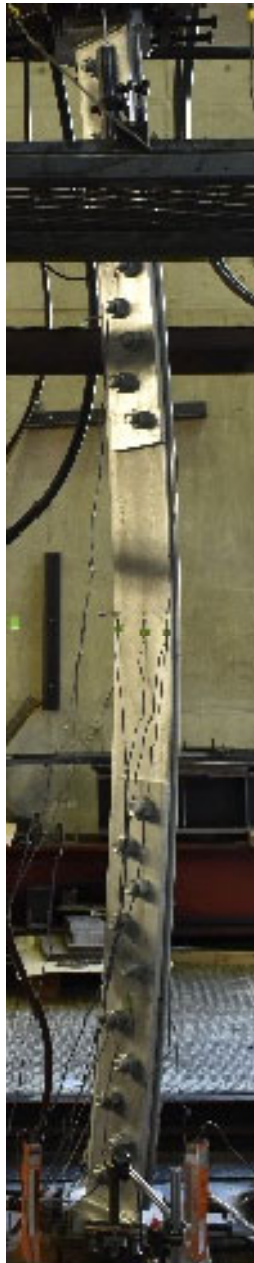


曲げ座屈  
(No.3)

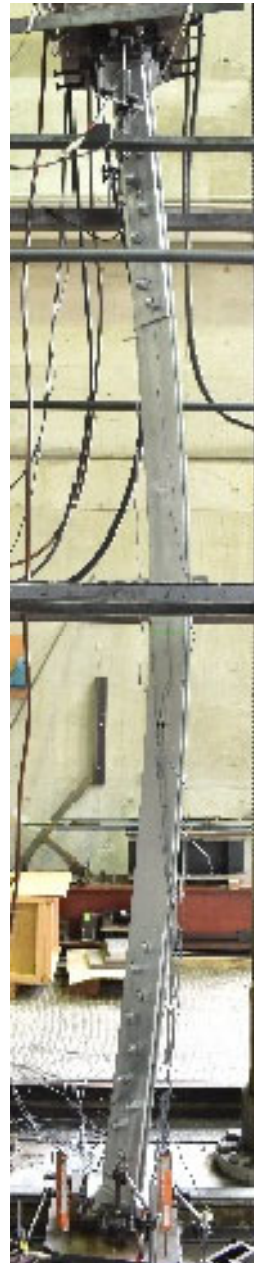


曲げ座屈  
(No.7)

写真 3.3-1 (1/2) 終局状態例



曲げ座屈  
(No.8)



曲げ座屈  
(No.9)

写真 3.3-1 (2/2) 終局状態例



図 3.3-2 に鋼構造許容応力度設計規準<sup>3,4)</sup> に倣った座屈強度（以降、AIJ 座屈強度と表記）曲線と試験結果を基準化細長比  $\lambda_{c0}$  に基づき座屈耐力を評価した結果を示す。なお、AIJ 座屈強度は短期荷重の座屈耐力から安全率  $\nu$  を除いた値である。

継手の有無に着目すると、 $\lambda_{c0\_com}$  が大きくなるにつれて継手偏心による耐力低下の影響は小さくなることがわかる。補強試験体は  $\lambda_{c0\_com} > 1.2$  の場合、継手なし無補強試験体を上回る座屈耐力を有している。一方、 $\lambda_{c0\_com}$  が 0.6 程度の場合、継手あり無補強試験体を上回る座屈耐力を有しているが、継手なし無補強試験体よりは低い値となっている。

図 3.3-3 に補強効果  $\gamma$  を示す。 $\gamma$  は補強試験体の座屈耐力  $eN_{cr}$  を、継手あり無補強試験体の座屈耐力  $eN_{cr}$  で除した値である。同図より弾性座屈範囲では大きな補強効果  $\gamma$  を得られることが確認できる。一方で、非弾性座屈範囲では  $\gamma=1.3$  程度となり、補強効果は小さい。

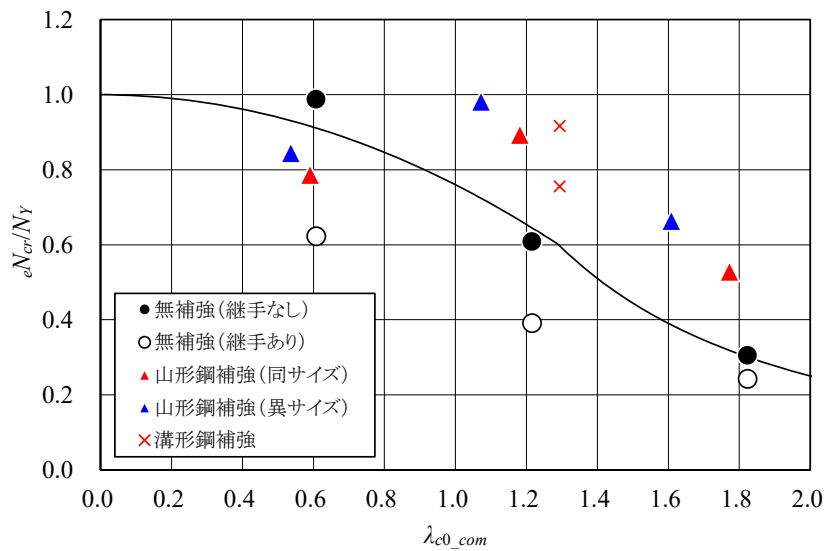


図 3.3-2  $eN_{cr}/N_y - \lambda_{c0\_com}$  関係

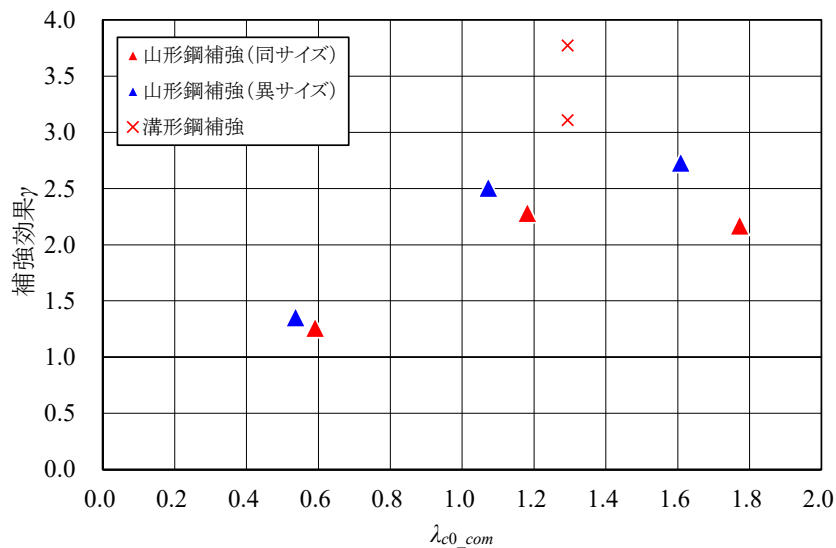


図 3.3-3 補強効果  $\gamma$

図 3.3-4 に補強による断面性能上昇率と補強効果  $\gamma$  の関係を示す。ここに、既設材と補強材の合成断面が平面保持状態であると仮定し、 $A_{com}$  は合成断面とした場合の断面積、 $I_{com}$  は合成断面とした場合の山形鋼弱軸まわりの断面二次モーメントである。断面積で見ると  $\lambda_{c0\_com} < 0.6$  を除いて山形鋼補強ではよい対応を示しているが、溝形鋼補強では差がみられる。断面二次モーメントで見ると、 $\lambda_{c0\_com} < 0.6$  を除いて断面二次モーメント比と補強効果  $\gamma$  は良い対応を示し、補強材による曲げ剛性の付加が補強効果に影響を与えていると考えられる。

しかしながら、 $\lambda_{c0\_com} < 0.6$  の範囲においては補強効果  $\gamma$  に与える影響因子が明らかではない。この範囲で補強効果が小さい要因としては座屈形式の違い（曲げ座屈・ねじれ座屈）が考えられる。

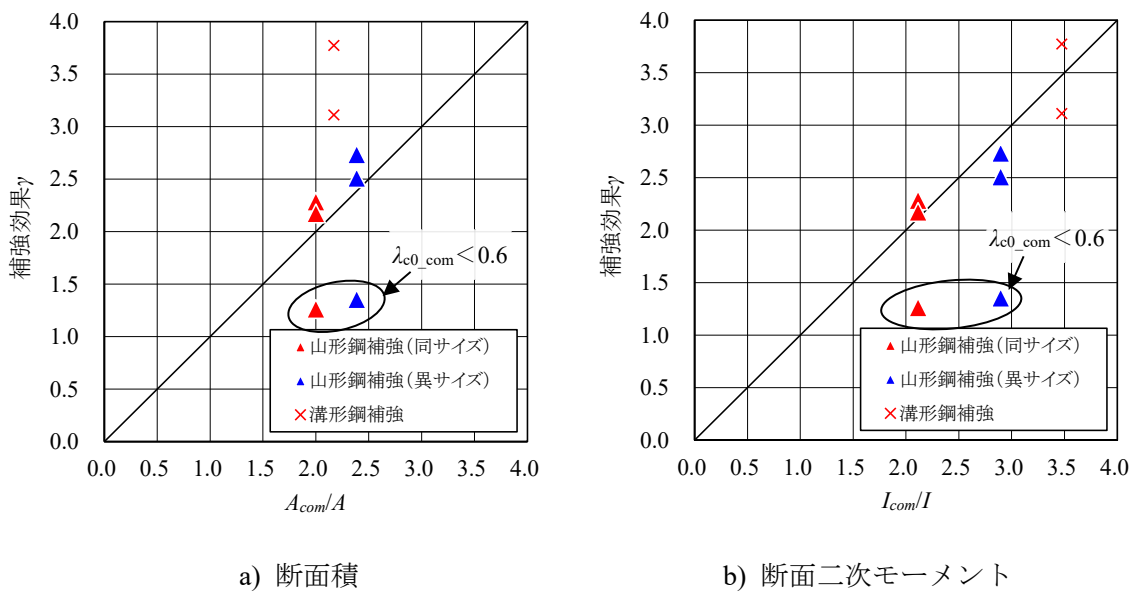


図 3.3-4 断面性能と補強効果  $\gamma$  の関係

### 3.4 既往研究における山形鋼部材の座屈試験結果

本節では、本実験で観察されたねじれ座屈が特異な現象であったのか、既往研究で行われた山形鋼を対象とした座屈試験の結果から確認する。表 3-2 に既往の文献調査から得られた山形鋼部材の座屈試験結果一覧を示す。調査対象は以下のとおり。

- ・山形鋼単材の座屈試験（上下ピン）が行われている研究
- ・部材サイズ、細長比、降伏耐力、座屈耐力が記載されている

図 3.4-1 に調査結果による座屈耐力を示す。既往の研究では単材試験体の終局状態について記載されているものはほとんどなく、ねじれ座屈の有無は明らかではない。文献 3.16) はねじれ座屈に着目した研究であり、この論文のみに終局状態の記載があり、JS690S 材 L150×10 の  $\lambda \leq 60$  で曲げねじれ座屈が発生していた。（プロット緑塗）

ねじれ座屈は降伏耐力が大きいほど発生しやすいのが一般的であるが、ほとんどの試験で使用鋼材は SS400 のみであったため、ねじれ座屈の発生は確認されていなかったと考えられる。また、試験的に境界条件は弱軸のみピンとしており、強軸曲げ座屈耐力が実情よりも 4 倍大きくなり、結果として曲げねじれ耐力も大きくなることから、単材試験では曲げねじれ座屈は発生しにくくなっていると考えられる。しかしながら、実鉄塔では SS540 材などの高強度鋼も用いられており、また、弱軸・強軸とも回転ピンであると考えられることから、ねじれ座屈は十分に発生しうると考えられる。

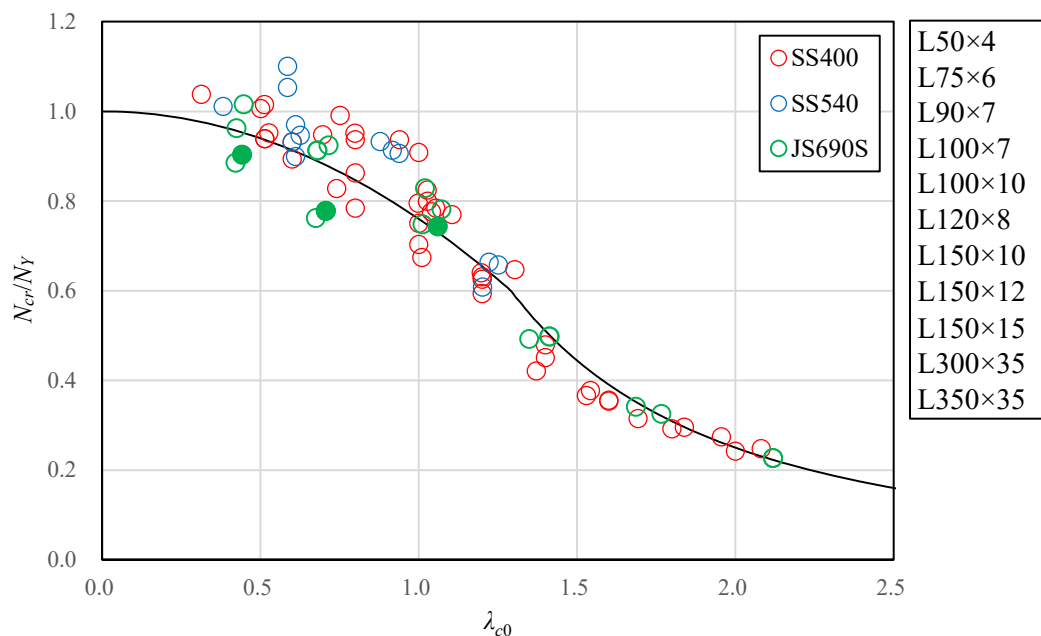


図 3.4-1 既往文献の座屈試験結果

表 3-2 既往文献における山形鋼単材の座屈試験結果

文献No.	部材サイズ	$\lambda$	$\lambda c$	$N_{cr}$ (kN)	$N_{cr}/N_y$	材質	$\sigma_y$ (N/mm <sup>2</sup> )
5	L150×10	40	0.60	1240.0	0.931	SS540	456
	L150×10	80	1.20	810.0	0.608	SS540	456
3	L90×7	58	0.70	340.7	0.948	SS400	294.2
	L90×7	84	1.01	242.2	0.674	SS400	294.2
	L90×7	114	1.37	151.2	0.421	SS400	294.2
3	L90×7	60	0.74	312.0	0.828	SS400	308.5
6	L100×10	65	0.80	548.2	0.951	SS400	303.4
	L100×10	82	1.00	458.3	0.795	SS400	303.4
	L100×10	98	1.20	368.9	0.640	SS400	303.4
7	L120×8	48	0.60	559.5	0.932	SS400	320
	L120×8	63	0.80	518.0	0.863	SS400	320
	L120×8	79	1.00	450.3	0.750	SS400	320
	L120×8	95	1.20	375.3	0.625	SS400	320
	L100×10	48	0.60	538.5	0.894	SS400	317
	L100×10	64	0.80	472.5	0.784	SS400	317
	L100×10	80	1.00	423.5	0.703	SS400	317
	L100×10	96	1.20	357.5	0.594	SS400	317
	L100×10	112	1.40	271.5	0.451	SS400	317
	L100×10	128	1.60	213.0	0.354	SS400	317
	L75×6	48	0.80	262.5	0.937	SS400	321
	L75×6	60	1.00	254.5	0.908	SS400	321
L75×6	72	1.20	176.7	0.631	SS400	321	
L75×6	84	1.40	134.2	0.479	SS400	321	
L75×6	96	1.60	99.7	0.356	SS400	321	
L75×6	108	1.80	81.7	0.292	SS400	321	
L75×6	120	2.00	67.8	0.242	SS400	321	
8	L150×10	40	0.51	916.0	0.939	SS400	334
	L150×10	86	1.10	751.0	0.770	SS400	334
	L150×10	120	1.54	368.0	0.377	SS400	334
9	L100×7	40	0.53	455.0	0.952	SS400	351
	L100×7	80	1.05	375.0	0.784	SS400	351
	L150×10	40	0.61	1240.0	0.899	SS540	472
	L150×10	80	1.22	915.0	0.664	SS540	472
10	L100×7	40	0.51	460.5	1.015	SS400	333
	L100×7	80	1.03	374.0	0.825	SS400	333
	L150×10	40	0.63	1368.0	0.946	SS540	495
	L150×10	60	0.94	1310.0	0.906	SS540	495
	L150×10	80	1.25	950.0	0.657	SS540	495
11	L50×4	83	1.04	96.0	0.776	SS400	318
	L50×4	104	1.30	80.1	0.647	SS400	318
	L50×4	122	1.53	45.3	0.366	SS400	318
	L50×4	135	1.69	39.0	0.315	SS400	318
	L50×4	156	1.96	33.9	0.274	SS400	318
	L50×4	166	2.08	30.6	0.247	SS400	318

文献No.	部材サイズ	$\lambda$	$\lambda c$	$N_{cr}$ (kN)	$N_{cr}/N_y$	材質	$\sigma_y$ (N/mm <sup>2</sup> )
12	L50×4	160	1.84	30.7	0.295	SS400	267
13	L150×15	80	0.94	1117.0	0.937	SS400	279
14	L300×35	40	0.59	9414.4	1.100	SS540	433.4
	L350×35	40	0.59	10610.8	1.053	SS540	433.4
	L350×35	60	0.88	9394.8	0.933	SS540	433.4
15	L150×10	40	0.51	916.0	0.939	SS400	334
	L150×10	40	0.71	1434.0	0.778	JS690S	631
	L150×10	80	1.03	780.0	0.799	SS400	334
	L150×10	80	1.41	917.0	0.498	JS690S	631
	L150×10	120	2.12	418.0	0.227	JS690S	631
	L150×15	40	0.68	2279.0	0.913	JS690S	584
16	L150×15	25	0.42	2402.0	0.962	JS690S	584
	L150×15	40	0.68	2278.0	0.913	JS690S	584
	L150×15	60	1.02	2068.6	0.829	JS690S	584
	L150×12	25	0.45	2280.9	1.015	JS690S	646
	L150×12	40	0.71	2075.8	0.924	JS690S	646
	L150×12	60	1.07	1755.9	0.782	JS690S	646
	L150×10	25	0.44	1665.0	0.903	JS690S	631
	L150×10	40	0.71	1434.2	0.778	JS690S	631
	L150×10	60	1.06	1369.9	0.743	JS690S	631
	L150×10	80	1.41	917.2	0.498	JS690S	631
	L150×10	100	1.77	598.8	0.325	JS690S	631
	L150×10	120	2.12	417.7	0.227	JS690S	631
L150×10	150	2.65	268.7	0.146	JS690S	631	
L150×10	25	0.42	1486.8	0.885	JS690S	575	
L150×10	40	0.67	1279.4	0.762	JS690S	575	
L150×10	60	1.01	1256.0	0.748	JS690S	575	
L150×10	80	1.35	826.6	0.492	JS690S	575	
L150×10	100	1.69	572.5	0.341	JS690S	575	
L150×10	150	2.53	254.1	0.151	JS690S	575	
L150×10	25	0.38	1393.3	1.011	SS540	472	
L150×10	40	0.61	1337.8	0.970	SS540	472	
L150×10	60	0.92	1259.0	0.913	SS540	472	
L150×10	25	0.31	961.0	1.038	SS400	317	
L150×10	40	0.50	931.8	1.006	SS400	317	
L150×10	60	0.75	917.2	0.991	SS400	317	

次頁以降に各試験体の試験結果を示す。

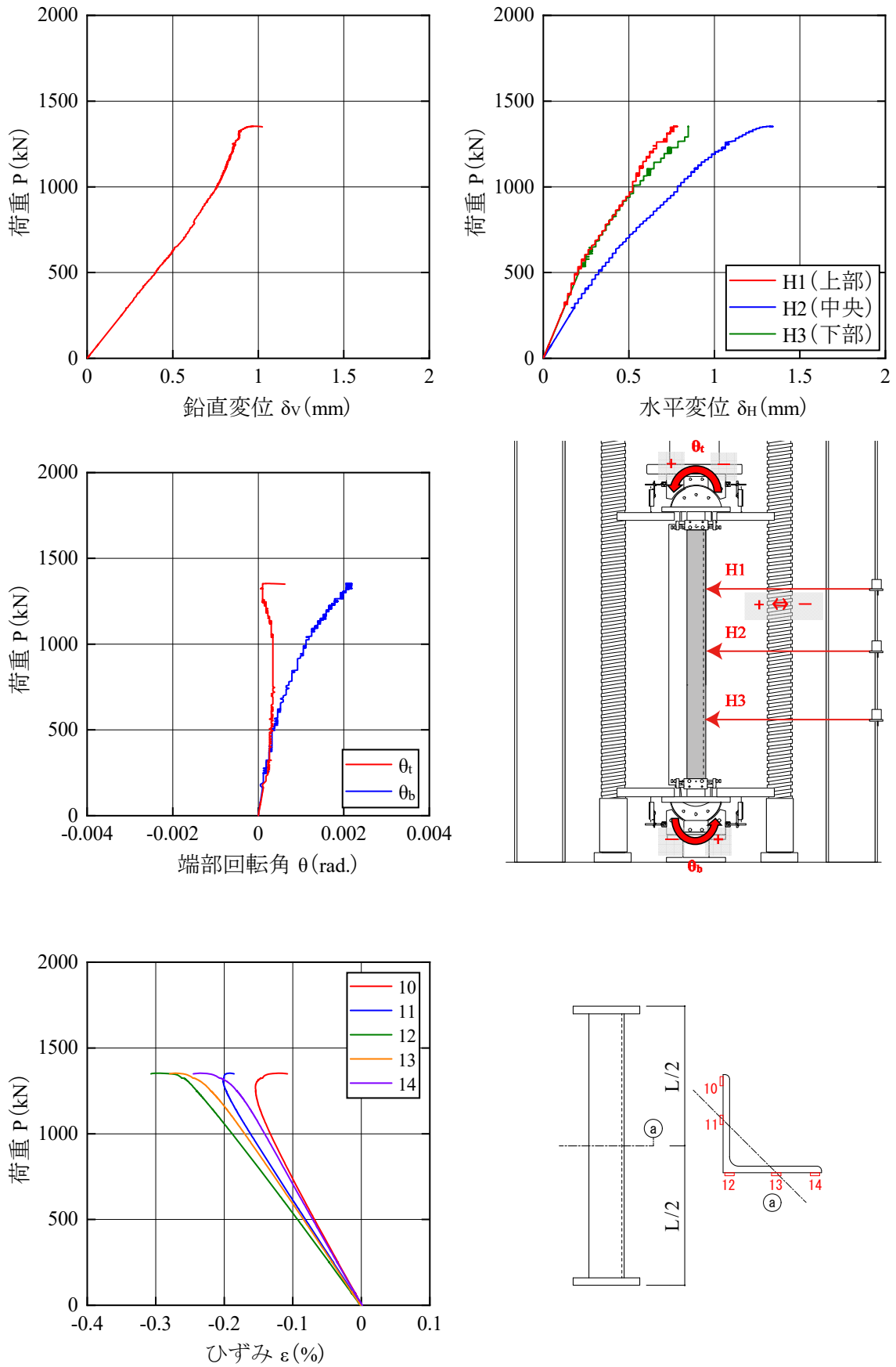


図 3.4-2 試験結果 (No.1)

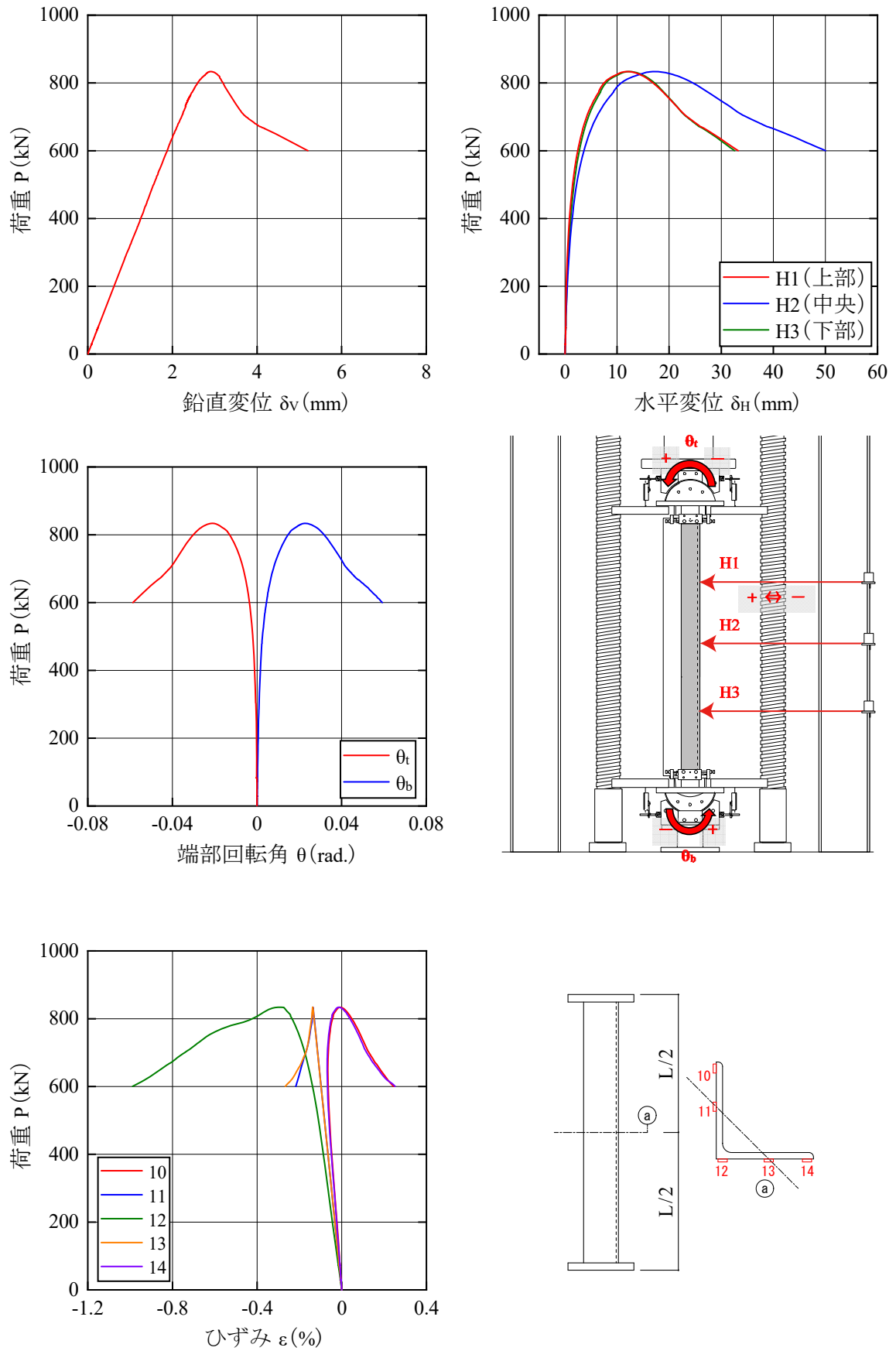


図 3.4-3 試験結果 (No.2)

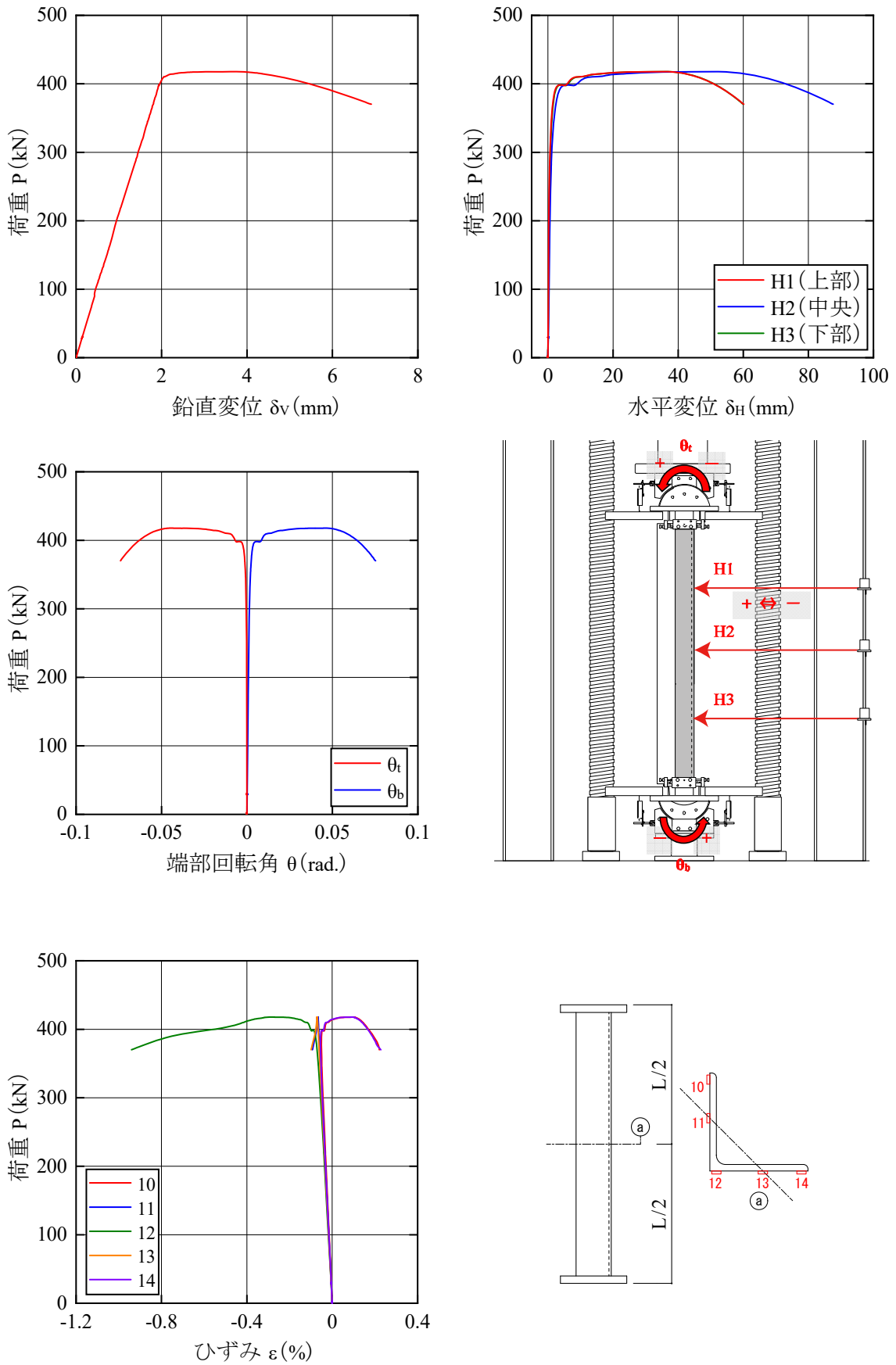


図 3.4-4 試験結果 (No.3)



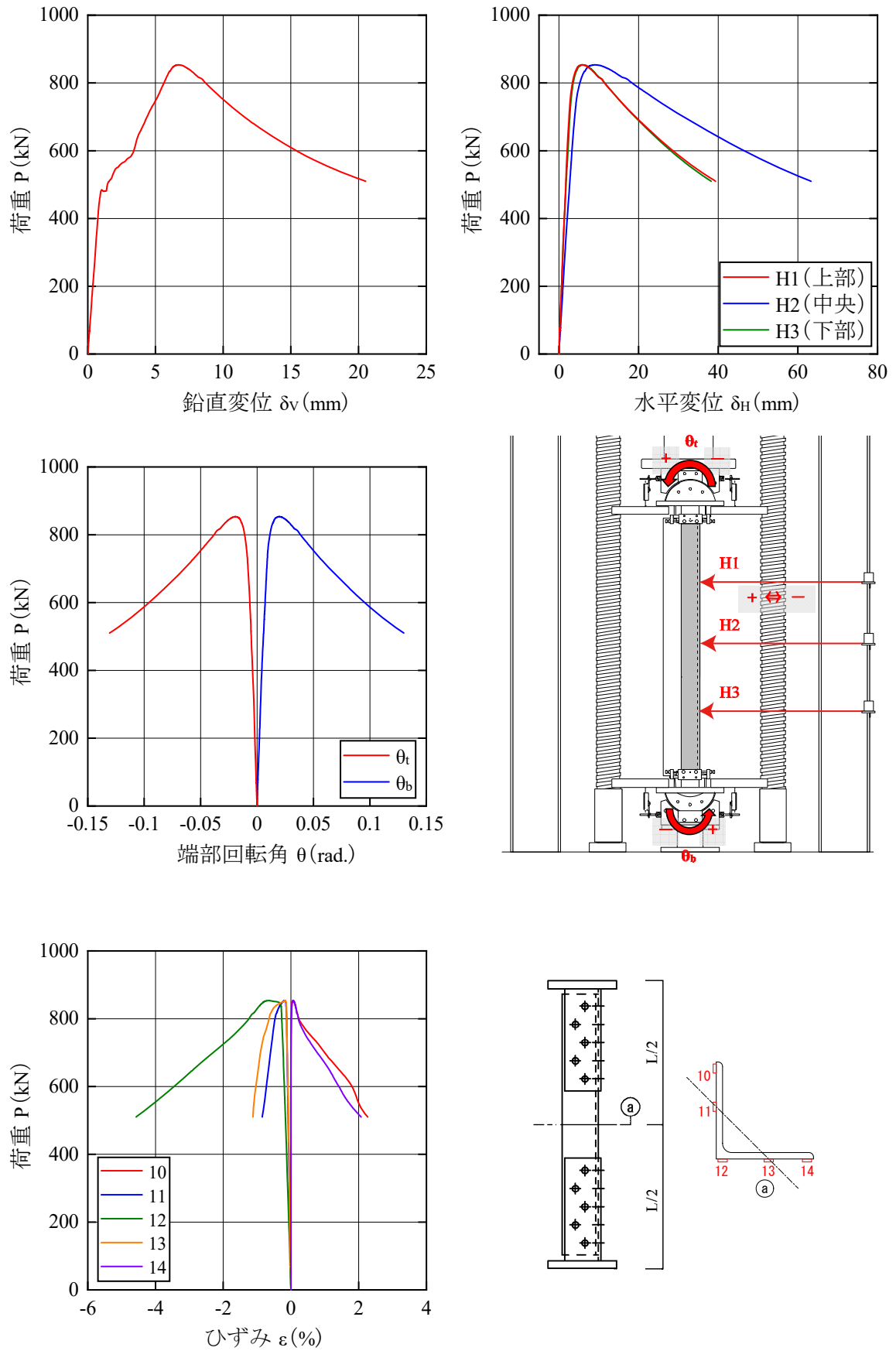


図 3.4-5 試験結果 (No.4)

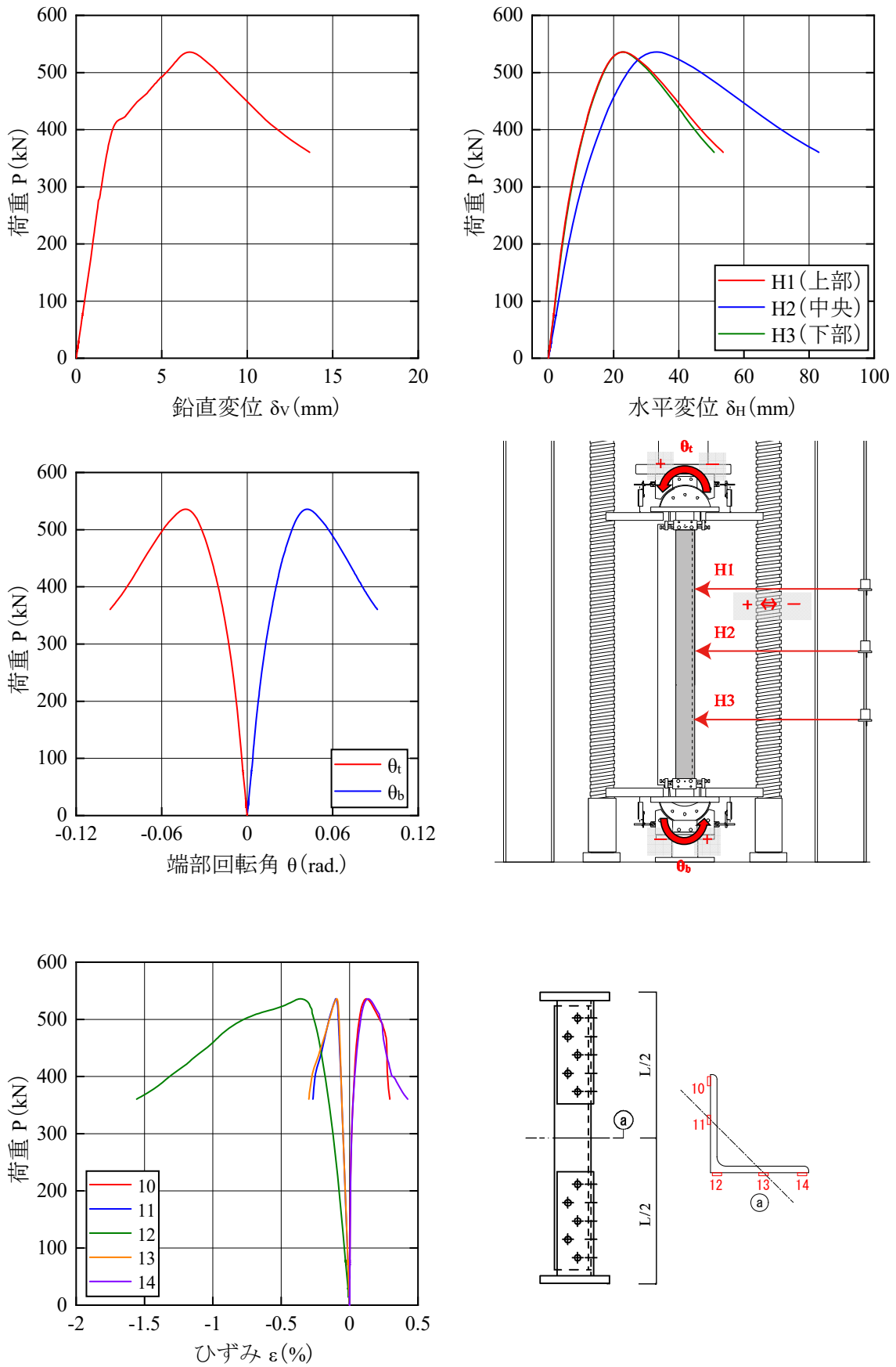


図 3.4-6 試験結果 (No.5)

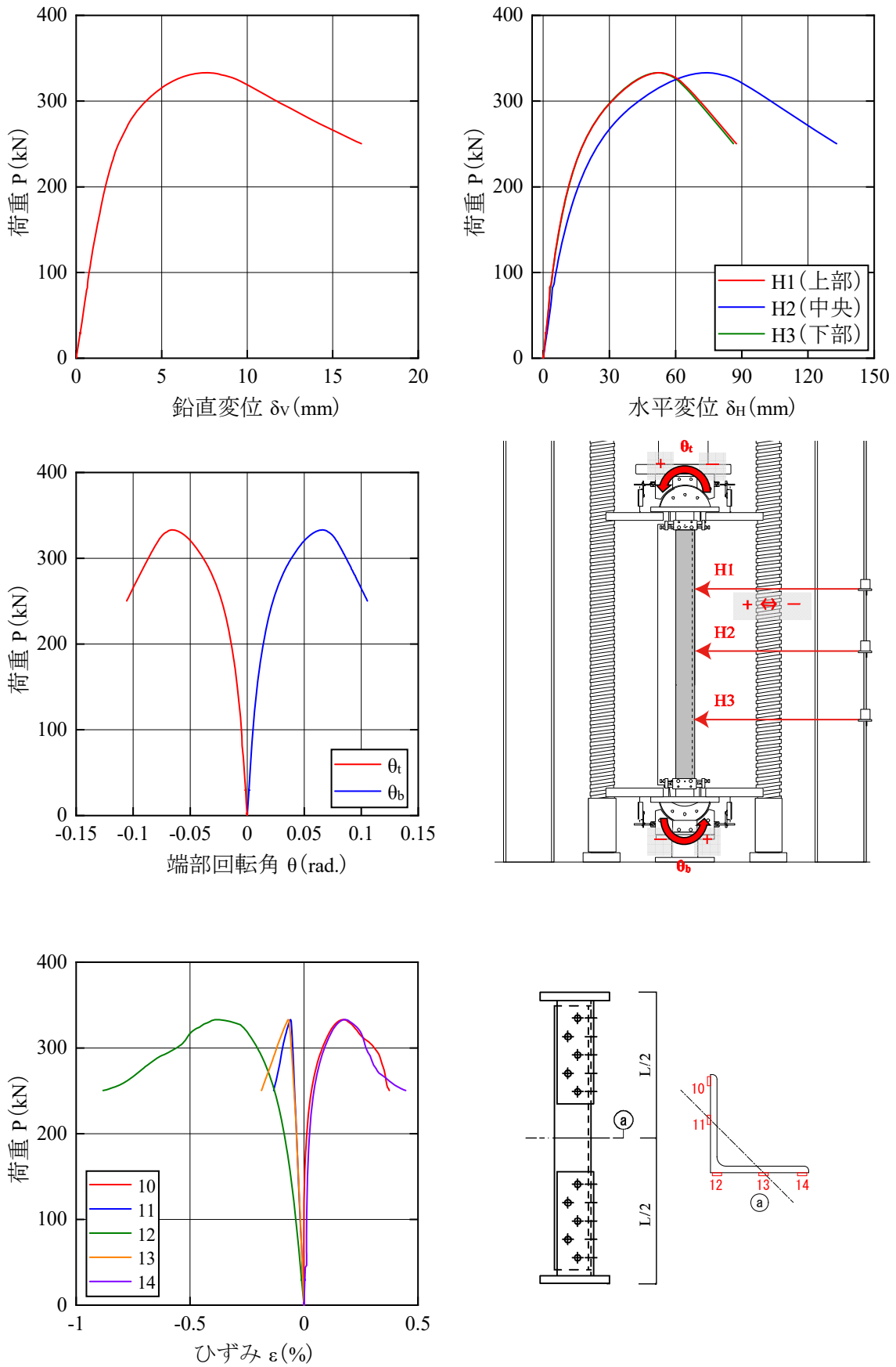


図 3.4-7 試験結果 (No.6)

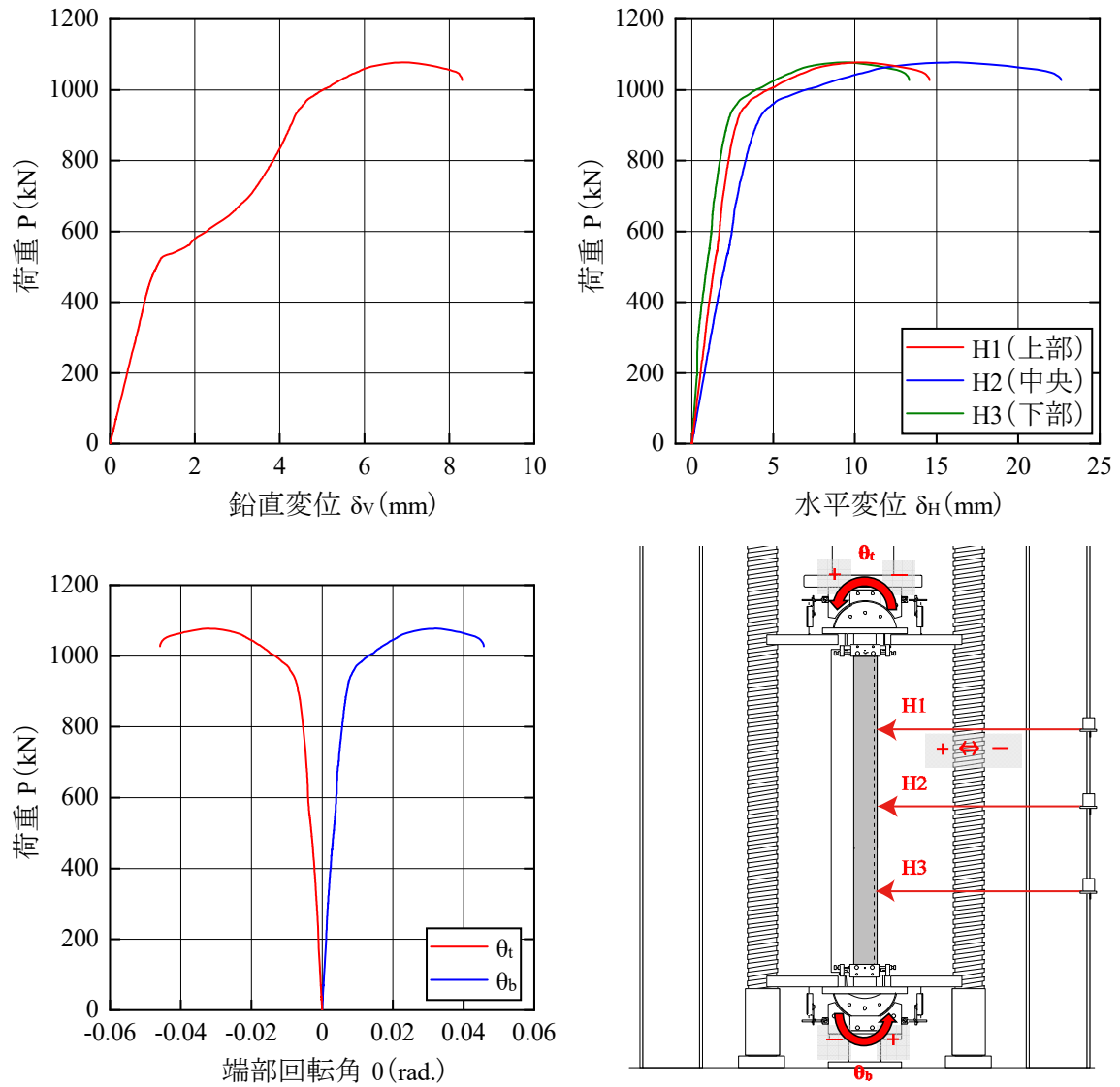


図 3.4-8 (1/2) 試験結果 (No.7)

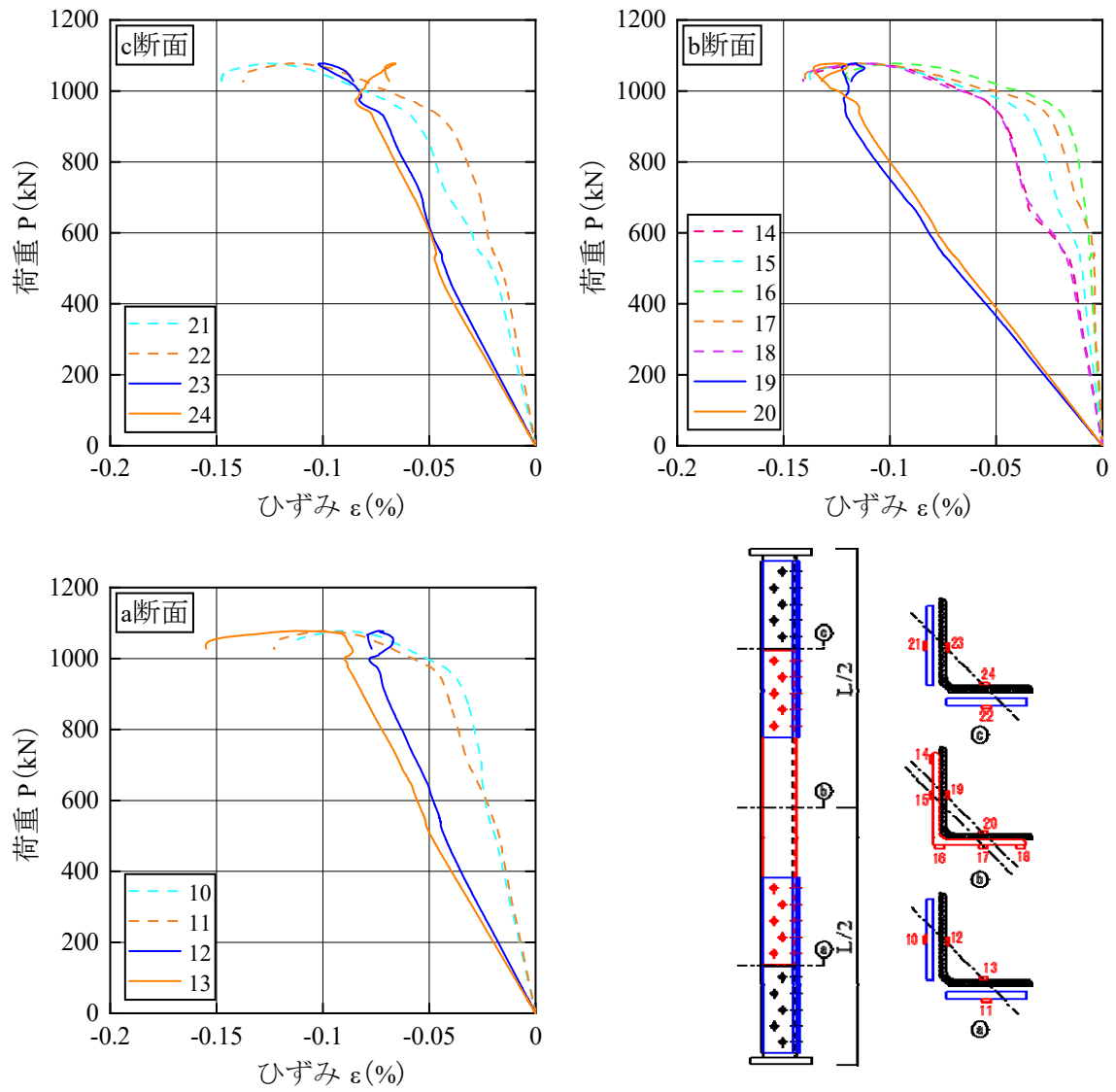


図 3.4-8 (2/2) 試験結果 (No.7)

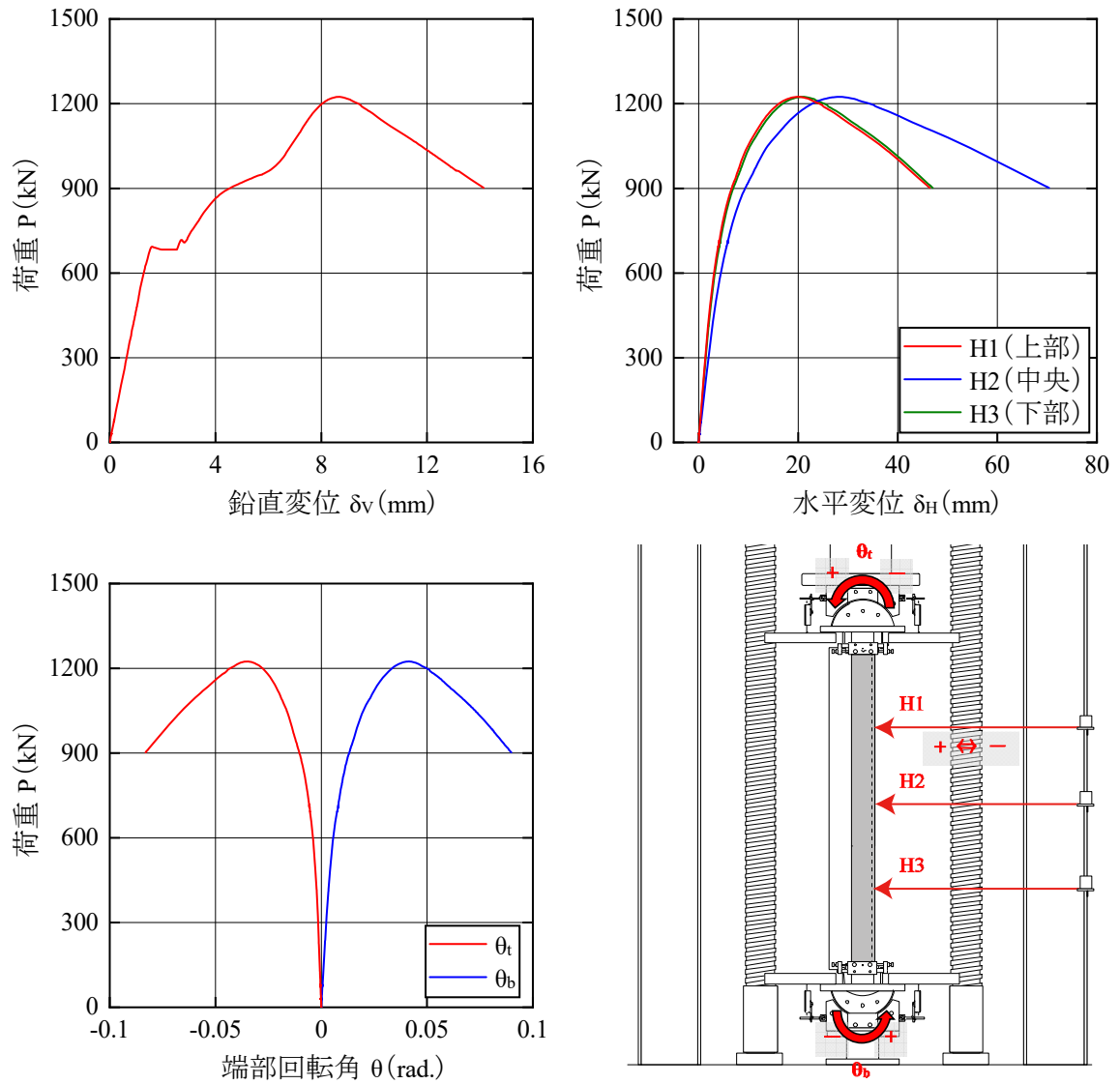


図 3.4-9 (1/2) 試験結果 (No.8)

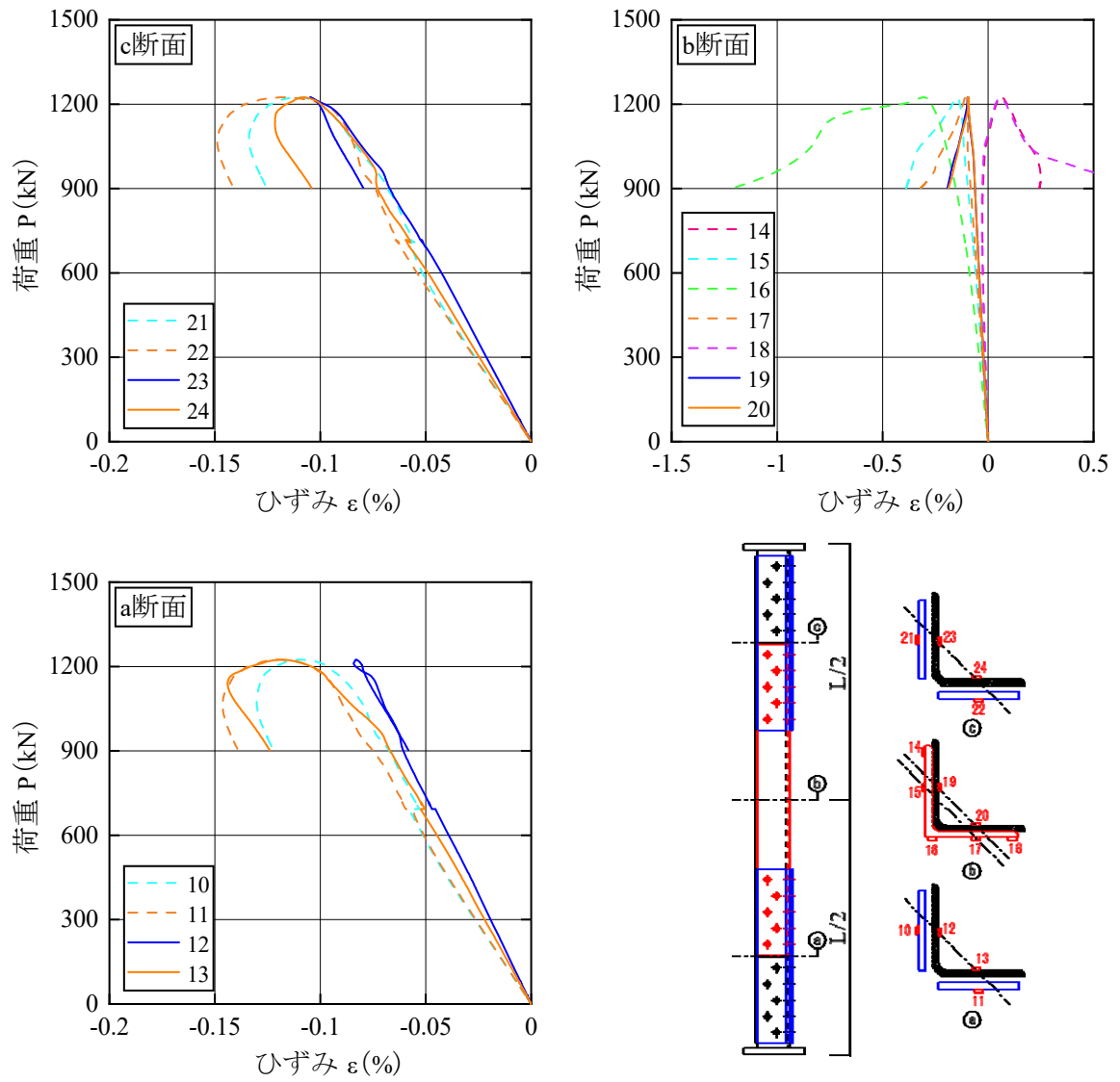


図 3.4-8 (2/2) 試験結果 (No.8)

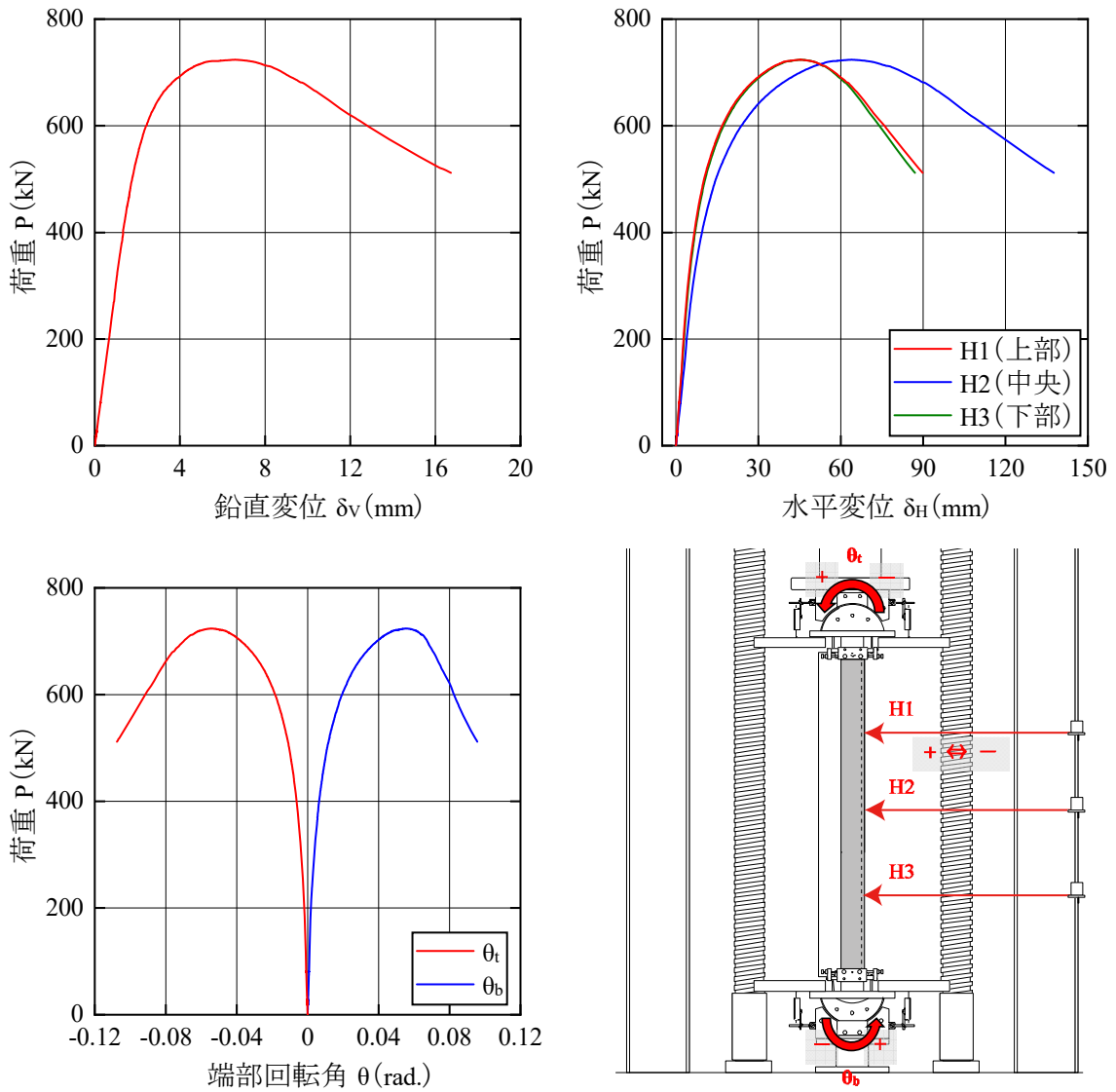


図 3.4-10 (1/2) 試験結果 (No.9)



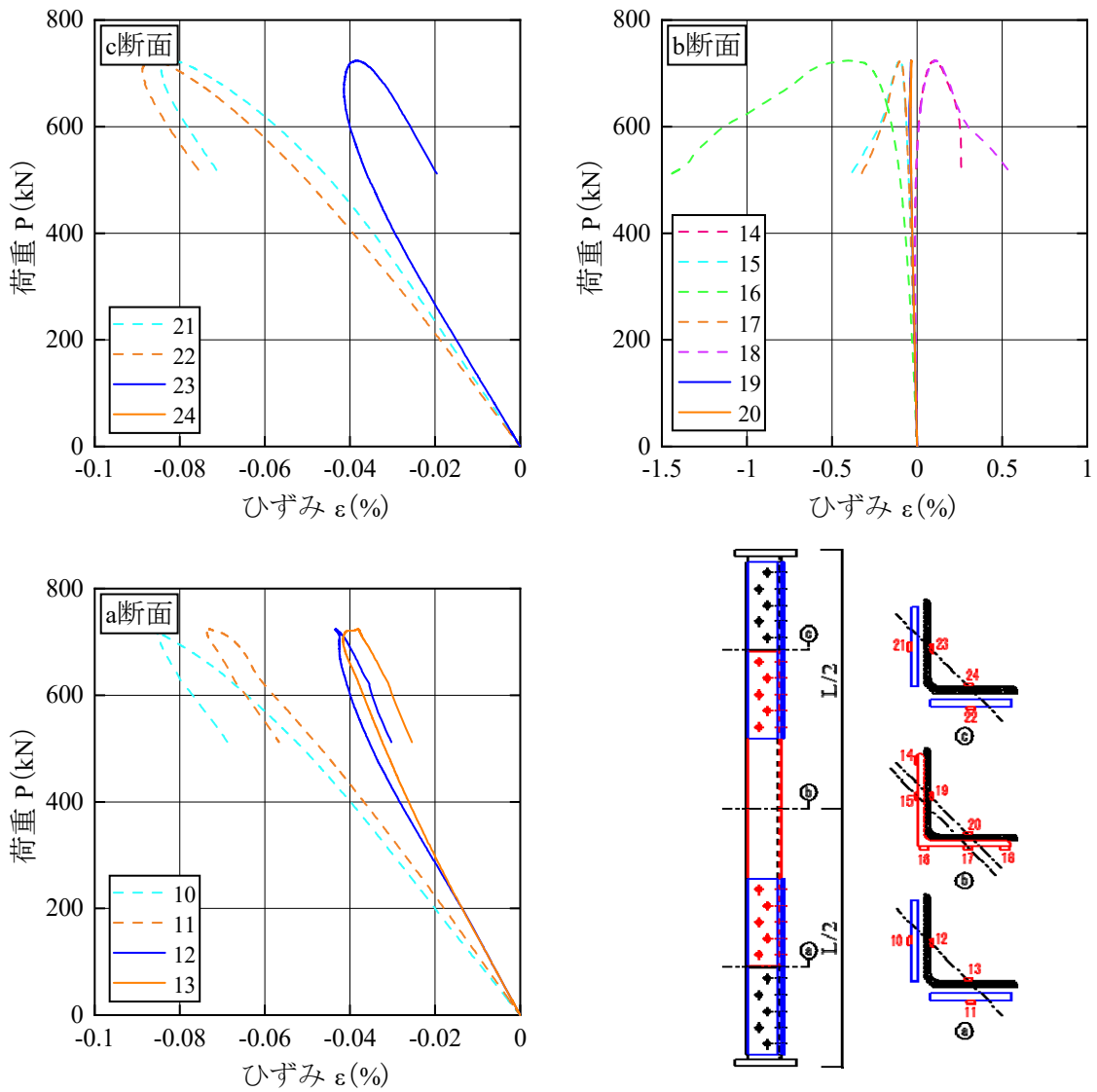


図 3.4-8 (2/2) 試験結果 (No.9)

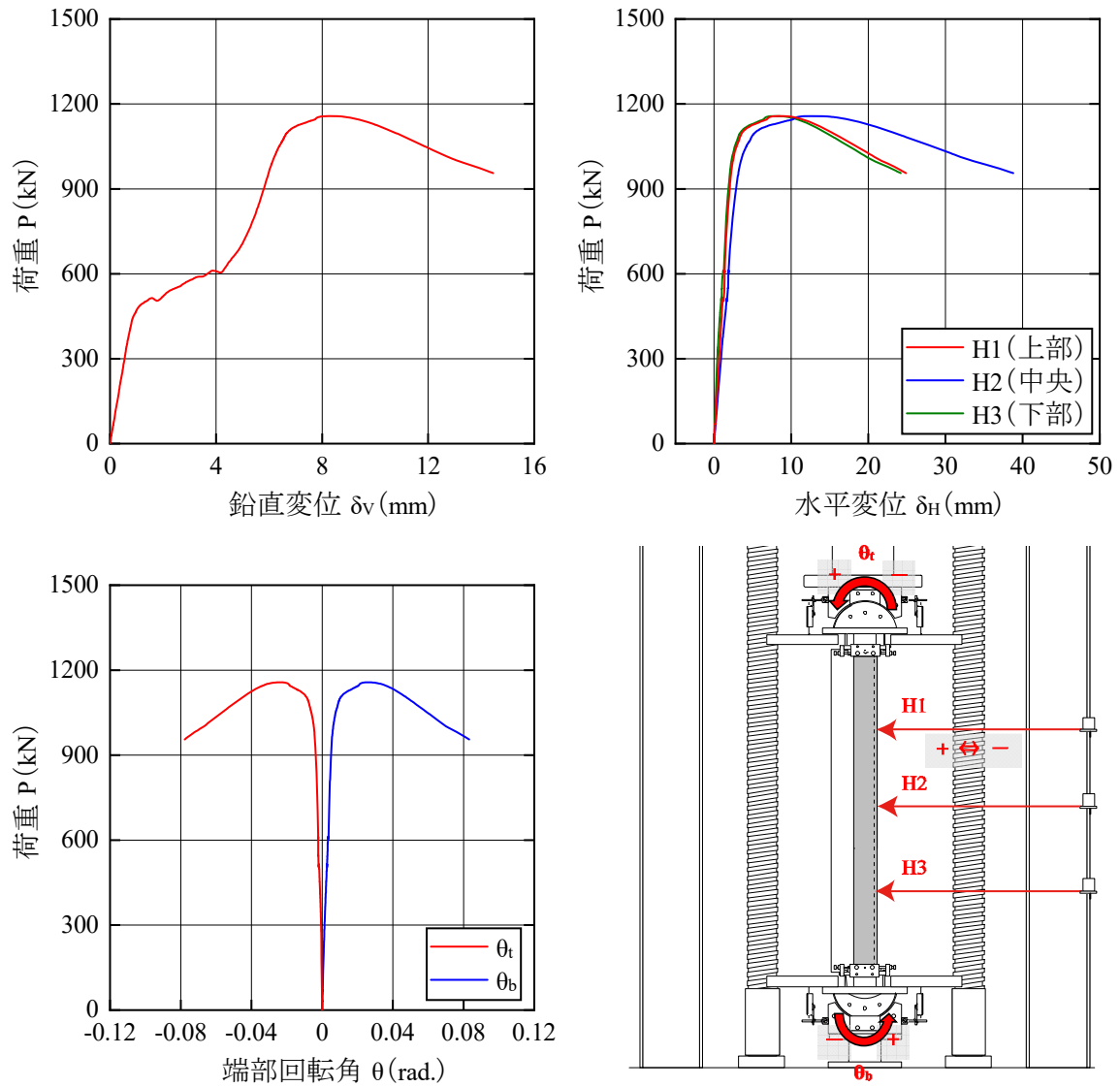


図 3.4-11 (1/2) 試験結果 (No.10)

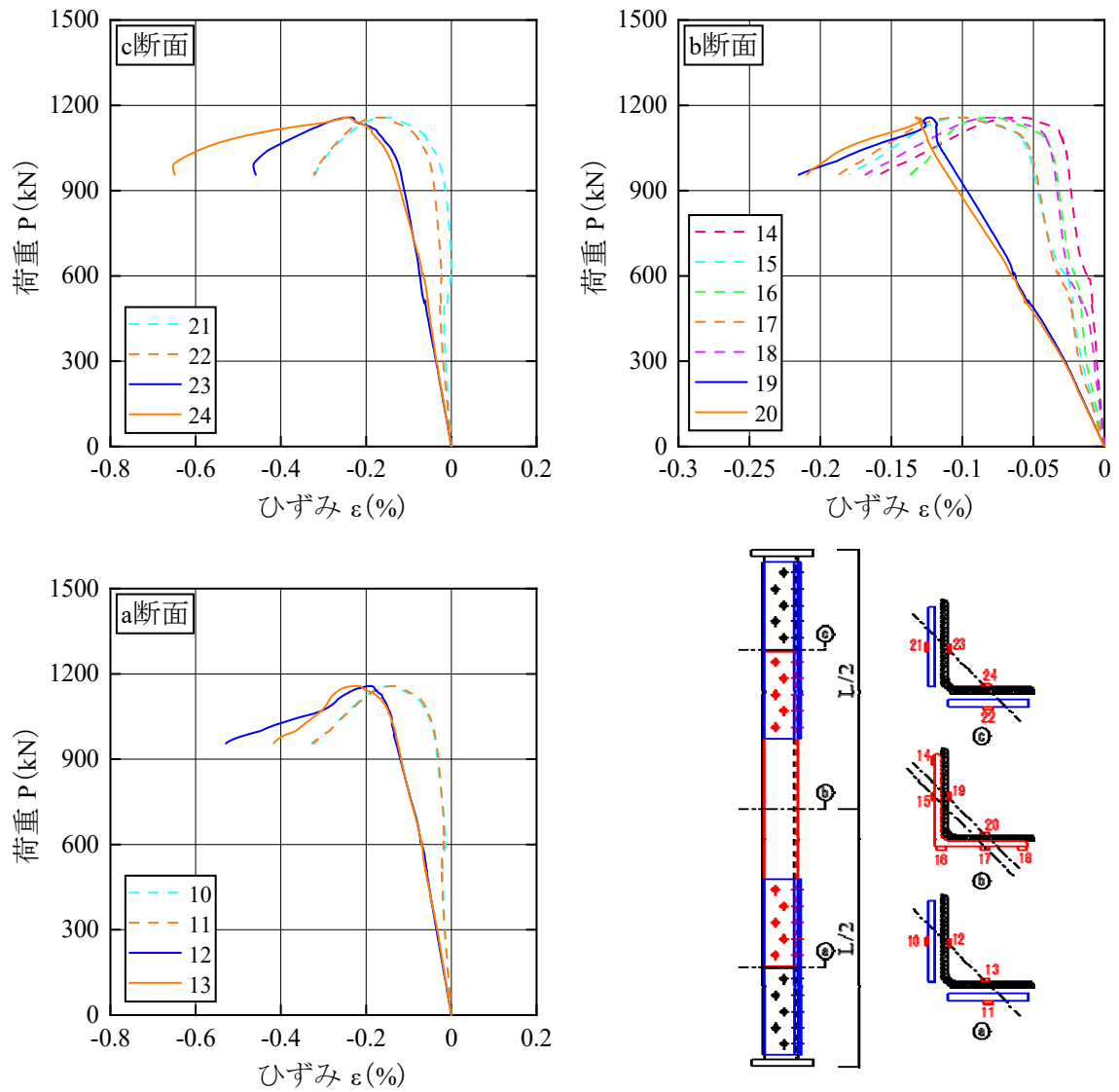


図 3.4-8 (2/2) 試験結果 (No.10)

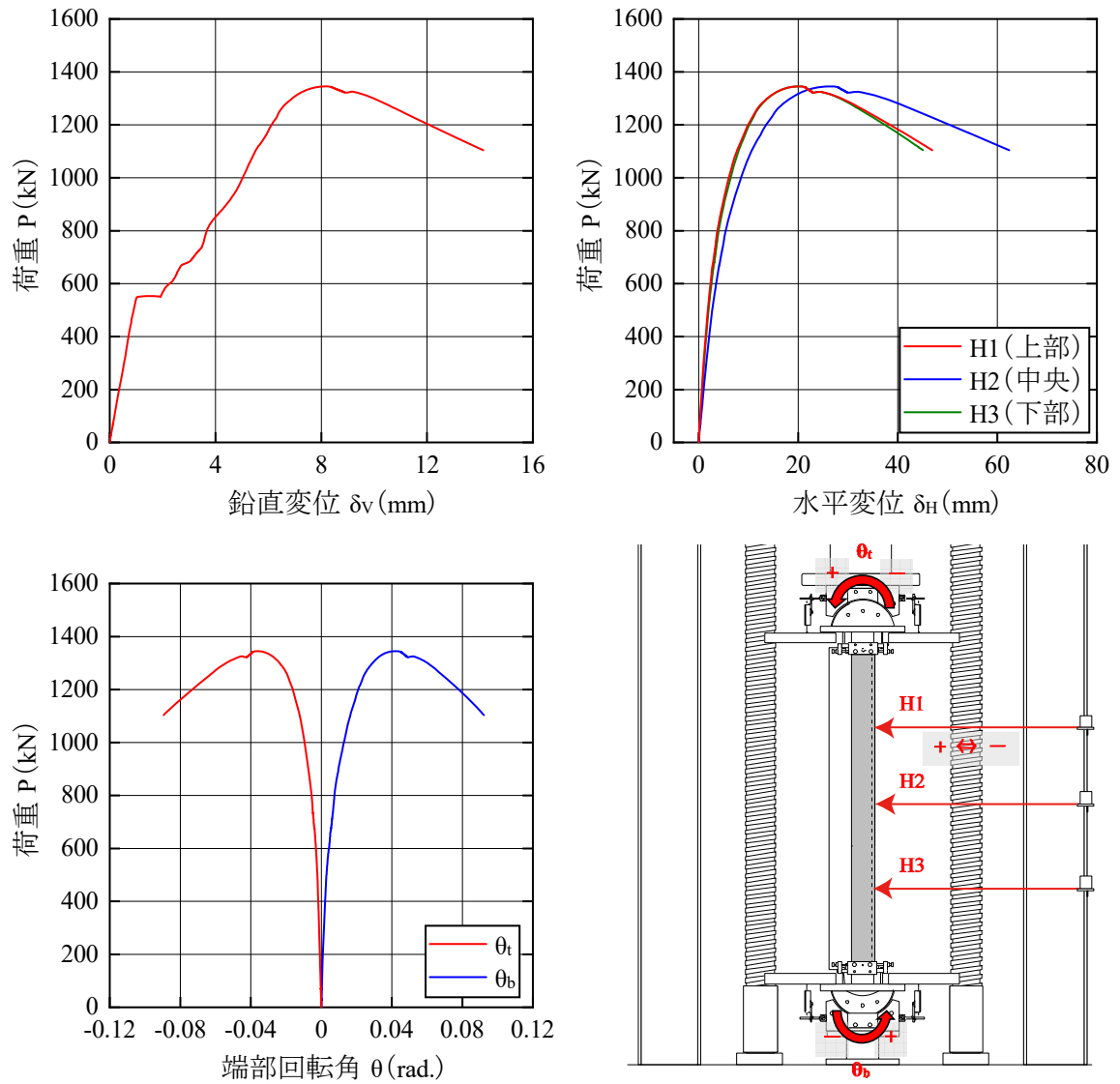


図 3.4-12 (1/2) 試験結果 (No.11)

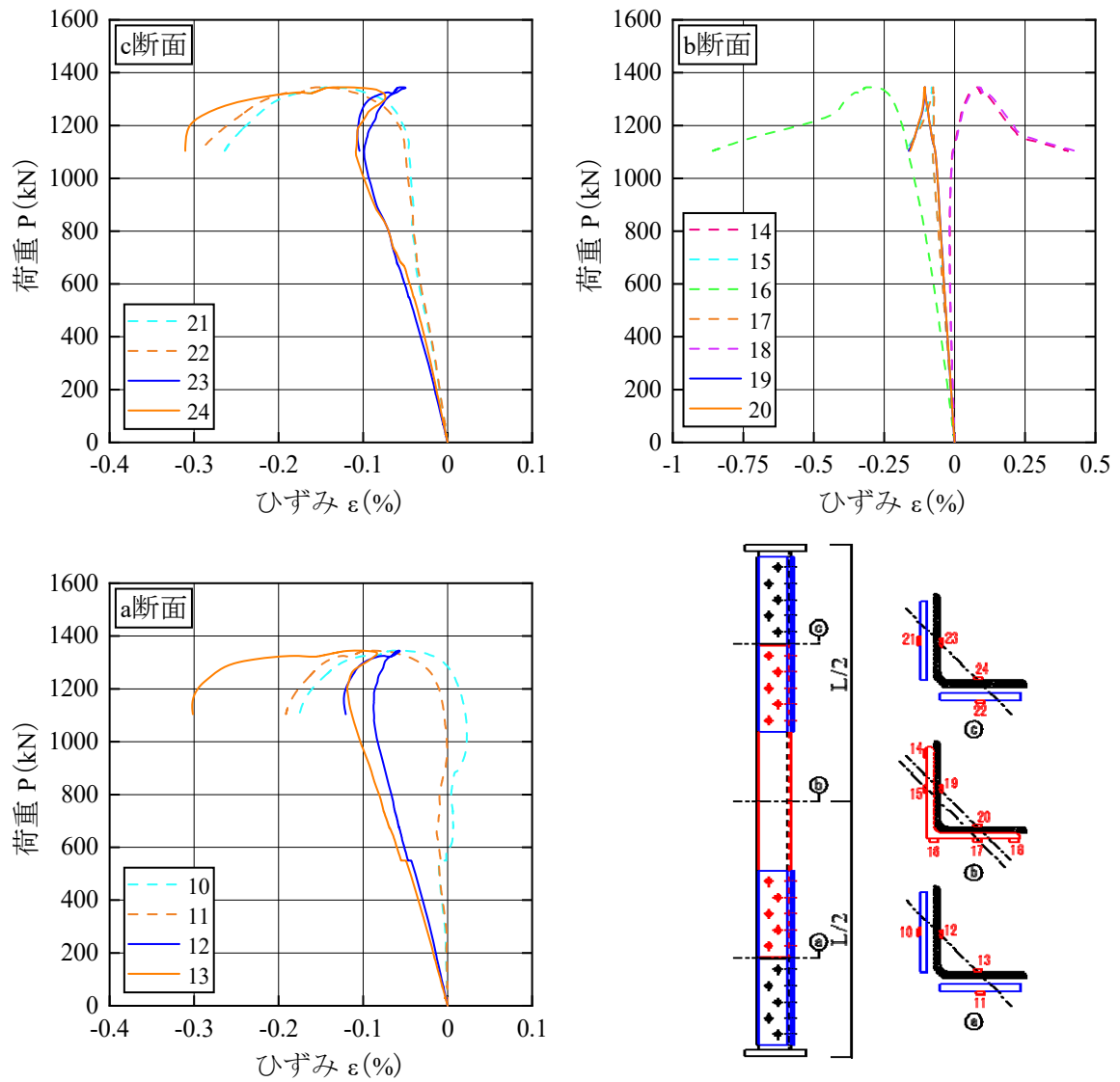


図 3.4-8 (2/2) 試験結果 (No.11)

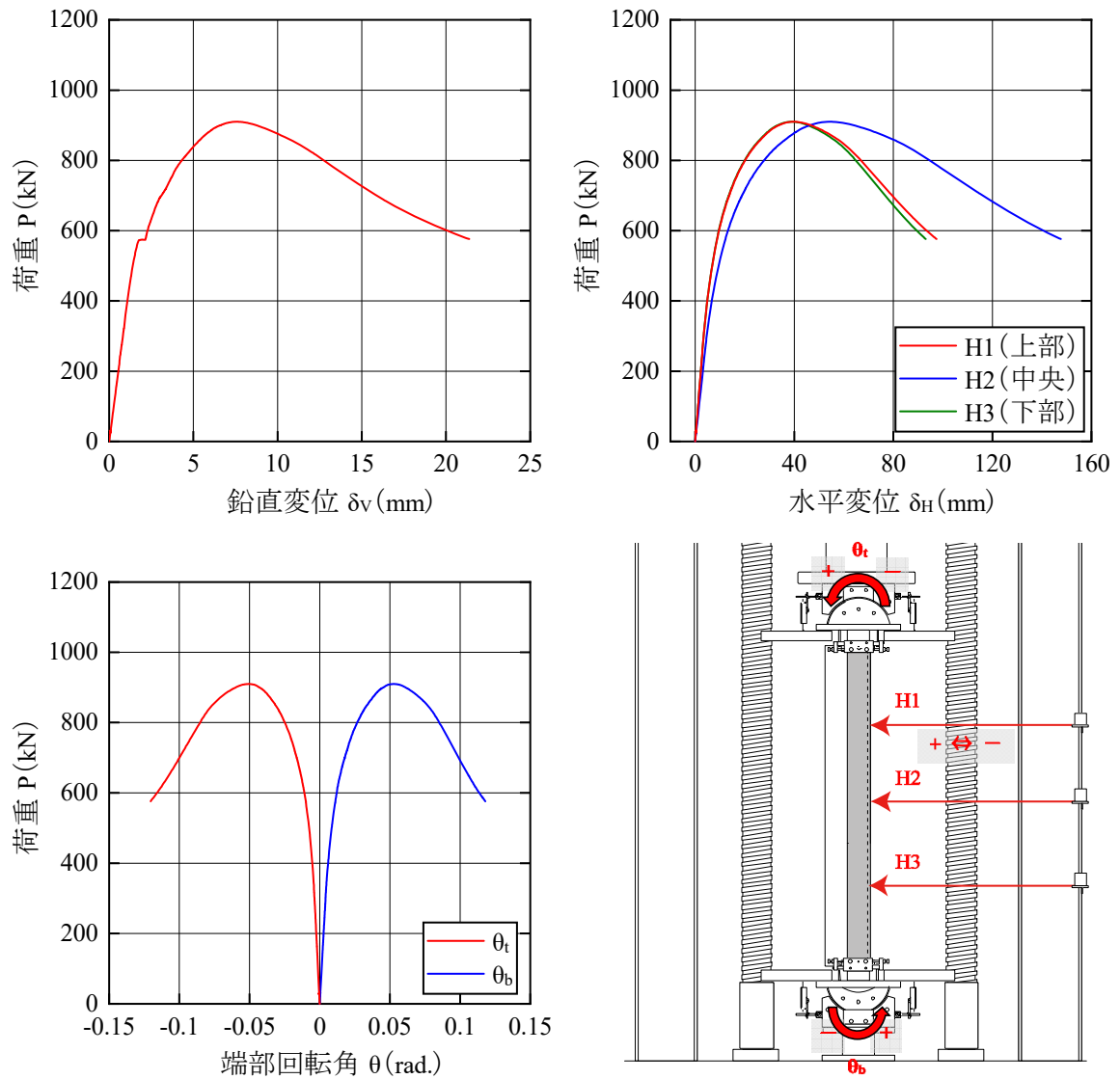


図 3.4-13 (1/2) 試験結果 (No.12)

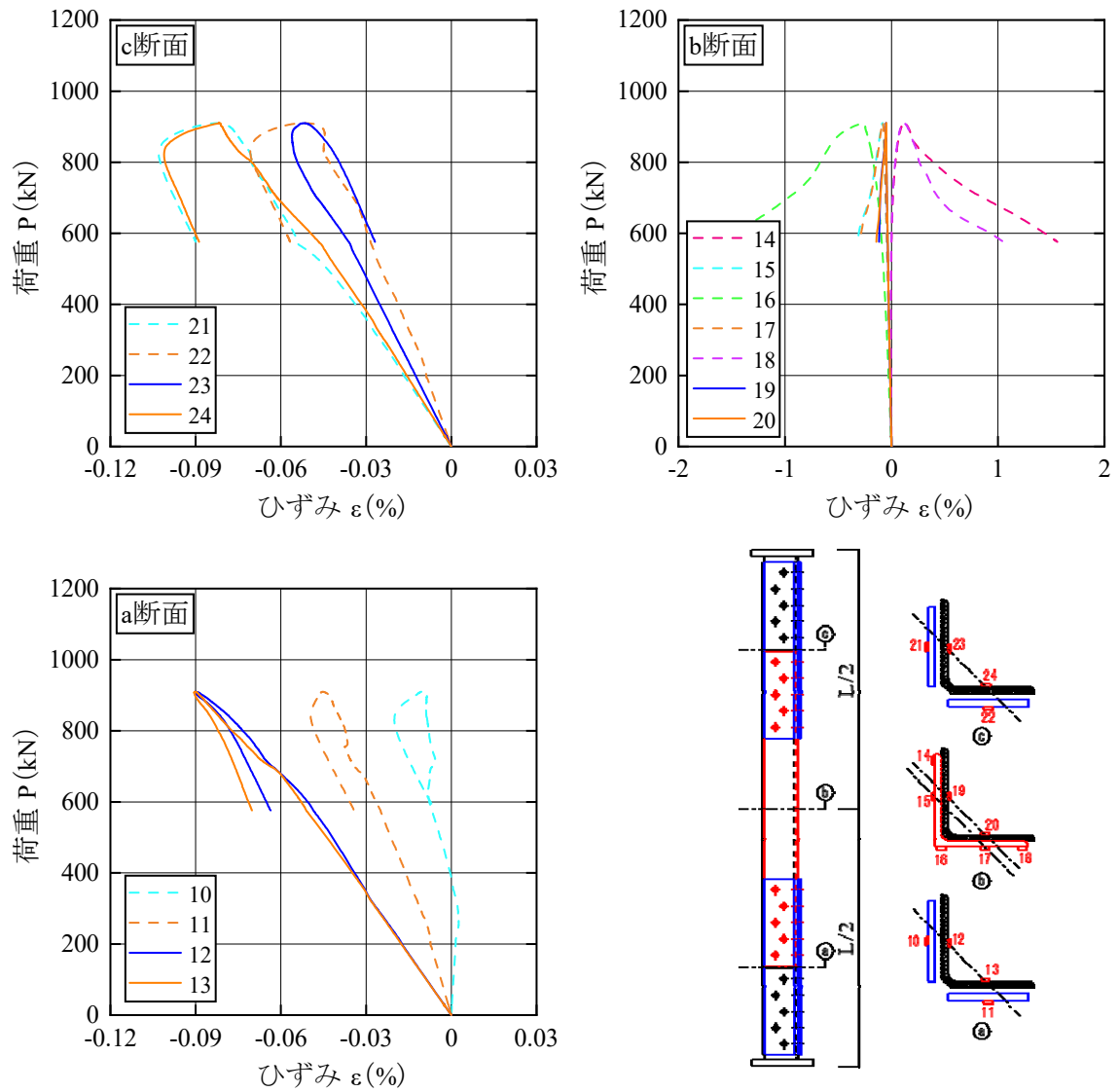


図 3.4-8 (2/2) 試験結果 (No.12)

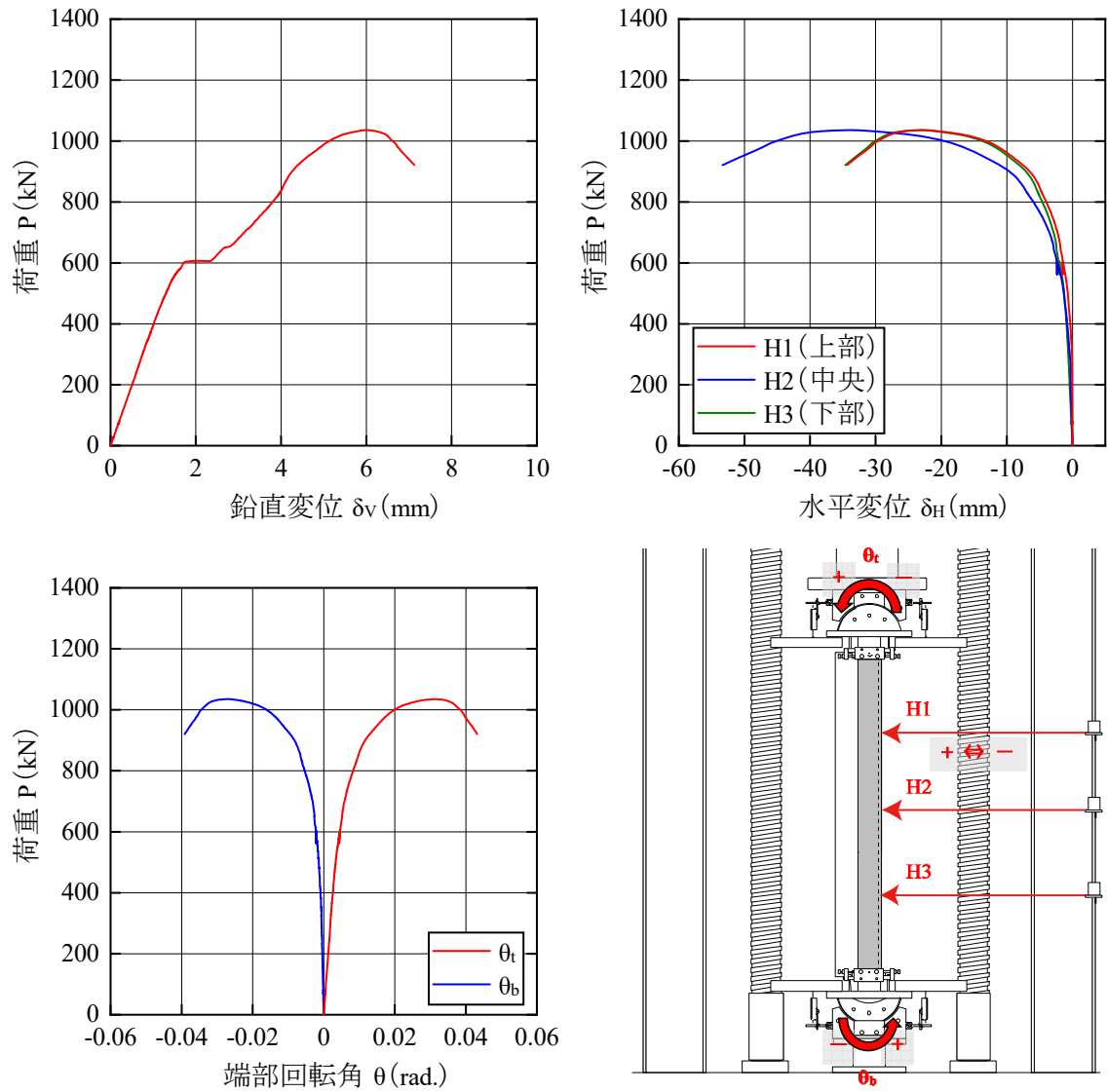


図 3.4-14 (1/2) 試験結果 (No.13)



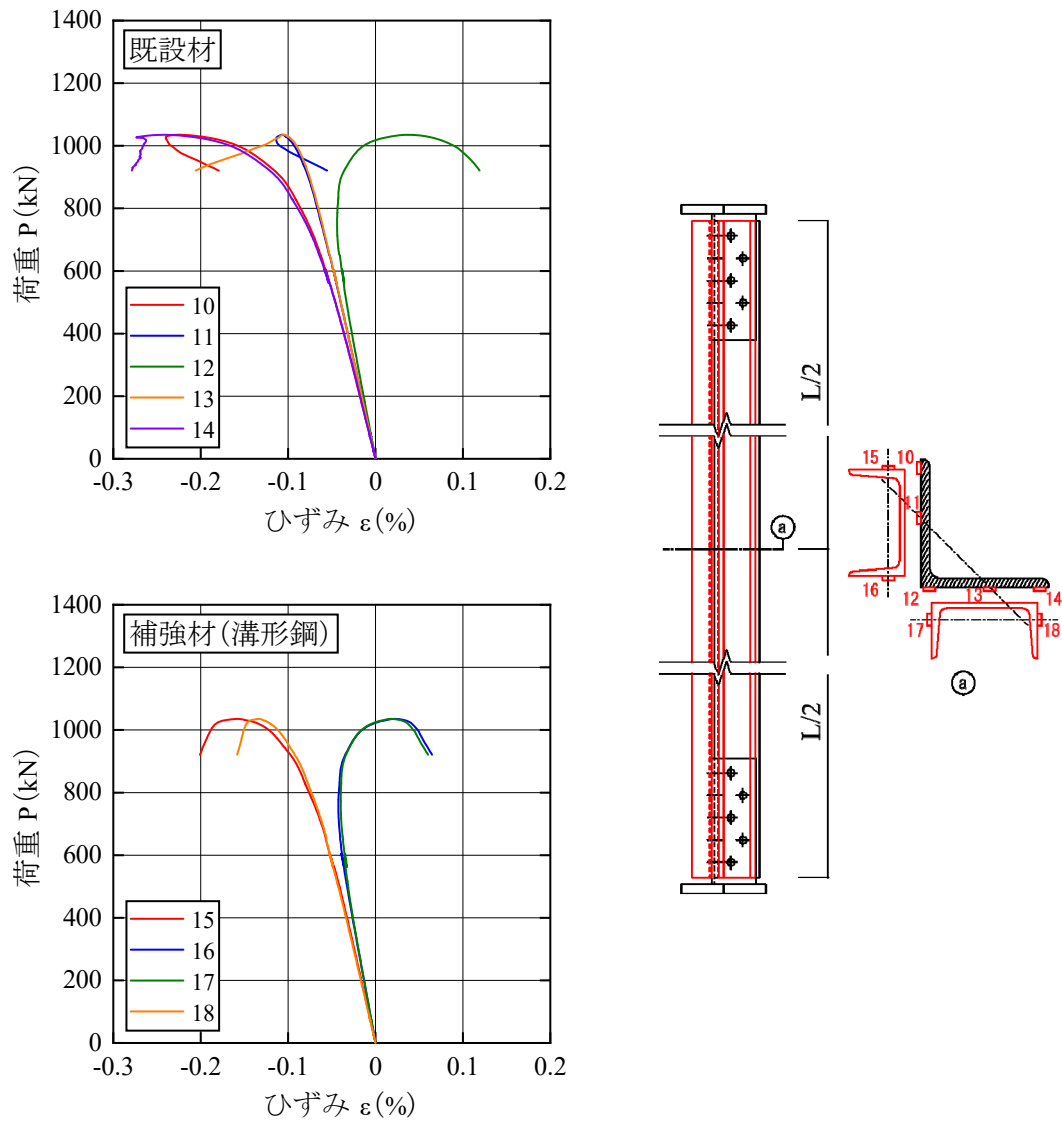


図 3.4-8 (2/2) 試験結果 (No.13)

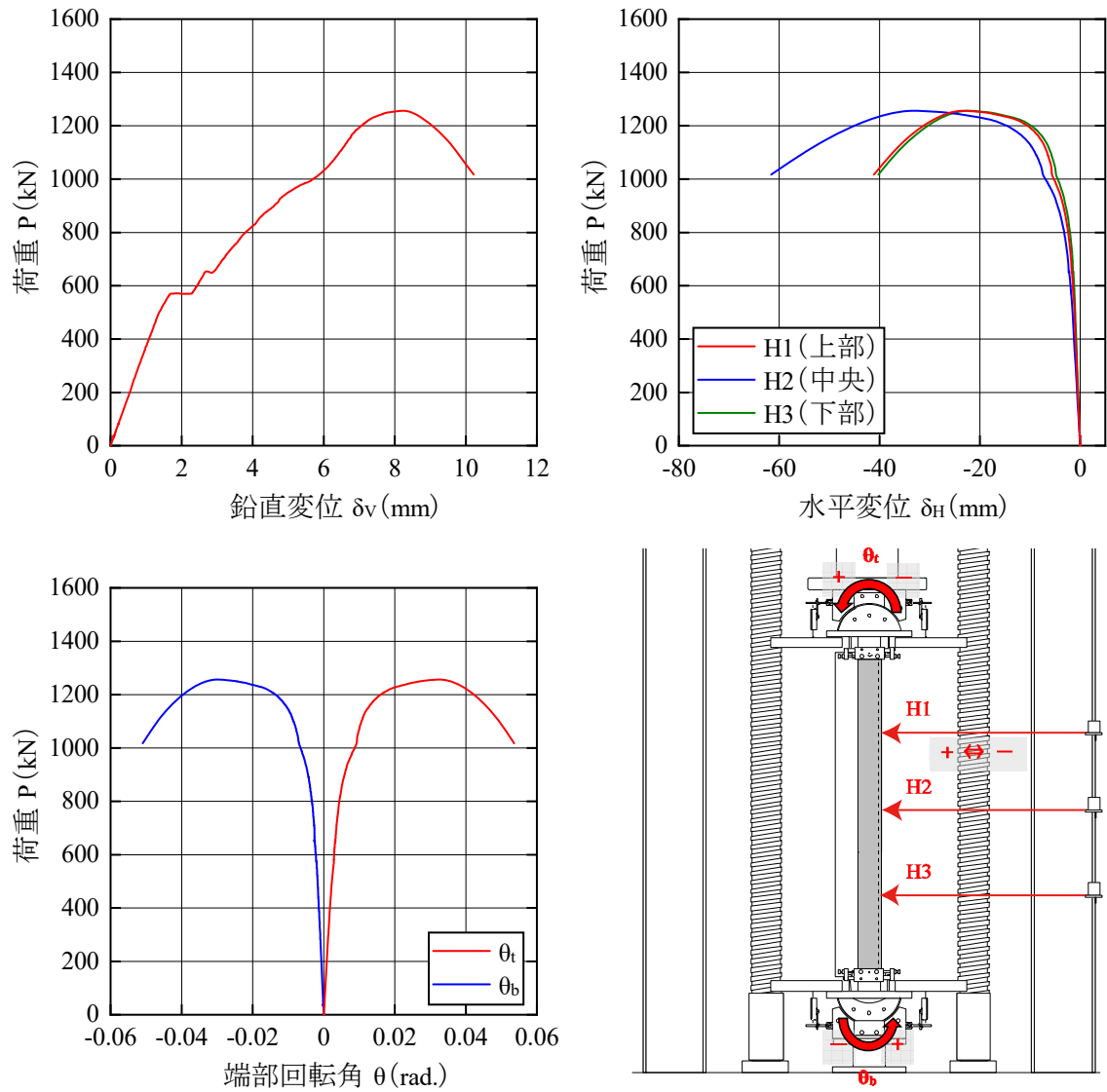


図 3.4-15 (1/2) 試験結果 (No.14)

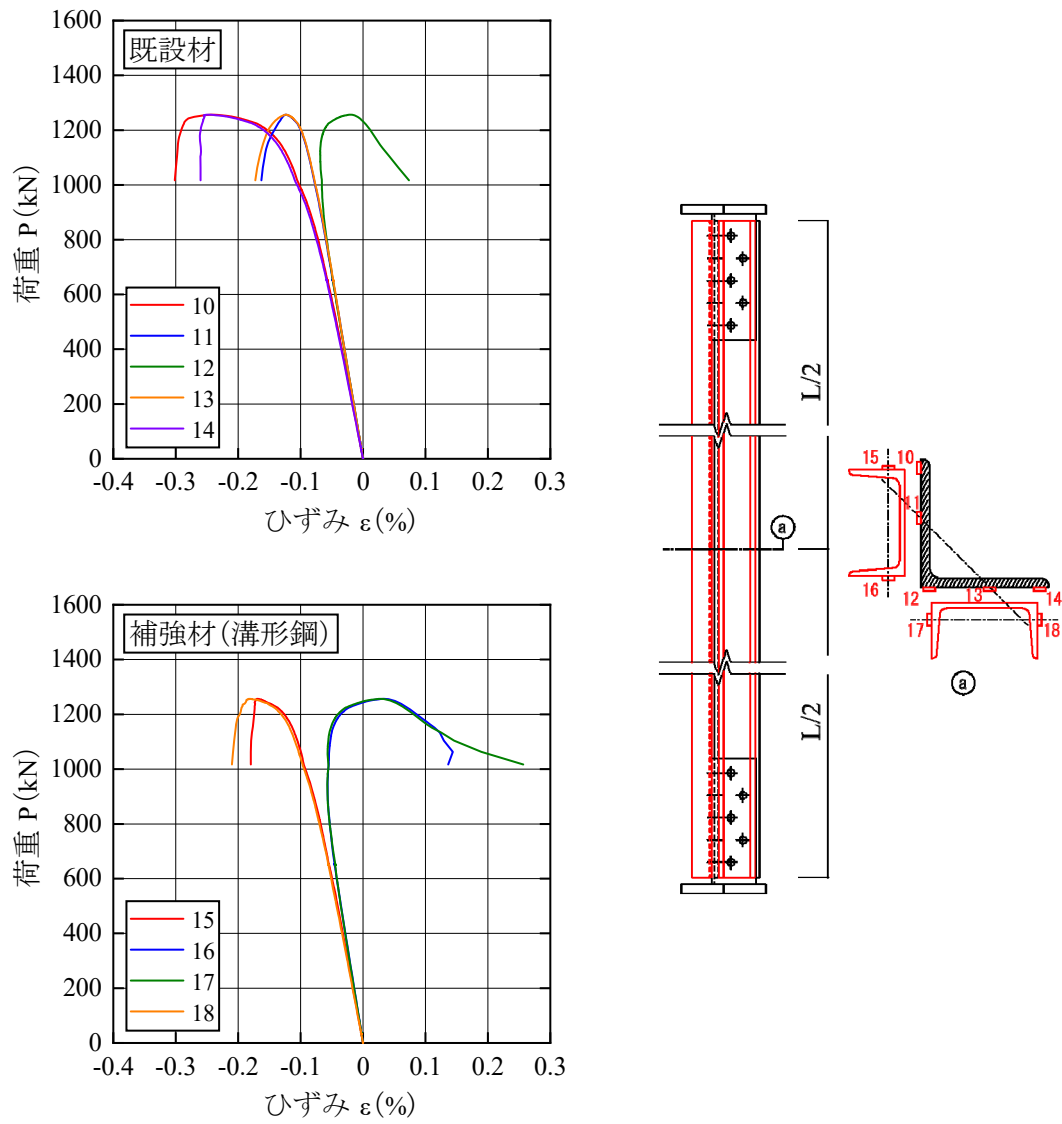


図 3.4-8 (2/2) 試験結果 (No.14)

### 3.5 本章のまとめ

本章では、本研究で対象とした重ね補強工法について座屈試験を実施し、その補強効果の確認を行った。得られた知見を以下に示す。

- ・ 基準化細長比  $\lambda_{c0\_com}$  が大きくなるにつれて継手偏心による耐力低下は小さくなる。
- ・ 補強試験体は  $\lambda_{c0\_com} > 1.2$  の場合、継手なしの無補強試験体を上回る座屈耐力が確認された。
- ・  $\lambda_{c0\_com}$  が 0.6 程度の場合、継手あり無補強試験体を上回る座屈耐力を有していたが、継手なし無補強試験体よりは低い座屈耐力となった。
- ・ 弾性座屈範囲では大きな補強効果  $\gamma$  を得られるが、非弾性座屈範囲では  $\gamma=1.3$  程度となり、補強効果は小さくなっていた。
- ・ 補強による断面性能上昇率と補強効果  $\gamma$  の関係から、 $\lambda_{c0\_com} < 0.6$  を除いて断面二次モーメント比と補強効果  $\gamma$  は良い対応を示し、補強材による曲げ剛性の付加が補強効果に影響を与えていることが確認された。
- ・  $\lambda_{c0\_com} < 0.6$  の範囲においては補強効果  $\gamma$  に与える影響因子が明らかではなかった。

## 【参考文献】

- 3.1) 日本鉄塔協会：送電用山形鋼鉄塔製作基準，2019
- 3.2) 小澤秀允，小野徹郎，石田和人，馬淵孝，杉本靖夫，大河内靖雄，石田交広：鉄塔山形鋼トラス個材の座屈補強実験，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.829-830，2006
- 3.3) 馬淵孝，小野徹郎，杉本靖夫，小島章弘：繊維補強および挟み補強された山形鋼トラス個材の座屈実験，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.611-612，2007
- 3.4) 日本建築学会：鋼構造許容応力度設計規準，2019
- 3.5) 大園智章，山崎智之，村上慧斗，高木峻一，石田交広，中村毅：送電用鉄塔山形鋼支柱材の補強に関する研究 その1 単材座屈試験，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.835-836，2021
- 3.6) 石井桂吾，小松博，福島暁男：組立補剛された山形鋼柱材の座屈耐力に関する研究，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.545-546，2008
- 3.7) 沼山典史，小松博：組立補剛された山形鋼柱材の座屈耐力に関する研究 その3 幅厚比と補強効果，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.737-738，2012
- 3.8) 新井聡，本郷榮次郎，三上康朗，福岡崇，深沢隆，松尾康博：送電用十字山形鋼鉄塔の座屈耐力に関する研究，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.507-508，2001
- 3.9) 福岡崇，本郷榮次郎，石田交広，新井聡：送電用山形鋼鉄塔柱材の補強に関する研究，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.581-582，2003
- 3.10) 福岡崇，本郷榮次郎，石田交広，新井聡：送電用山形鋼鉄塔柱材の補強に関する研究 その2 溶融亜鉛めっき高力ボルトによる補強部材接合，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.777-778，2004
- 3.11) 服部明生，玉井宏章，山西央朗，高松隆夫，小澤吉幸：炭素繊維プレートによる山形鋼圧縮材の接着補強設計式に関する実験的研究，日本建築学会構造系論文報告集，第659号，pp.175-183，2011
- 3.12) 服部明生，玉井宏章，山西央朗，高松隆夫，小澤吉幸：炭素繊維プレートによる山形鋼部材の圧縮補強に関する実験的研究，日本建築学会構造系論文報告集，第661号，pp.685-694，2011
- 3.13) 佐藤篤司，三井和也，小野徹郎：偏心継手を有する山形鋼部材の曲げ座屈耐力，日本建築学会構造系論文報告集，第726号，pp.1343-1353，2016
- 3.14) 松尾康博，佐々木賢次，川北章宗，佐藤亘宏：ボルト接合部を有する大型圧延山形鋼部材の座屈耐力，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.1315-1316，1992
- 3.15) 福岡崇，本郷榮次郎，三上康朗，深沢隆，松尾康博，新井聡：偏心接合される送電用山形鋼鉄塔柱材の座屈耐力に関する研究，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.509-510，2001
- 3.16) 新井聡，本郷榮次郎，小川正浩，山崎智之，深沢隆：送電鉄塔用HT690山形鋼の曲げねじれ座屈耐力に関する研究，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.453-454，2000

## 4章 同サイズ継手・同サイズ補強を想定した座屈耐力式の導出

本章では、柱材に関する基本的な座屈耐力理論式の導出に際して、上下の継手部材および補強材が補強対象部材と同サイズであると仮定し、補強後の座屈耐力式の導出を試みた。

はじめに、基礎的な弾性理論解から座屈性状と座屈耐力の関係を整理し、弾性座屈と非弾性座屈の境界となる基準化細長比を基礎的な弾性理論解から導出する。次に、継手偏心の影響および重ね補強による補強耐力について座屈耐力式を導出する。最後に、補強の際に発生するボルト孔断面欠損の影響の定式化を試みる。

## 4.1 一軸対称断面中心圧縮材の座屈耐力

図 4.1-1 に山形鋼の断面形状、材端境界条件を示す。山形鋼断面の強軸（対称軸）を  $x$  軸、図心を通り  $x$  軸に直交する軸を  $y$  軸（最小軸）、図心を通る材軸を  $z$  軸と設定する。また、 $O$  はせん断中心、 $C$  は図心を表し、2 点間の距離を  $x_0$  とする。また材端はピン支持とローラー支持とし、材軸方向の回転のみ拘束する。

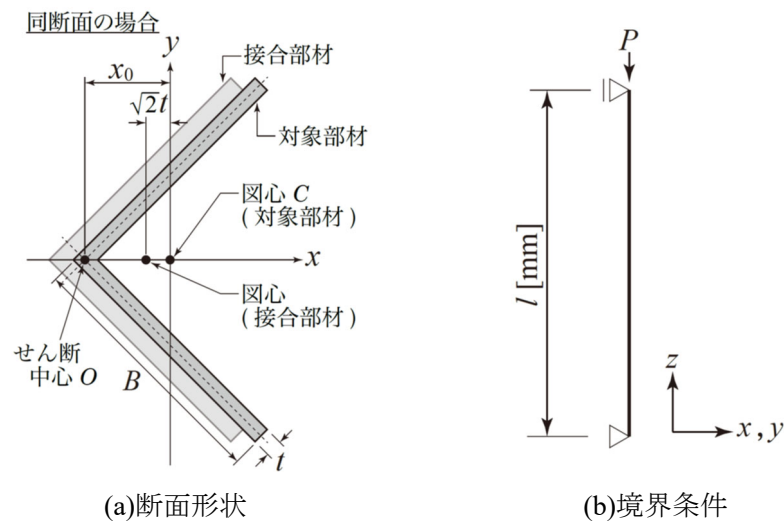


図 4.1-1 山形鋼形状

## 4.1.1 弾性座屈耐力

座屈による  $x$ ,  $y$  方向の変位を  $u$ ,  $v$ , 断面のねじれ角を  $\beta$  と設定する. 図心に圧縮力  $P$  を受ける部材の力の釣合式は Theory of Elastic Stability<sup>4.1)</sup> より次式で表現できる.

$$EI_y \frac{d^2 u}{dz^2} = -Pu \quad (4.1-1a)$$

$$EI_x \frac{d^2 v}{dz^2} = -P(v - x_0 \beta) \quad (4.1-1b)$$

$$EI_w \frac{d^4 \beta}{dz^4} - \left( GJ - \frac{I_0}{A} P \right) \frac{d^2 \beta}{dz^2} - Px_0 \frac{d^2 v}{dz^2} = 0 \quad (4.1-1c)$$

$E$  : ヤング係数  
 $I_x$  : 強軸まわりの断面二次モーメント  
 $G$  : セン断係数  
 $I_0$  : セン断中心まわりの断面二次極モーメント  
 $I_y$  : 弱軸まわりの断面二次モーメント  
 $I_w$  : 曲げねじり定数  
 $J$  : St.Venant のねじり定数  
 $A$  : 断面積

単純支持された山形鋼を対象としていることから, 以下の関係式が得られる.

$$z = 0, z = l \rightarrow u = v = \beta = 0 \quad (4.1-2a)$$

$$z = 0, z = l \rightarrow \frac{d^2 u}{dz^2} = \frac{d^2 v}{dz^2} = \frac{d^2 \beta}{dz^2} = 0 \quad (4.1-2b)$$

上記を満たす一般解はそれぞれ次式で表現できる. ここに,  $A_1$ ,  $A_2$ ,  $A_3$  は定数,  $l$  は材長を示す.

$$u = A_1 \sin \frac{\pi}{l} z \quad (4.1-3a)$$

$$v = A_2 \sin \frac{\pi}{l} z \quad (4.1-3b)$$

$$\beta = A_3 \left( 1 - \cos \frac{2\pi}{l} z \right) \quad (4.1-3c)$$

(4.1-3)式を(4.1-1)式に代入することで, 次式が得られる.

$$\left( P - \frac{\pi^2 EI_y}{l^2} \right) A_1 = 0 \quad (4.1-4a)$$

$$\left( P - \frac{\pi^2 EI_x}{l^2} \right) A_2 - Px_0 A_3 = 0 \quad (4.1-4b)$$

$$Px_0 A_2 + \left( GJ + \frac{\pi^2 EI_w}{l^2} - P \cdot \frac{I_0}{A} \right) A_3 = 0 \quad (4.1-4c)$$

(4.1-4)式には断面のねじれ角  $\beta$  を含まないため、弾性座屈はねじれと無関係であり、その弾性座屈耐力  $P_y$  はオイラー座屈荷重に対応する。

$$P_y = \frac{\pi^2 EI_y}{l^2} \quad (4.1-5)$$

(4.1-4b), (4.1-4c)式から、次の行列を得る。

$$\begin{bmatrix} P - P_x & -Px_0 \\ Px_0 & \frac{I_0}{A}(P_z - P) \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} A_2 \\ A_3 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (4.1-6)$$

ここに、 $P_x$ 、 $P_z$  は次式で表現される値であり、 $x$  軸まわりの弾性曲げ座屈耐力と  $z$  軸まわりの弾性ねじれ座屈耐力に対応する。

$$P_x = \frac{\pi^2 EI_x}{l^2} \quad (4.1-7a)$$

$$P_z = \frac{A}{I_0} \left( GJ + \frac{\pi^2 EI_w}{l^2} \right) \quad (4.1-7b)$$

$P_z$  に含まれる  $I_w$  は板要素における中心線の交点がせん断中心と一致する場合 0 となることから、(4.1-7b)式は以下となる。

$$P_z = \frac{A}{I_0} \cdot GJ \quad (4.1-8)$$

(4.1-6)式の行列式において、意味のある解は、以下に示す行列式が 0 となる場合である。

$$\begin{vmatrix} P - P_x & -Px_0 \\ Px_0 & \frac{I_0}{A}(P_z - P) \end{vmatrix} = 0 \quad (4.1-9)$$

結果として、以下の 2 次方程式が得られる。ここに、 $I_c$  は図心まわりの断面二次極モーメントを示す。

$$\begin{aligned} \frac{I_0}{A}(P - P_x)(P_z - P) + P^2 x_0^2 &= 0 \\ \frac{I_c}{I_0} P^2 - (P_x - P_z)P + P_x P_z &= 0 \end{aligned} \quad (4.1-10)$$

(4.1-10)式の解を次式に示す。

$$P_\beta = \frac{(P_x + P_z) \pm \sqrt{(P_x + P_z)^2 - 4P_x P_z (I_c / I_0)}}{2(I_c / I_0)} \quad (4.1-11)$$



$P_\beta$ と $P_x$ ,  $P_z$ の関係を図4.1-2に示す。等脚山形鋼断面の場合、 $I_0/I_c$ の値は1.6程度である。 $P_\beta/P_x$ が小さい時、小さな根による $P_{cr}$ は $P_\beta$ の値に非常に近づき、座屈形式はねじれ座屈に対応する。 $P_\beta/P_x < 1.0$ のとき、 $P_{cr}$ は $P_\beta$ よりも小さくなり、 $I_0/I_c=1.6$ の場合、 $P_\beta$ に対して最小で0.62倍にまで低下する。 $P_\beta/P_x$ が大きい時、小さな根による $P_{cr}$ は曲げに基づく座屈形式に対応する。以降の検討では、 $P_\beta$ は小さい解である次式のみを表し、弾性曲げねじれ座屈耐力に対応する。

$$P_\beta = \frac{(P_x + P_z) - \sqrt{(P_x + P_z)^2 - 4P_x P_z (I_c/I_0)}}{2(I_c/I_0)} \quad (4.1-12)$$

上記から、一軸対称中心圧縮材の弾性座屈耐力 $P_{cr}$ は $P_y$ と $P_\beta$ のうち、小さいほうの値であるといえる。

$$P_{cr} = \min(P_y, P_\beta) \quad (4.1-13)$$

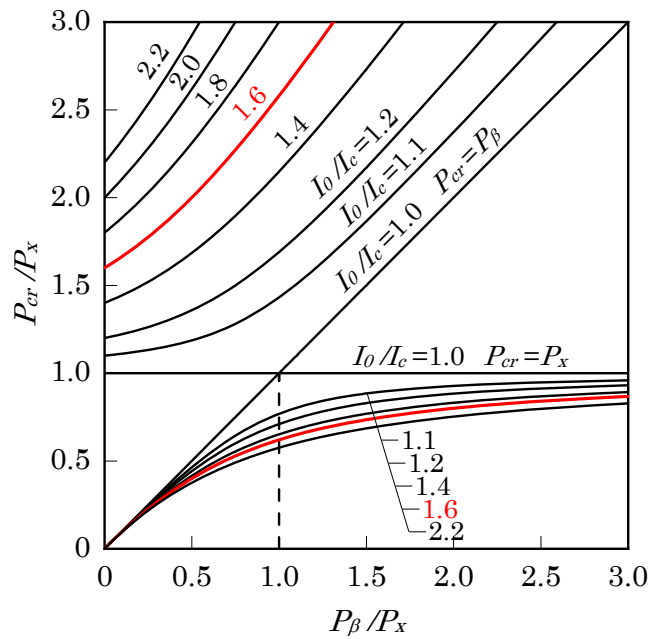


図4.1-2 各耐力式の関係

## 4.1.2 座屈性状の境界値

## (1) 理論解

前項から、一軸対称断面である山形鋼部材は弱軸まわりの曲げ座屈、曲げねじれ座屈のいずれかが支配的となる。本項では2つの座屈性状の境界値 $\lambda_{c\_th}$ を $P_y = P_\beta$ を解くことで導出を試みる。

以降の検討では、部材の鋼材特性、断面特性を考慮し、材長 $l$ の代わりに次式で示す曲げ座屈細長比 $\lambda_c$ を用いる。ここで、 $N_y$ は降伏軸力、 $N_0$ はオイラー座屈荷重( $=\pi^2 EI_y/l^2$ )である。

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{N_y}{N_0}} \quad (4.1-14)$$

$\lambda_c$ を用いることで、 $P_x/N_y$ 、 $P_y/N_y$ 、 $P_z/N_y$ は以下で表現できる。ここで、 $\sigma_y$ は降伏応力度である。

$$\frac{P_x}{N_y} = \frac{I_x}{I_y} \cdot \frac{1}{\lambda_c^2} \quad (4.1-15a)$$

$$\frac{P_y}{N_y} = \frac{1}{\lambda_c^2} \quad (4.1-15b)$$

$$\frac{P_z}{N_y} = \frac{GJ}{I_0 \cdot \sigma_y} \quad (4.1-15c)$$

(4.1-15)式を $P_y = P_\beta$ に代入することで、 $\lambda_{c\_th}$ は下式で表現できる。

$$\lambda_{c\_th} = \sqrt{\frac{\sigma_y}{GJ} \cdot \frac{I_x I_0 - I_y I_c}{I_x - I_y}} \quad (4.1-16)$$

(4.1-16)式は断面二次モーメントおよび断面二次極モーメントを含んでいることから、計算が煩雑になるため、以降の検討では、一般化幅厚比 $\sigma_y/E \cdot \sqrt{B/t}$ で表すことを目的に式展開を行う。

(4.1-16)式を一般化幅厚比 $\sigma_y/E \cdot \sqrt{B/t}$ で表現すると下式で表現できる。

$$\lambda_{c\_th} = \sqrt{1.95 \cdot \frac{\sigma_y}{E} \cdot \frac{6(B/t)^4 - 12(B/t)^3 + 12(B/t)^2 - 6(B/t) + 1}{\{2(B/t) - 1\}^2}} \quad (4.1-17)$$

ここで、 $B/t$  を含む分数内の分子について下式のように近似する。

$$\begin{aligned} 6\left(\frac{B}{t}\right)^4 - 12\left(\frac{B}{t}\right)^3 + 12\left(\frac{B}{t}\right)^2 - 6\left(\frac{B}{t}\right) + 1 &\approx 6\left(\frac{B}{t}\right)^4 - 12\left(\frac{B}{t}\right)^3 + 9\left(\frac{B}{t}\right)^2 - 3\left(\frac{B}{t}\right) + \frac{3}{8} \\ &= \frac{3}{8}\left(2 \cdot \frac{B}{t} - 1\right)^4 \end{aligned} \quad (4.1-18)$$

(4.1-18)式を(4.1-17)式に代入することで、(4.1-16)式に含まれる文字を  $B$ ,  $t$  のみで表現できる。

$$\begin{aligned} \lambda_{c\_th} &\approx \sqrt{1.95 \cdot \frac{\sigma_y}{E} \cdot \frac{3}{8} \left(2 \cdot \frac{B}{t} - 1\right)^2} \\ &\approx 0.855 \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} \cdot \left(2 \cdot \frac{B}{t} - 1\right) \\ &= 1.710 \cdot \frac{B}{t} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} - 0.855 \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} \end{aligned} \quad (4.1-19)$$

なお、通常用いられている山形鋼サイズの範囲では、近似式(4.1-19)と理論式(4.1-16)の誤差は1%未満であるため、近似による影響は無視できると考える。

(2) 既往研究における座屈性状の閾値

既往の研究では補強効果の確認にとどまっているものが多く、定性的な評価を行っている研究は筆者の知る限り、小野ら<sup>4.2)</sup>の研究と、小松ら<sup>4.3)</sup>の研究のみであった。前者は曲げ剛性の実験係数を乗じることで、後者は比例限の係数を実験的に求めることで補強後座屈耐力の評価を行っている。

ここでは、本研究と既往論文との差別化検討を行うため、弾性座屈の閾値 $\lambda_{c0\_th}$ の比較を行った。

$$\lambda_{c\_th} = 1.710 \cdot \frac{B}{t} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} - 0.855 \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} \quad (4.1-20)$$

傾向として $\lambda_{c0\_th}$ を境に挙動の変化や補強効果(耐力上昇)の低下が確認できるが、閾値 $\lambda_{c0\_th}$ を下回る試験体自体が少ないため、明確な傾向は得られない。併せて、先にも述べたように、降伏値が低い試験体(SS400)しかないこと、単純に $\lambda$ が小さい領域の試験体が少ないことが挙げられる。

<p>文献 4.4)</p>		<ul style="list-style-type: none"> <li>• L90×7</li> <li>• SS400</li> <li>• <math>\sigma_y=245 \text{ N/mm}^2</math></li> <li>• <math>\lambda_{c\_th}=0.731</math></li> <li>• <math>\lambda_{th}=66.4</math></li> </ul>
<p>文献 4.2)</p>		<ul style="list-style-type: none"> <li>• L90×7</li> <li>• SS400</li> <li>• <math>\sigma_y=294 \text{ N/mm}^2</math></li> <li>• <math>\lambda_{c\_th}=0.800</math></li> <li>• <math>\lambda_{th}=66.4</math></li> </ul>

<p>文献 4.5)</p>		<ul style="list-style-type: none"> <li>• L90×7</li> <li>• SS400</li> <li>• <math>\sigma_y=309 \text{ N/mm}^2</math></li> <li>• <math>\lambda_{c\_th}=0.820</math></li> <li>• <math>\lambda_{th}=66.4</math></li> </ul>
<p>文献 4.6)</p>		<ul style="list-style-type: none"> <li>○ L120×8 SS400 <math>\sigma_y=320 \text{ N/mm}^2</math> <math>\lambda_{c\_th}=0.980</math></li> <li>△ L100×10 SS400 <math>\sigma_y=317 \text{ N/mm}^2</math> <math>\lambda_{c\_th}=0.639</math></li> <li>□ L75×6 SS400 <math>\sigma_y=321 \text{ N/mm}^2</math> <math>\lambda_{c\_th}=0.812</math></li> </ul>
<p>文献 4.7)</p>		<ul style="list-style-type: none"> <li>• L50×4</li> <li>• SS400</li> <li>• <math>\sigma_y=318 \text{ N/mm}^2</math></li> <li>• <math>\lambda_{c\_th}=0.800</math></li> <li>• <math>\lambda_{th}=66.4</math></li> </ul>

## 4.2 偏心圧縮材

図 4.2-1 に示す偏心圧縮材をもとに座屈荷重を評価する。

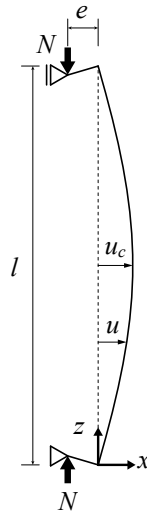


図 4.2-1 偏心圧縮材

両材端において等しい偏心量  $e$  の偏心荷重を有する圧縮を受ける場合、釣合式および一般解は次式で表現できる。ここで  $\alpha = \pi\sqrt{N/N_0}$ 、 $N$  は軸力、 $C_1$ 、 $C_2$  は積分定数を示す。

$$EI_y \frac{d^2u}{dz^2} + N(u + e) = 0 \quad (4.2-1a)$$

$$u = C_1 \cos \frac{\alpha z}{l} + C_2 \sin \frac{\alpha z}{l} - e \quad (4.2-1b)$$

境界条件を単純支持としていることから積分定数を決定でき、(4.2-1b)式は以下となる。

$$u = e \left( \cos \frac{\alpha z}{l} + \frac{1 - \cos \alpha}{\sin \alpha} \cdot \sin \frac{\alpha z}{l} - 1 \right) \quad (4.2-2)$$

部材中央の最大たわみ  $u_c$  は(4.2-2)式に  $z = l/2$  を代入することで次式で表現できる。

$$u_c = e \left( \sec \frac{\pi}{2} \sqrt{\frac{N}{N_0}} - 1 \right) \quad (4.2-3)$$

したがって、部材中央に生じる最大曲げモーメントは次式で表現できる。

$$\begin{aligned} M &= N(u_c + e) \\ &= N \cdot e \cdot \sec \frac{\pi}{2} \sqrt{\frac{N}{N_0}} \end{aligned} \quad (4.2-4)$$

また、偏心圧縮力を受ける部材の弾性時の縁応力度  $\sigma_c$  は次式で表現できる。ここで、 $Z$  は断面係数を示す。

$$\sigma_c = N/A + M/Z \quad (4.2-5)$$

鋼構造座屈設計指針<sup>4.8)</sup>では、座屈耐力の一つの評価法として縁応力度が降伏応力度に到達した時点を用いており、座屈耐力式は(4.2-5)式に  $\sigma_c = \sigma_y$  および(4.2-4)式を代入することで次式で導出できる。ただし、 $\sec$  に関しては、 $\cos$  の級数展開を第2項まで行う。

$$\sigma_y = \frac{N}{A} + \frac{N \cdot e}{Z} \cdot \frac{1}{1 - \frac{\pi^2}{8} \cdot \frac{N}{N_0}}$$

$$\frac{N}{N_y} = \frac{\left\{ 1 + \frac{8}{\pi^2} \left( 1 + \frac{e}{s} \right) \frac{1}{\lambda_c^2} \right\} - \sqrt{\left\{ 1 + \frac{8}{\pi^2} \left( 1 + \frac{e}{s} \right) \frac{1}{\lambda_c^2} \right\}^2 - \frac{32}{\pi^2} \cdot \frac{1}{\lambda_c^2}}}{2} \quad (4.2-6)$$

一方、圧縮試験結果より、付加曲げモーメントが最大となる部材中央では局部座屈を起こさず、不安定現象が発現しなかったこと、また、図 4.2-2 に示す 3 章で実施した実験結果より得られた  $M$ - $N$  相関図より、座屈時には全塑性状態に達していることから、(4.2-7)式を満たす荷重  $N$  を座屈耐力  $N_{cr}$  とすると、座屈耐力  $N_{cr}$  は、(4.2-7)式に(4.2-4)式を代入し、テイラー展開を用いることで(4.2-8)式のように導出できる。ここで、 $Z_p$  は圧縮力を受ける部材の塑性断面係数である。なお、図 4.2-2 における実験結果の  $M$ 、 $N$  は図 3.1-6 に示した部材中央断面のひずみ値より求めた値である。

$$\frac{N}{N_y} + \frac{M}{M_p} = 1 \quad (4.2-7)$$

$$\frac{N}{N_y} = \frac{\left\{ 1 + \frac{8}{\pi^2} \left( 1 + \frac{e \cdot A}{Z_p} \right) \cdot \frac{1}{\lambda_{c0}^2} \right\} - \sqrt{\left\{ 1 + \frac{8}{\pi^2} \left( 1 + \frac{e \cdot A}{Z_p} \right) \cdot \frac{1}{\lambda_{c0}^2} \right\}^2 - \frac{32}{\pi^2} \cdot \frac{1}{\lambda_{c0}^2}}}{2} \quad (4.2-8)$$

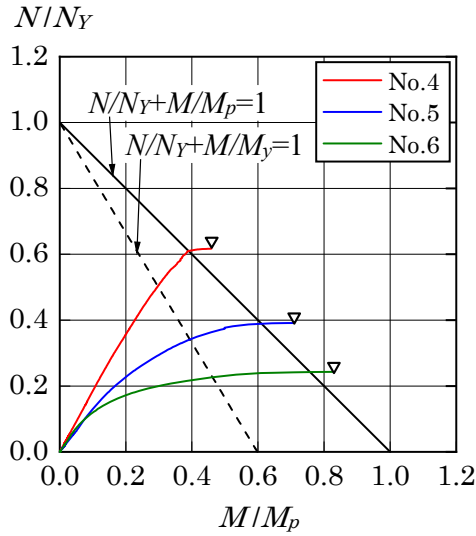


図 4.2-2 M-N 相関図

### 4.3 重ね補強が座屈耐力に及ぼす影響

本節では仮想仕事の原理を用いて理論的に重ね補強による曲げ剛性を明らかにし、それによる耐力上昇について検討する。

図 4.3-1 に座屈形状及び材軸方向の微小要素を示す。図 4.3-1 の弱軸方向のたわみ形状は (4.1-3a) 式で表現する。

$$u = A_1 \sin \frac{\pi}{l} z \quad (4.1-3a) \text{再掲}$$

ここに、 $A_1$  は定数である。

座屈荷重のなした仕事は、導入軸力  $N$  と材軸方向の変位量  $\delta$  の積で導出できる。材軸方向の変位量は  $\cos$  の級数展開を第 2 項まで行うことで以下の式で表現できる。

$$\begin{aligned} \delta &= \int_0^l (1 - \cos \theta) dz \\ &\approx \frac{1}{2} \int_0^l \theta^2 dz \\ &= \frac{A_1^2 \cdot \pi^2}{4l} \end{aligned} \quad (4.3-1)$$

座屈荷重のなした仕事  $W$  は下式で表現できる<sup>4.9)</sup>。

$$W = N \cdot \frac{A_1^2 \cdot \pi^2}{4l} \quad (4.3-2)$$



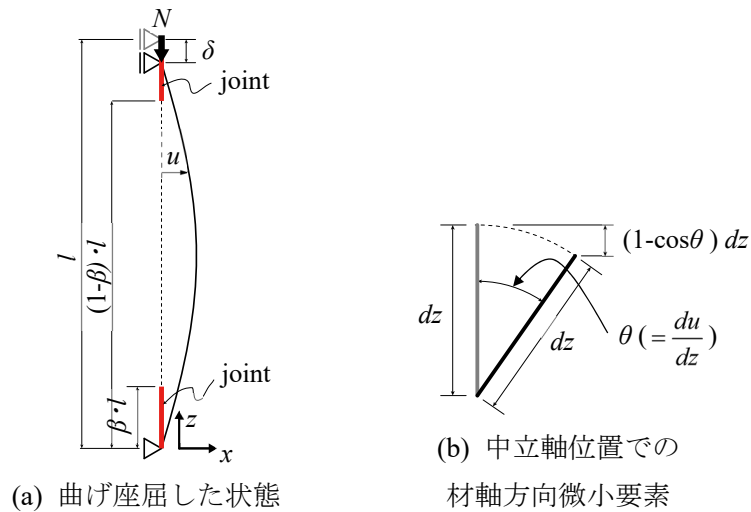


図 4.3-1 中心圧縮材の弾性曲げ座屈

重ね補強時において、ある断面位置での曲げモーメントによるエネルギー増分量を検討する際、実際の座屈時には接合部すべりが生じていることを考慮し、補強材の軸ひずみの影響はないと仮定すると、エネルギー増分量  $dE_{(z)}$  は(4.3-3)式で、断面に生じる曲げモーメントは(4.3-4)式で表現できる。

$$dE_{(z)} = \frac{E}{2} \int_A \left( \frac{M_{(z)}}{EI_y} x \right)^2 dA$$

$$= \frac{1}{2} \cdot \frac{M_{(z)}^2}{EI_y} \tag{4.3-3}$$

$$M_{(z)} = -EI_y \cdot \varphi = EI_y \cdot A_1 \cdot \frac{\pi^2}{l^2} \sin \frac{\pi}{l} z \tag{4.3-4}$$

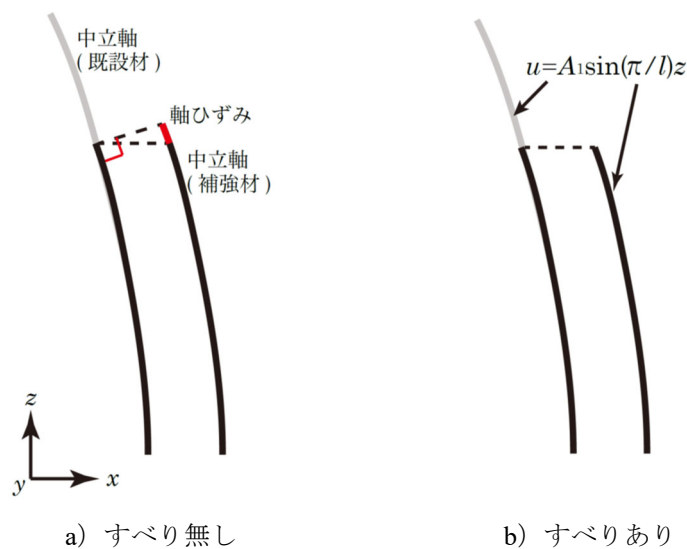


図 4.3-2 すべり有無の違い

したがって、既設材のエネルギー増分量  ${}_{ex}E_g$  は、(4.3-3),(4.3-4)式をもとに次式で表現できる。

$${}_{ex}E_g = \frac{A_1^2 \cdot \pi^4 EI_y}{2l^4} \int_0^l \sin^2\left(\frac{\pi}{l}z\right) dz = \frac{A_1^2 \cdot \pi^4 EI_y}{4l^3} \quad (4.3-5)$$

材長  $l$  に対する継手長さの比率を  $\beta$  とすると、既設材の最下端面を基準にした場合、補強材は  $\beta \cdot l \sim (1-\beta)l$  の範囲までとなり、補強材のエネルギー増分量  ${}_{re}E_g$  は次式で表現できる。

$$\begin{aligned} {}_{re}E_g &= \frac{A_1^2 \cdot \pi^4 EI_y}{2l^4} \int_{\beta l}^{(1-\beta)l} \sin^2\left(\frac{\pi}{l}z\right) dz \\ &= \frac{A_1^2 \cdot \pi^4 EI_y}{4l^3} \left\{ (1-2\beta) + \frac{1}{\pi} \sin(1-2\beta)\pi \right\} \end{aligned} \quad (4.3-6)$$

したがって、既設材と補強材を合わせた全エネルギー増分量  $E_g$  は次式で表現できる。

$$E_g = \frac{A_1^2 \cdot \pi^4 EI_y}{4l^3} \left\{ 2(1-\beta) - \frac{1}{\pi} \cos \pi \cdot \sin(1-2\beta)\pi \right\} \quad (4.3-7)$$

座屈荷重  $N_{cr}$  がなした仕事量と曲げ座屈に伴うひずみエネルギーの総量は等しいことから、(4.3-2)、(4.3-7)式を解くことで補強時の座屈荷重が次式で得られる。

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI_y}{l^2} \left\{ 2(1-\beta) + \frac{1}{\pi} \sin(1-2\beta)\pi \right\} \quad (4.3-8)$$

弾性曲げ座屈が支配的な範囲は材長が長い範囲である。継手長さは固定としていることから、 $\beta$  の値は材長が長くなるにつれて 0 に近づく。(4.3-8)式に対して  $\beta$  を 0 に近づけると、 $\sin$  の項が消去されるため、結果として補強時の座屈荷重は無補強時の座屈耐力の 2 倍となる。

この検討結果から、弾性曲げ座屈が支配的な範囲において、補強時の曲げ剛性は各部材の剛性の足し合わせとして評価できるといえる。

## 4.4 重ね補強および偏心曲げが座屈耐力に及ぼす影響

3章で実施した座屈試験より、重ね補強時の座屈耐力が細長比によって異なる傾向を示していることを確認している。そこで、本節では重ね補強時の座屈耐力式を2つの式で表現することとする。

鋼構造許容応力度設計規準<sup>4.10)</sup>の座屈耐力式（以降、AIJ式と表記）では、限界細長比 $\lambda$ を座屈耐力式の境界点としており、それに倣って、基準化細長比 $\lambda_{c0}$ において $\lambda$ に相当する $\lambda_{c0\_th}$ を2式の閾値とする。ここで、前節の検討より重ね補強時の曲げ剛性が無補強時の2倍として評価できることから、2式の閾値は(4.4-1)式で表現できる。

$$\lambda_{c0\_th} = 1/\sqrt{0.6} \cdot \sqrt{2} = 1.83 \quad (4.4-1)$$

$\lambda_{c0} > \lambda_{c0\_th}$ の範囲では、(4.2-8)式と同様に、全塑性状態に拡張した $M-N$ 相関式および既設材が負担する最大曲げモーメントをもとに座屈耐力式を導出する。既設材が負担する曲げモーメントは、同サイズ補強の場合、以下の仮定に基づき導出する。

- 1) 補強時の曲げ剛性は既設材と補強材の足し合わせとする。
- 2) 軸力は既設材のみが負担する。
- 3) 曲げモーメントは既設材と補強材が1/2ずつ負担する。

この仮定より、既設材が負担する曲げモーメントは(4.4-2)式で表現できる。

$$M = \frac{1}{2} \cdot N \cdot e \cdot \sec \frac{\pi}{2} \sqrt{\frac{N}{2N_0}} \quad (4.4-2)$$

(4.4-2)式を(4.2-7)式に代入し、テイラー展開を用いることで重ね補強、継手偏心を考慮した座屈耐力式を(4.4-3)式のように導出できる。

$$\frac{N}{N_Y} = \frac{\left\{ 1 + \frac{16}{\pi^2} \left( 1 + \frac{e \cdot A}{2Z_p} \right) \cdot \frac{1}{\lambda_{c0}^2} \right\} - \sqrt{\left\{ 1 + \frac{16}{\pi^2} \left( 1 + \frac{e \cdot A}{2Z_p} \right) \cdot \frac{1}{\lambda_{c0}^2} \right\}^2 - \frac{64}{\pi^2} \cdot \frac{1}{\lambda_{c0}^2}}}{2} \quad (4.4-3)$$

$\lambda_{c0} \leq \lambda_{c0\_th}$ の範囲では、AIJ式の放物線式に倣い、以下を目的関数と設定する。

$$\frac{N}{N_Y} = c - d \lambda_{c0}^2 \quad (4.4-4)$$

係数 $c$ の値は放物線式の最大値を表す。材長が短くなればなるほど補強材の材長も短くなることから、重ね補強時の座屈耐力最大値は無補強部材の座屈耐力最大値と等しくなると考えられる。つまり、無補強部材の座屈耐力式として提案した(4.2-8)式に $\lambda_{c0} = 0$ を代入した値が $c$ となる。

係数  $d$  の値は  $\lambda_{c0} = \lambda_{c0\_th}$  のときに、境界点の座屈耐力となることを踏まえると(4.4-4)式は(4.4-5)式で表現できる。ここで、 $b$  は重ね補強時の座屈耐力式として構築した(4.4-3)式に  $\lambda_{c0} = \lambda_{c0\_th}$  を代入した値である。

$$\frac{N}{N_Y} = c - \frac{(c-b)}{\lambda_{c0\_th}^2} \lambda_{c0}^2 \quad (4.4-5)$$

改めて整理すると、同サイズ継手・同サイズ補強を考慮した座屈耐力式は(4.4-6)式で表現できる。

$\lambda_{c0} > \lambda_{c0\_th}$  のとき

$$\frac{N}{N_Y} = \frac{\left\{ 1 + \frac{16}{\pi^2} \left( 1 + \frac{e \cdot A}{2Z_p} \right) \cdot \frac{1}{\lambda_{c0}^2} \right\} - \sqrt{\left\{ 1 + \frac{16}{\pi^2} \left( 1 + \frac{e \cdot A}{2Z_p} \right) \cdot \frac{1}{\lambda_{c0}^2} \right\}^2 - \frac{64}{\pi^2} \cdot \frac{1}{\lambda_{c0}^2}}}{2} \quad (4.4-6a)$$

$\lambda_{c0} \leq \lambda_{c0\_th}$  のとき

$$\frac{N}{N_Y} = c - \frac{(c-b)}{\lambda_{c0\_th}^2} \lambda_{c0}^2 \quad (4.4-6b)$$

## 4.5 ボルト孔による断面欠損の影響

図 4.5-1 に示すように、重ね補強部材は乾式接合によって既設材に接合されるため、既設材にはボルト孔による断面欠損が生じる。細長比が小さい（部材長が短い）場合、 $P\delta$  効果による曲げ応力度が最も厳しくなる部材中央近傍にボルト孔が存在することになり、そのボルト孔欠損断面（以降、欠損断面）で耐力が決定する可能性が考えられる。

そこで本節では、部材中央に最も近い欠損断面で決定づけられる耐力を求め、その影響について検討する。なお、この影響は補強部材サイズに影響されないため、次章で示す異サイズ補強についても同じ考えを用いることができる。

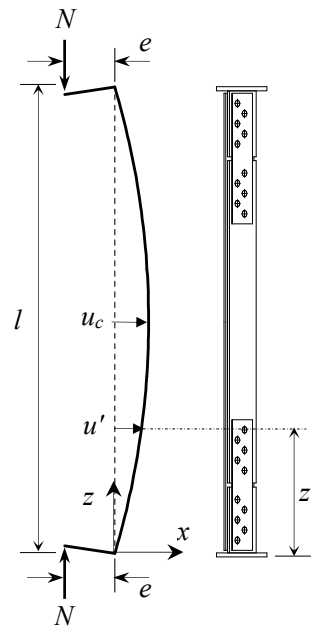


図 4.5-1 断面欠損

両材端において等しい偏心量  $e$  の偏心圧縮荷重を受ける場合、釣合式および一般解は次式で表現できる。

$$EI_y \frac{d^2 u}{dz^2} + N(u + e) = 0 \quad (4.2-1a) \text{再掲}$$

$$u = C_1 \cos \frac{\alpha z}{l} + C_2 \sin \frac{\alpha z}{l} - e \quad (4.2-1b) \text{再掲}$$

ここに、 $\alpha = \pi \sqrt{N/N_0}$ 、 $N$ ：軸力、 $u$ ：水平変位、 $C_1$ 、 $C_2$ は積分定数。

境界条件を単純支持としていることから積分定数を決定でき、(4.2-1)式は次式で表現できる。

$$u = e \left( \cos \frac{\alpha z}{l} + \frac{1 - \cos \alpha}{\sin \alpha} \cdot \sin \frac{\alpha z}{l} - 1 \right) \quad (4.2-2) \text{再掲}$$

ここで、部材に生じる最大曲げモーメントは次式で表現される。

$$M = N(u + e) \quad (4.5-1)$$

(4.5-1)式, (4.2-7)式より, 次式を満足する  $N$  が任意断面で決定づけられる座屈耐力となる。

$$\sigma_y = \frac{N}{A} + \frac{N(u + e)}{Z_p} \quad (4.5-2)$$

ここで、欠損断面で座屈耐力が決定すると仮定すると、(4.5-2)式の断面積  $A$  を欠損断面の断面積  $A'$ 、塑性断面係数  $Z_p$  を欠損断面の塑性断面係数  $Z_p'$ 、水平変位量  $u$  を欠損断面位置の  $u'$  に置き換えることで、座屈耐力を下式のように求めることが出来る。

$$\sigma_y = \frac{N}{A'} + \frac{N(u' + e)}{Z_p'} \quad (4.5-3)$$

ここに、 $\sigma_y$ : 降伏応力度、 $A'$ : 欠損断面の断面積、 $Z_p'$ : 欠損断面の塑性断面係数、 $u'$ : 欠損断面における水平変位量である。なお、 $Z_p'$  は CAD ソフトのプログラムを用いて欠損断面形状から算出した。

しかしながら、欠損断面位置  $z'$  とそれに伴う  $u'$  は、継手長さや補強材取付用ボルト本数が確定的ではないことから、定式化は困難である。そこで、欠損断面の位置  $z'$  を既設材山形鋼幅  $h$  の関数と仮定し、座屈耐力曲線を求めると、図 4.5-2 のようになる。ここでは L65×6、L150×10、L200×25 を代表部材として示す。図中には断面欠損を考慮しない部材中央における座屈耐力（以降、無欠損座屈耐力）と(4.5-3)式が等しくなる点（以降、等耐力点）をプロットで示している。

L65×6 では等耐力点の  $\lambda_{c0}$  が  $\lambda_{c0\_th}$  よりも大きくなる場合があるが、無欠損座屈耐力と欠損断面を考慮した座屈耐力は同程度であること、また、他部材では  $\lambda_{c0} > \lambda_{c0\_th}$  の範囲では欠損断面に基づく耐力は無欠損座屈耐力を上回っていることから、この範囲では欠損断面の影響は考慮する必要がないといえる。

なお、鉄塔主材における継手長さは送電用山形鋼鉄塔製作基準<sup>4.11)</sup>ではおおむね  $3h$  程度となり、補強材取付ボルト本数もそれに倣うとすると、 $z'=6h$  程度が一般的な位置であると想定できる。

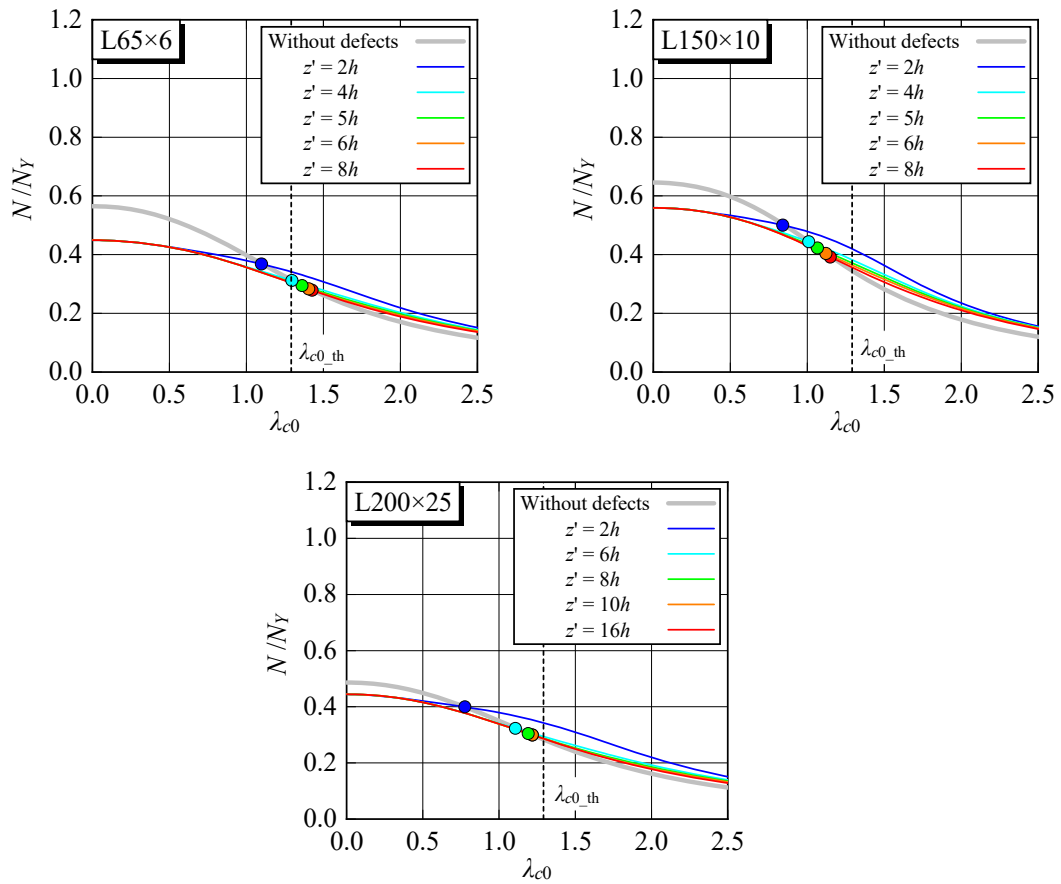


図 4.5-2 断面欠損の影響

次に、 $\lambda_{c0}=0$  時の欠損断面による耐力低下率  $N'/N$  について検討する。(4.2-7)式、(4.5-3)式、また、 $\lambda_{c0}=0$  のとき  $u'=u_c \doteq 0$  であることから、 $N'/N$  は(4.5-4)式で表現できる。

$$\begin{aligned} \frac{N}{A} + \frac{N \cdot e}{Z_p} &= \frac{N'}{A'} + \frac{N' \cdot e}{Z_p'} \\ \therefore \frac{N'}{N} &= \frac{1 + \frac{e}{Z_p}}{1 + \frac{e}{Z_p'}} \end{aligned} \quad (4.5-4)$$

耐力低下率  $N'/N = \zeta$  とすると、 $\lambda_{c0} \leq \lambda_{c0\_th}$  における欠損断面を考慮した座屈耐力式は下式で表現できる。

$$\frac{N}{N_Y} = \zeta \cdot c - \frac{(\zeta \cdot c - b)}{\lambda_{c0\_th}^2} \lambda_{c0}^2 \quad (4.4-6b')$$

ここで、送電用山形鋼鉄塔製作基準<sup>4.11)</sup>で想定される部材サイズ、ボルトサイズの組み合わせで断面性能を仮定すると、 $\zeta$ はおおむね0.8~0.9程度となる。

表 4.5-1 断面欠損による耐力低下率

部材		継手ボルト			端あき	ピッチ	継手長さ (mm)	健全部		欠損部		$\alpha$ ( $A'/A$ )	$\beta$ ( $Z_p'/Z_p$ )	$N'/N$
サイズ	材質	径	材質	本数	$e_1$ (mm)	$p$ (mm)		$A$ ( $\text{mm}^2$ )	$Z_p$ ( $\text{mm}^3$ )	$A'$ ( $\text{mm}^2$ )	$Z_p'$ ( $\text{mm}^3$ )			
L65×6	SS400	M16	5.8	4	35	45	205	753	8290	542	7607	0.72	0.92	0.795
L75×6	SS400	M16	5.8	5	35	40	230	873	11200	662	10479	0.76	0.94	0.821
L90×7	SS400	M20	6.8	4	40	60	260	1222	18800	914	17400	0.75	0.93	0.808
L100×10	SS400	M20	6.8	7	40	35	290	1900	32000	1460	30116	0.77	0.94	0.839
L120×8	SS540	M24	6.8	7	50	40	340	1876	38700	1460	36728	0.78	0.95	0.831
L130×9	SS540	M24	6.8	9	50	40	420	2274	50700	1806	48414	0.79	0.95	0.846
L150×10	SS540	M24	6.8	12	50	65	425	2921	75200	2401	72376	0.82	0.96	0.867
L175×12	SS540	M24	6.8	16	50	55	485	4052	121000	3428	117629	0.85	0.97	0.888
L175×15	SS540	M24	6.8	18	50	55	540	5021	149000	4241	144679	0.84	0.97	0.893
L200×20	SS540	M24	9.8	20	50	55	595	7600	256000	6560	250424	0.86	0.98	0.912
L250×25	SS540	M24	9.8	30	50	65	1010	11940	505000	10637	496806	0.89	0.98	0.931
L250×35	SS540	M24	9.8	40	50	65	1335	16260	675000	14439	661336	0.89	0.98	0.936



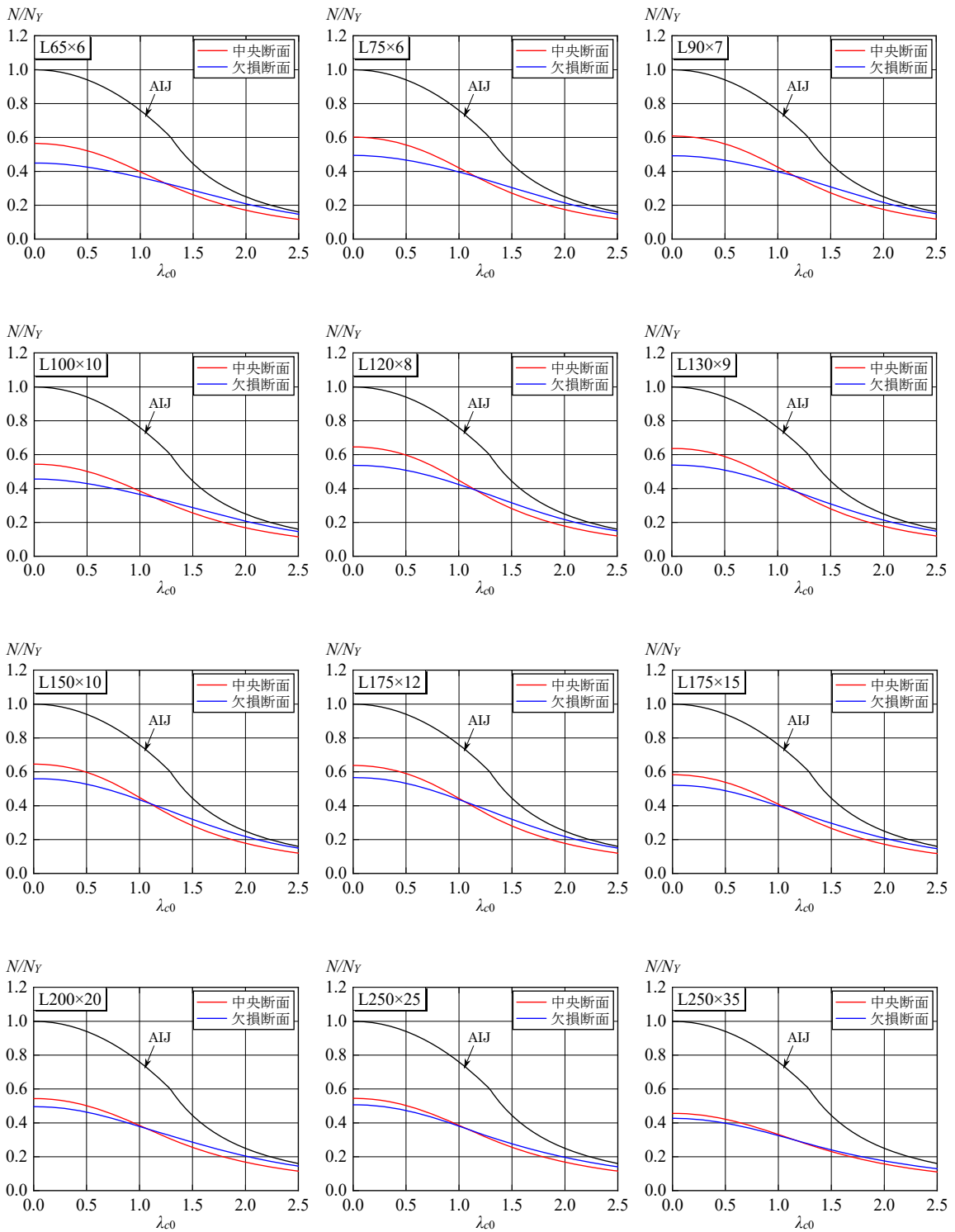


図 4.5-3  $N/N_Y - \lambda_{c0}$  関係

## 4.6 実験結果と座屈耐力式の対応

図 4.6-1 に座屈耐力式と 3 章で行った試験結果の対応を示す．図中の 1.0e の実線がここまでで得られた座屈耐力式を示している．この座屈耐力式と実験結果を比較すると，座屈耐力式は試験結果を過小評価している．

座屈耐力式導出の際，軸力は既設材のみが負担すると仮定しているが，実験では SPL を介して軸力の伝達がされているため，既設材のみの軸力負担にはなっていない．既設材のみで軸力を負担すると仮定すると  $e$  は継手偏心分の値 (1.0e) となるが，補強材にも軸力が流れると  $e$  は 1.0e よりも減少し，補強材にすべての軸力が流れると  $e = 0$  (同サイズ補強の場合) となる．

そこで， $e$  の値を変化させると，同図より  $e$  が小さくなることで座屈耐力値が大きくなることが示され，実験では SPL を介することで  $e$  が減少し，座屈耐力が大きくなったと推察できる． $e$  の減少を想定した座屈耐力式を用いても座屈耐力式は過小評価となっているが，これは既設材のみの軸力分担ではないことや，SPL や補強材による断面性能向上を無視しているためであると考えられる．

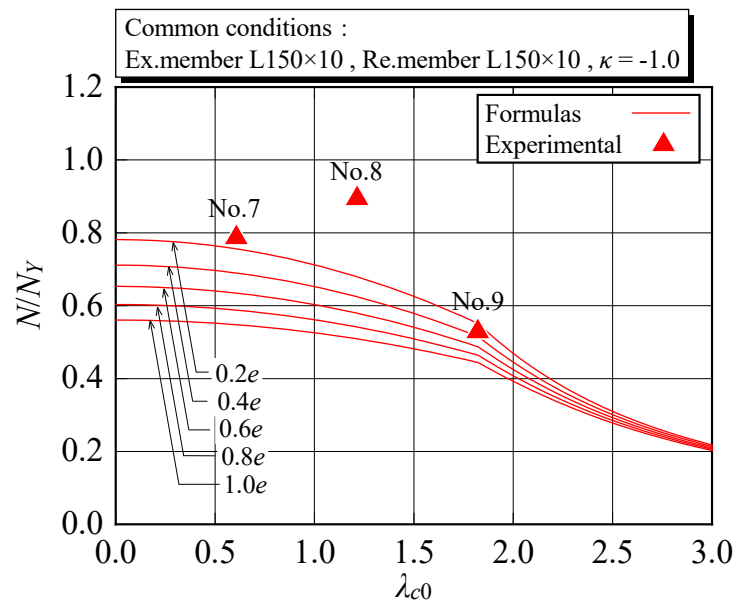


図 4.6-1 実験結果との比較

#### 4.7 本章のまとめ

本章では、同サイズ継手・同サイズ補強に限定した補強部材について、弾性理論解をもとに座屈耐力式の構築を試みた。また、3章で実施した座屈試験結果と構築した座屈耐力式の比較・確認を実施した。得られた知見を以下に示す。

- ・弾性理論解より、弱軸まわりの座屈耐力  $P_y$ 、強軸まわりの座屈耐力  $P_x$ 、ねじれ座屈耐力  $P_\beta$  を導出し、各耐力式の関係を図 4.1-2 で表現した。
- ・一軸対称断面である山形鋼部材は弱軸まわりの曲げ座屈、曲げねじれ座屈のいずれかが支配的となり、2つの座屈性状の境界値  $\lambda_{c\_th}$  は(4.1-19)式で表現できる。
- ・偏心圧縮部材の座屈耐力について、鋼構造座屈設計指針に倣い、縁応力度が降伏応力度に到達した時点での評価、また、試験結果より座屈時には全塑性状態に達していることから、全塑性相関式(4.2-7)を併せることで座屈耐力式を導出し、(4.2-8)式で表現した。
- ・仮想仕事の原理を用いて重ね補強による曲げ剛性について検討した結果、弾性曲げ座屈が支配的な範囲において、補強時の曲げ剛性は各部材の剛性の足し合わせとして評価できることを確認した。
- ・重ね補強および偏心曲げを受ける座屈耐力について座屈耐力式を2つの式で表現した。補強時の曲げ剛性を各部材の剛性の足し合わせと仮定すると、座屈耐力式は(4.4-6)式で表現できる。
- ・細長比が小さい（部材長が短い）場合、 $P\delta$  効果による曲げ応力度が最も厳しくなる部材中央近傍にボルト孔が存在することになり、そのボルト孔欠損断面における座屈耐力を検討した結果、送電用山形鋼鉄塔製作基準で想定される部材サイズ、ボルトサイズの組み合わせで断面性能を仮定すると、基準化細長比  $\lambda_{c0}=0$  のときの耐力低下率  $\zeta$  はおおむね 0.8~0.9 程度となる。
- ・構築した座屈耐力式と座屈試験結果を比較すると、座屈耐力式は試験結果を過小評価していた。これは、座屈耐力式導出の際、軸力は既設材のみが負担すると仮定していたが、試験体形状では SPL を介しているため、仮定と異なっていたためと考えられる。

【参考文献】

- 4.1) Stephen P. Timoshenko, James M. Gere : THEORY OF ELASTIC STABILITY, 1961
- 4.2) 小澤秀允, 小野徹郎, 石田和人, 馬淵孝, 杉本靖夫, 大河内靖雄, 石田交広 : 鉄塔山形鋼トラス個材の座屈補強実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.829-830, 2006
- 4.3) 沼山典史, 小松博, 石井桂吾, 八木茂治 : 組立補剛された山形鋼柱材の座屈耐力に関する研究 その 5 座屈耐力評価式, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.955-956, 2013
- 4.4) 高塚誠司, 宮内康年, 石井良和, 尾形素臣 : 既存山形鋼トラス部材の補強, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1147-1148, 1994
- 4.5) 馬淵孝, 小野徹郎, 杉本靖夫, 小島章弘 : 繊維補強および挟み補強された山形鋼トラス個材の座屈実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.611-612, 2007
- 4.6) 石井桂吾, 小松博, 福島暁男 : 組立補剛された山形鋼柱材の座屈耐力に関する研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.545-546, 2008
- 4.7) 服部明生, 玉井宏章, 山西央朗, 高松隆夫, 小澤吉幸 : 炭素繊維プレートによる山形鋼圧縮材の接着補強設計式に関する実験的研究, 日本建築学会構造系論文報告集, 第659号, pp.175-183, 2011
- 4.8) 日本建築学会 : 鋼構造座屈設計指針, 2018
- 4.9) F. Bleich : Buckling Strength of Metal Structures, McGRAW-HILL, p.172, 1952
- 4.10) 日本建築学会 : 鋼構造許容応力度設計規準, 2019
- 4.11) 日本鉄塔協会 : 送電用山形鋼鉄塔製作基準, 2019

## 5章 異サイズ継手・異サイズ補強を想定した座屈耐力式の導出

## 5.1 継手の組合せ

鉄塔の支柱材で主に用いられる部材サイズについて、一般的に考えられる組合せを抽出し、その偏心量から材端曲げモーメント比  $\kappa$  ( $=M_2/M_1$ , 複曲率曲げのときを正) を求めた。

図 5.1-1 に材端曲げモーメント比  $\kappa$  のヒストグラムを示す。  $\kappa$  は-0.5~-1.0 の範囲で 8 割程度を占めている。 極端に小さいもので  $\kappa=-0.07$  となる組合せも確認されたが、一般的に適用しにくい部材の組合せ (3 サイズ乖離) であることから、  $-1.0 \leq \kappa < -0.5$  を主な検討範囲と考えて問題ないと考えられる。

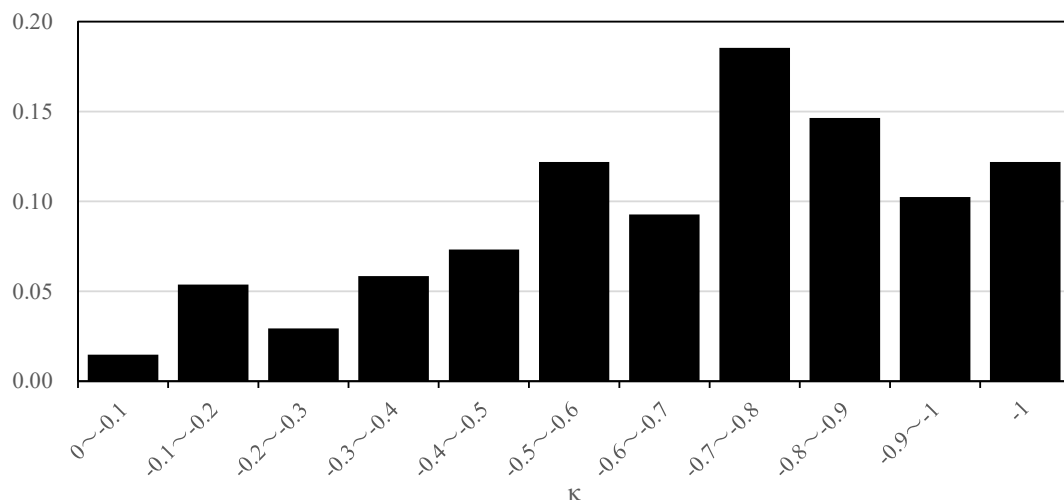


図 5.1-1 材端曲げモーメント比のヒストグラム

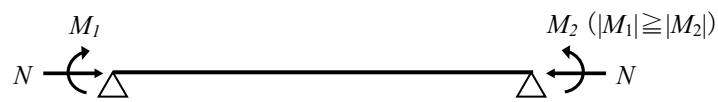


図 5.1-2 不等端曲げモーメント

### 5.2 継手偏心の影響

上下の継手部材サイズがそれぞれ異なる場合、図 5.2-1 に示すように既設材の重心と継手部材の重心間の距離  $e_1$ ,  $e_2$  が異なってくる。その継手偏心によって上下端部には材端曲げモーメント  $M_1$ ,  $M_2$  が作用するが、鋼構造塑性設計指針<sup>5.1)</sup>より、以下の条件を満足する場合、 $M_{max}=M_1$  ( $e_1 \geq e_2$  つまり  $M_1 \geq M_2$ ) となる。

$$\kappa \geq -\cos\left(\pi\sqrt{N/N_0}\right) \quad (5.2-1)$$

ここに、 $\kappa$  : 材端曲げモーメント比 ( $M_2/M_1$ , 複曲率曲げのときを正),  $N$  : 軸力,  $N_0$  : オイラー座屈荷重 ( $=\pi^2 EI_y / l^2$ ) .

(5.2-1)式を満たす柱は材端曲げモーメントが最大曲げモーメントになるため、材端で初期降伏が生じることになり、 $P\delta$ モーメントを考慮する必要はない。このとき、(4.2-7)式における  $M$  を端部曲げモーメント  $M_1$  に置き換えると、座屈耐力は(5.2-2)式で表現でき、基準化細長比  $\lambda_{e0}$  によらず一定の値となる。

$$\frac{N}{N_y} = \frac{1}{1 + \frac{e_1 \cdot A}{Z_p}} \quad (5.2-2)$$

ここに、 $N_y$  : 降伏耐力,  $A$  : 断面積,  $Z_p$  : 塑性断面係数.

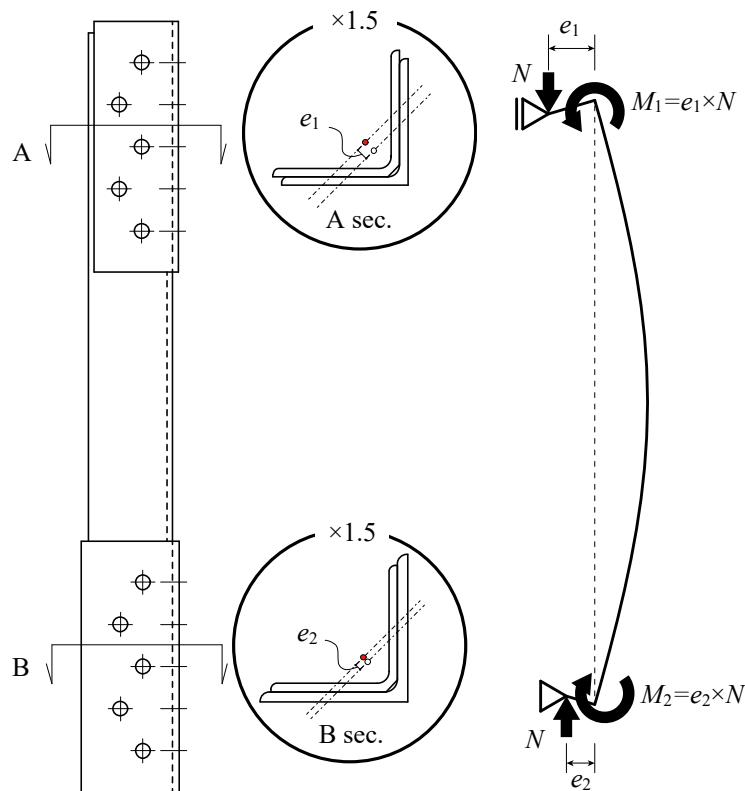


図 5.2-1 異サイズ継手

(5.2-1)式を満たさないとき、柱のたわみと圧縮軸力による  $P\delta$  モーメントによって最大曲げモーメント  $M_{max}$  は部材中間となり、そのときの弾性域での最大曲げモーメントは(5.2-3)式で表現できる<sup>5.1)</sup>。

$$M_{max} = \varphi \cdot M_1 \quad (5.2-3)$$

ここに、 $\varphi$  はモーメント拡大係数であり、(5.2-4)式で算定される<sup>5.1)</sup>。

$$\varphi = \frac{\sqrt{1 + \kappa^2 + 2 \cdot \kappa \cdot \cos(\pi \sqrt{N/N_0})}}{\sin(\pi \sqrt{N/N_0})} \quad (5.2-4)$$

このとき、(4.2-7)式における  $M$  を、 $\varphi$  と  $M_1$  で置き換えると、座屈耐力は(5.2-5)式で表現できる。

$$\frac{N}{N_Y} + \frac{\varphi \cdot N \cdot e_1}{M_p} = 1 \quad (5.2-5)$$

ここに、 $M_p$  : 全塑性モーメント。

改めて整理すると、異サイズ継手を考慮した無補強部材の座屈耐力式は(5.2-6)式で表現できる。

$\kappa \geq -\cos(\pi \sqrt{N/N_0})$  のとき

$$\frac{N}{N_Y} = \frac{1}{1 + \frac{e_1 \cdot A}{Z_p}} \quad (5.2-6a)$$

$\kappa < -\cos(\pi \sqrt{N/N_0})$  のとき

$$\frac{N}{N_Y} + \frac{\varphi \cdot N \cdot e_1}{M_p} = 1 \quad (5.2-6b)$$

### 5.3 重ね補強と継手偏心を考慮した座屈耐力式

4.4 節において、同サイズ重ね補強時の座屈耐力式を

- 1) 補強時の曲げ剛性は既設材と補強材の足し合わせ
- 2) 軸力は既設材のみが負担
- 3) 曲げモーメントは既設材と補強材が 1/2 ずつ負担

と仮定し、導出した。

本節では異サイズ重ね補強への拡張に際し、以下の仮定に基づき座屈耐力式を導出する。

- 1) 補強時の曲げ剛性は既設材と補強材の足し合わせとする。
- 2) 軸力は既設材のみが負担する。
- 3) 曲げモーメントは既設材が塑性断面係数比  $\gamma_{zp}$  分を負担する。

ここで、1) より曲げ剛性比  $\gamma_I$  を用いると、 $N_0$  を  $\gamma_I \cdot N_0$  と置き換えることができ、3) より  $M$  を  $M/\gamma_{zp}$  と置き換えることできる。これらの値を用いて、これまでの座屈耐力式の拡張を試みる。

$$\gamma_I = \frac{ex I_y + re I_y}{ex I_y} \quad (5.3-1)$$

$$\gamma_{zp} = \frac{ex Z_p + re Z_p}{ex Z_p} \quad (5.3-2)$$

ここに、 $ex I_y$  : 既設材の座屈軸まわりの断面二次モーメント

$re I_y$  : 座屈軸と平行な補強材の図心軸まわりの断面二次モーメント

$ex Z_p$  : 既設材の塑性断面係数

$re Z_p$  : 補強材の塑性断面係数

これまでの検討に倣い、重ね補強時の曲げ座屈耐力式を2式の組合せで表現する。4.4 節に倣って、基準化細長比  $\lambda_{c0}$  において  $A$  に相当する  $\lambda_{c0\_th}$  を2式の閾値とする。重ね補強時の曲げ剛性は無補強時の曲げ剛性に曲げ剛性比  $\gamma_I$  を乗じた値になることから、2式の閾値は(5.3-3)式で表現できる。

$$\lambda_{c0\_th} = 1/\sqrt{0.6} \cdot \sqrt{\gamma_I} \quad (5.3-3)$$



上記した仮定より,  $\lambda_{c0} > \lambda_{c0\_th}$  の範囲では, (5.2-6b)式を拡張すると座屈耐力式は(5.3-4)式で表現できる.

$$\frac{N}{N_Y} + \frac{\varphi' \cdot N \cdot e_1}{\gamma_{zp} \cdot M_p} = 1 \quad (5.3-4)$$

$$\varphi' = \frac{\sqrt{1 + \kappa^2 + 2 \cdot \kappa \cdot \cos\left(\pi \sqrt{N/(\gamma_I \cdot N_0)}\right)}}{\sin\left(\pi \sqrt{N/(\gamma_I \cdot N_0)}\right)} \quad (5.3-5)$$

$\lambda_{c0} \leq \lambda_{c0\_th}$  の範囲では,  $\lambda_{c0\_th}$  で異サイズ補強の影響を考慮していることから, 座屈耐力式は(4.4-5)式をそのまま用いることが出来る. ただし,  $b$  は(5.3-4)式に  $\lambda_{c0} = \lambda_{c0\_th}$  を代入した値となる.

改めて整理すると, 異サイズ継手・異サイズ補強を考慮した座屈耐力式は(5.3-6)式で表現できる.

$\lambda_{c0} > \lambda_{c0\_th}$  のとき

$$\frac{N}{N_Y} + \frac{\varphi' \cdot N \cdot e_1}{\gamma \cdot M_p} = 1 \quad (5.3-6a)$$

$\lambda_{c0} \leq \lambda_{c0\_th}$  のとき

$$\frac{N}{N_Y} = c - \frac{(c-b)}{\lambda_{c0\_th}^2} \lambda_{c0}^2 \quad (5.3-6b)$$

ここで, 前章に倣い, 耐力低下率  $\zeta$  を考慮すると,  $\lambda_{c0} \leq \lambda_{c0\_th}$  における欠損断面を考慮した座屈耐力式は下式で表現できる.

$$\frac{N}{N_Y} = \zeta \cdot c - \frac{(\zeta \cdot c - b)}{\lambda_{c0\_th}^2} \lambda_{c0}^2 \quad (5.3-6b')$$

## 5.4 実験結果と座屈耐力式の対応

図 5.4-1 に座屈耐力式と 3 章で行った試験結果の対応を示す。図中の  $1.0e$  の実線がここまでで得られた座屈耐力式を示している。この座屈耐力式と実験結果を比較すると、座屈耐力式は試験結果を過小評価している。

この要因としては、4.6 節と同様に実験では SPL を介することで  $e$  が減少し、座屈耐力が大きくなったと推察できる。 $e$  の減少を想定した座屈耐力式を用いても座屈耐力式は過小評価となっているが、これは既設材のみの軸力分担ではないことや、SPL や補強材による断面性能向上を無視しているためであると考えられる。

しかしながら本補強は支圧接合を用いており、軸力の分担量や、SPL や補強材による合成断面性能を定量的に評価することは困難なことから、それら無視することで補強部材の耐力としては安全側に運用することが可能であると言える。

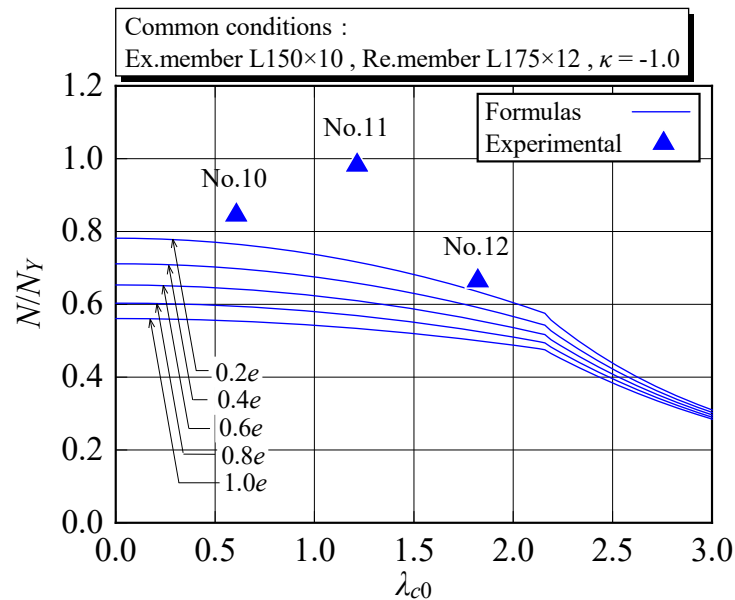


図 5.4-1 実験結果との比較

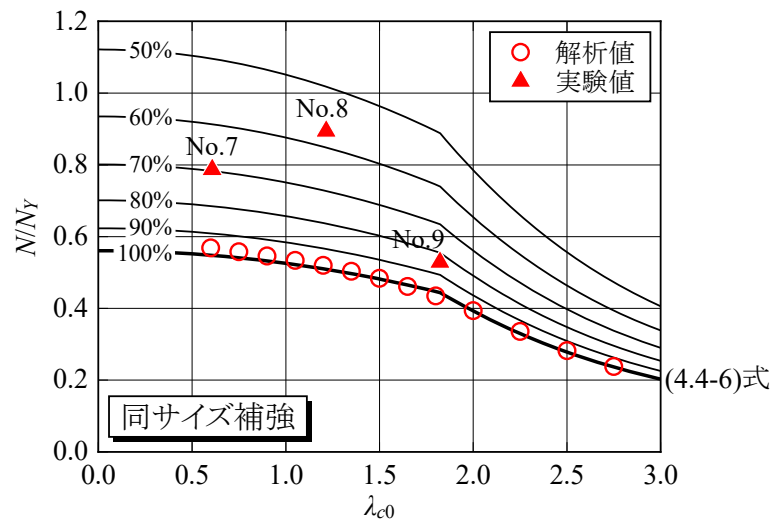
ここで、同サイズ補強・異サイズ補強試験体の試験時の軸力分担を確認する。

図 5.4-2 に座屈耐力式と試験結果の比較を示す。ここでは、既設材が軸力を  $x\%$  負担すると仮定した場合の座屈耐力式を同図に併せて示す。（※(4.4-6)式, (5.3-6)式の  $N$  を  $x/100 \cdot N$  と置き換える）

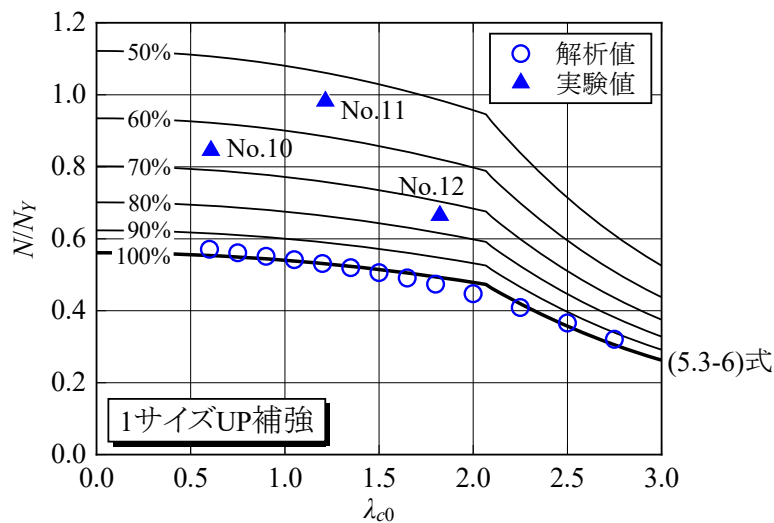
図 5.4-2 に示した実験結果から逆算した既設材の軸力負担率は 54~84%であった。実験から得られた軸力負担率を表 5.4-1 に示す。負担率の算出は、貼付したひずみゲージからその部材の作用軸力を求め、各部材の軸力の和を荷重値とした場合の比率から求めた。

$\lambda_{c0}=0.61$  の試験体を除くと、逆算値と実験値の負担率はおおむね同程度であった。なお、ここにおける実験値の負担率は既設材と補強材の最大値とした。

$\lambda_{c0}=0.61$  の試験体で差が出ている要因としては、補強材の接合ボルト本数が少なく、曲げ剛性の負担も仮定どおりでなかったためと考えられる。



(a) 同サイズ補強



(b) 1サイズアップ補強

図 5.4-2 試験結果との比較

表 5.4-1 軸力負担率

No.	補強材 サイズ	$\lambda_{c0}$	負担率(%)		
			結果から逆算	実験結果	
				既設材	補強材
7	同サイズ	0.61	69.6	51.1	48.9
8		1.22	56.9	42.5	57.5
9		1.80	84.1	25.2	74.8
10	異サイズ	0.61	65.4	48.1	51.9
11		1.22	53.9	49.4	50.6
12		1.80	74.1	30.1	69.9

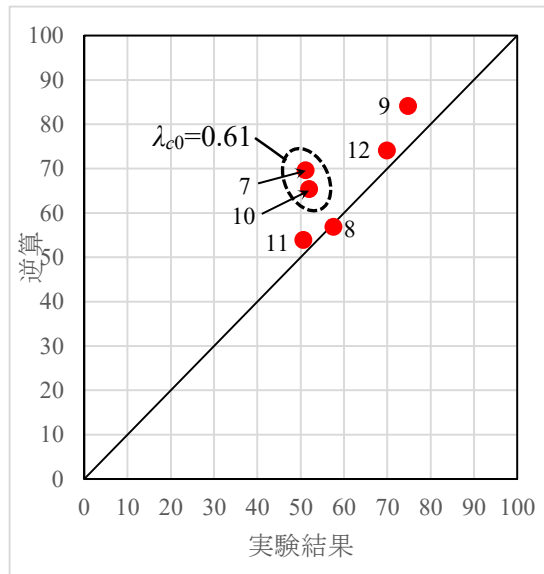
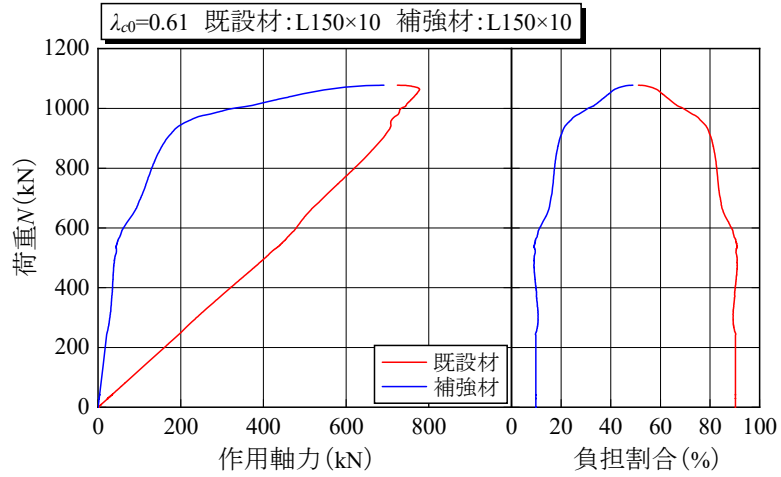
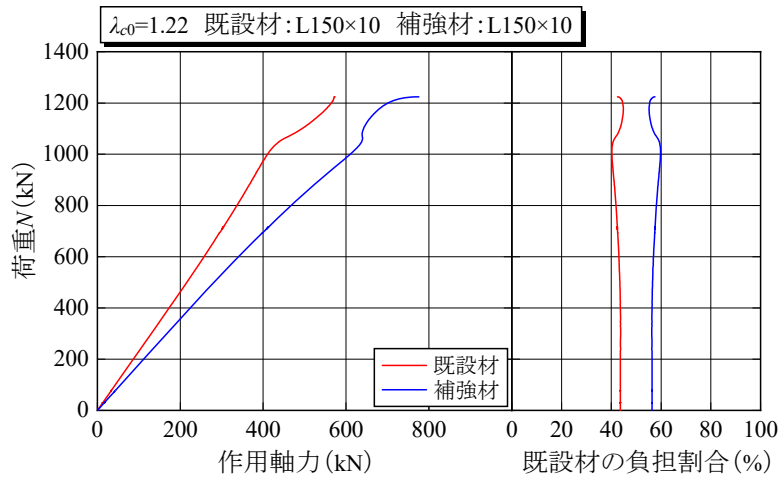


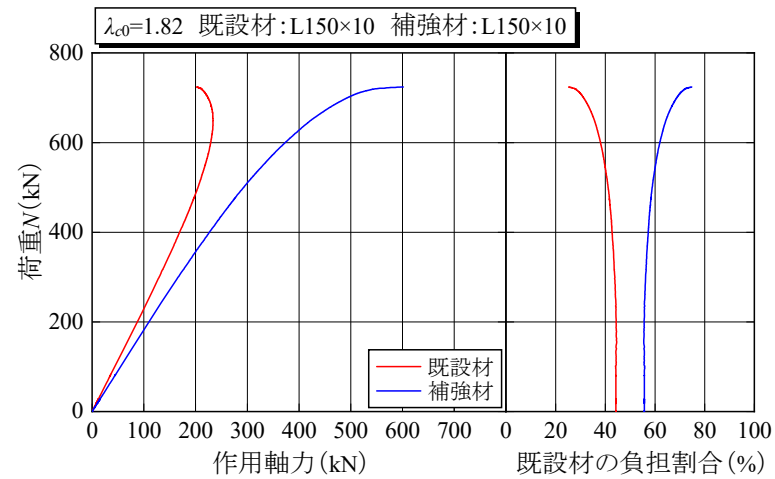
図 5.4-3 軸力負担率



a) No.7

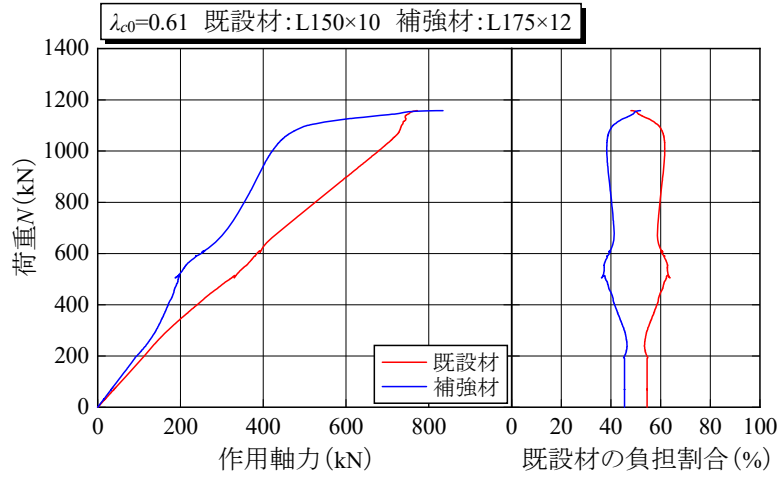


b) No.8

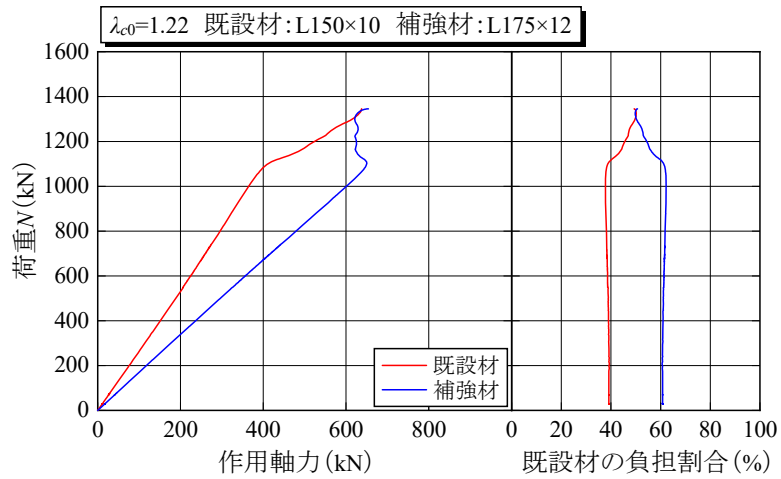


c) No.9

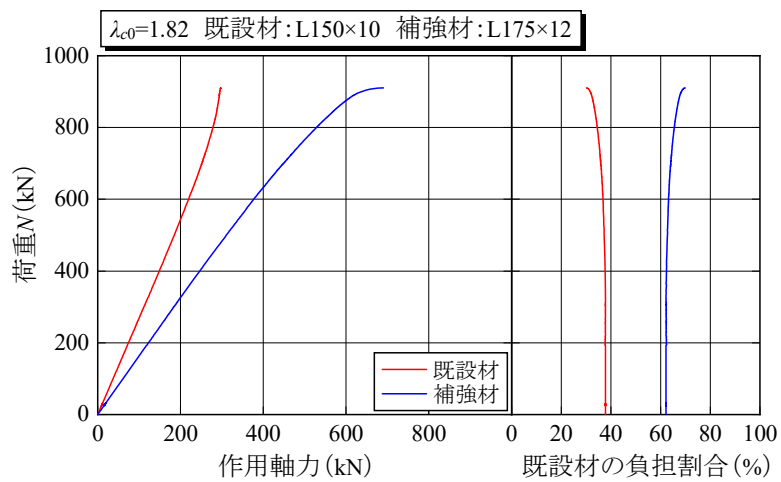
図 5.4-4 (1/2) 実験結果



a) No.10



b) No.11



c) No.12

図 5.4-4 (2/2) 実験結果

## 5.5 本章のまとめ

本章では、異サイズ継手・異サイズ補強を想定した補強部材について、4章で求めた座屈耐力式をもとに座屈耐力式の拡張を試みた。また、3章で実施した座屈試験結果と構築した座屈耐力式の比較・確認を実施した。得られた知見を以下に示す。

- ・鉄塔の主柱材で主に用いられる部材サイズについて、一般的に考えられる組合せを抽出し、その偏心量から材端曲げモーメント比  $\kappa$  を求めた結果、 $-1.0 \leq \kappa < -0.5$  を主な検討範囲であることを確認した。
- ・異サイズ継手の影響については材端曲げモーメント比  $\kappa$ ，異サイズ補強の影響については補強対象部材と補強材の曲げ剛性比  $\gamma$ ，塑性断面係数比  $\gamma_{zp}$  を考慮することで、座屈耐力式は(5.3-6)式で表現できる。
- ・構築した座屈耐力式と座屈試験結果を比較すると、座屈耐力式は試験結果を過小評価していた。これは、座屈耐力式導出の際、軸力は既設材のみが負担すると仮定していたが、試験体形状では SPL を介しているため、仮定と異なっていたためと考えられる。しかしながら本補強は鉄塔特有である支圧接合を用いており、軸力の分担量や、SPL や補強材による合成断面性能を定量的に評価することは困難なことから、それらを見捨てることで補強部材の耐力としては安全側に運用することが可能であると言える。

**【参考文献】**

- 5.1) 日本建築学会：鋼構造塑性設計指針，2017



## 6章 圧縮力を受ける重ね補強部材の弾塑性解析

4, 5章で構築した座屈耐力式と3章で実施した座屈試験結果を比較した結果, 座屈耐力式は試験結果を過小評価していた。これは, 座屈耐力式導出の際, 軸力は既設材のみが負担すると仮定していたが, 試験体形状ではSPLを介しているため, 仮定と異なっていたことや, SPLや補強材による断面性能向上を無視しているためであると考えられる。しかしながら本補強は支圧接合を用いており, 軸力の分担量や, SPLや補強材による合成断面性能を定量的に評価することは困難なことから, それらを無視することで補強部材の耐力としては安全側に運用することが可能であると考えた。

そこで本章では, 3章で行った座屈試験体からSPLを除き, 座屈耐力式導出の際の仮定を模擬した三次元モデルについて有限要素法に基づいた弾塑性解析を実施することで, 4,5章で求めた座屈耐力式の有用性を確認する。

### 6.1 解析概要

解析は, 汎用非線形構造解析プログラム「ADINA ver.9.7」を用いた幾何学的非線形解析とする。

表 6.1-1 に解析リストを示す。解析パラメータは既設材サイズ(L150×10, L175×15, L200×25), 補強材サイズ(既設材サイズに対して同サイズ, 1サイズアップ, 1サイズダウン), 上下継手部材サイズ(材端曲げモーメント比  $\kappa = -1.0, -0.7, -0.5$ ) とし, それらを組合わせた計 18 ケースである。なお, 前もって実施した解析より, 既設材・継手部材・補強材の内外の関係は座屈耐力に影響しないことを確認している。

各ケースで部材長  $l$  を変化させることで,  $\lambda_{c0} = 0.60 \sim 2.75$  ( $\lambda_c = 0.60 \sim 1.80$  の範囲は 0.15 刻み,  $\lambda_c = 2.00 \sim 2.75$  の範囲では 0.25 刻み) と変化させた解析を実施する。なお, 継手長さ・ボルト配置および本数は既設材サイズごとに固定とした。

表 6.1-1 解析リスト

No.	Existing member	Reinforcement member	Upper joint member		Lower joint member		$\kappa$	
			size	$e$ (mm)	size	$e$ (mm)		
1	L150×10	-	L150×10	14.1	L150×10	14.1	-1.0	
2			L130×9	20.3	L150×10	14.1	-0.7	
3			L150×10	14.1	L175×12	7.1	-0.5	
4		L150×10	-	L150×10	14.1	L150×10	14.1	-1.0
5				L130×9	20.3	L150×10	14.1	-0.7
6				L150×10	14.1	L175×12	7.1	-0.5
7		L175×12	-	L150×10	14.1	L150×10	14.1	-1.0
8				L130×9	20.3	L150×10	14.1	-0.7
9				L150×10	14.1	L175×12	7.1	-0.5
10		L130×9	-	L150×10	14.1	L150×10	14.1	-1.0
11				L130×9	20.3	L150×10	14.1	-0.7
12				L150×10	14.1	L175×12	7.1	-0.5
13	L175×15	-	L175×15	21.2	L175×15	21.2	-1.0	
14		L175×15						
15		L200×15						
16	L200×25	-	L200×25	35.4	L200×25	35.4	-1.0	
17		L200×25						
18		L250×25						

表 6.1-2 継手形状

既設材サイズ	ボルト孔数	ボルトピッチ $l_1$ (mm)	ボルトゲージ (mm)	
			$B_1$	$B_2$
L150×10	10	70	55	40
L175×15	14	65	55	60
L200×25	16	65	65	65

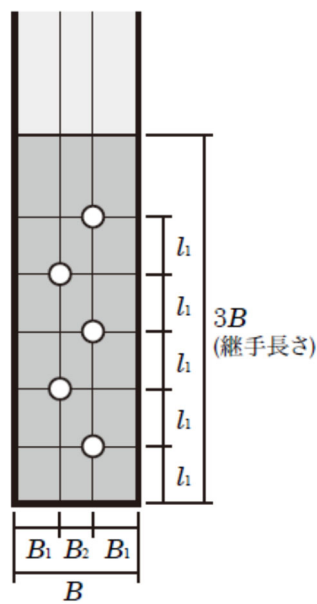


図 6.1-1 継手形状

図 6.1-2 に解析モデル概要、図 6.1-3 に解析モデル形状の一例を示す。解析モデルは 8 節点の三次元ソリッド要素を用い、山形鋼のフィレット部は考慮しない。接触している部材同士はボルト孔位置の節点を共有することでボルト接合を再現し、ボルト部以外の接触は摩擦を無視した接触を定義する。ボルト孔径は全既設材サイズで  $\phi 26\text{mm}$  (M24 対応) とした。

境界条件は、継手部材端面とその部材重心を剛体結合し、上継手部材重心を鉛直方向ローラー支持、下継手部材重心をピン支持とし、材軸方向の回転のみ拘束する。

載荷は、上継手部材重心の節点に  $z$  方向強制変位を与えることとし、下継手部材重心の節点の反力から荷重値を求める。

材料特性は、全部材サイズの全要素について、3 章で行った L150×10 の材料引張試験から得られた真応力-真ひずみ関係を図 6.1-4 のように多直線近似して与えており、VonMises の降伏条件と等方硬化則を仮定している。

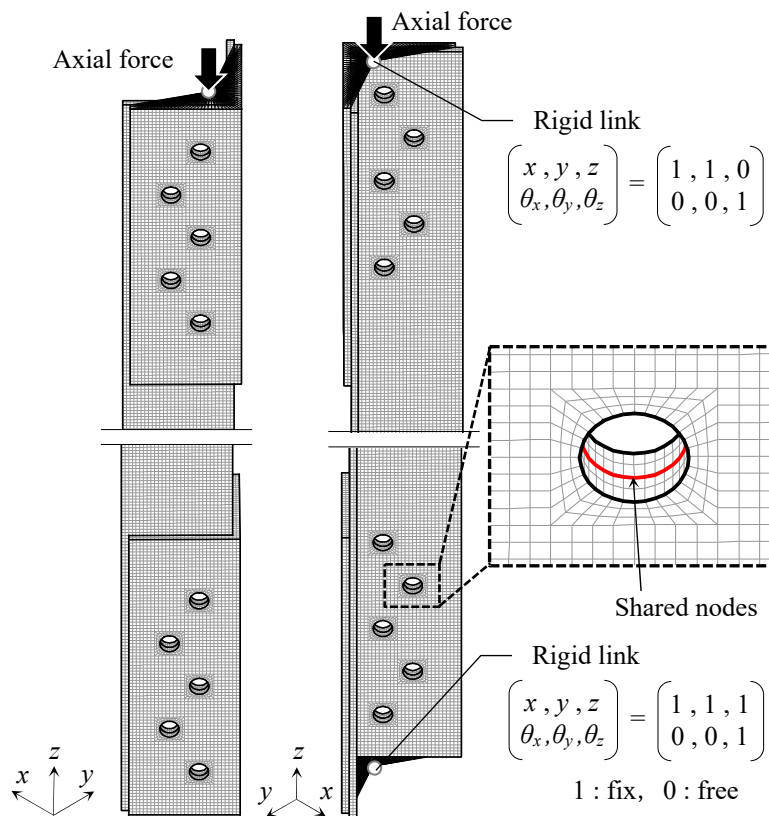


図 6.1-2 解析モデル概要

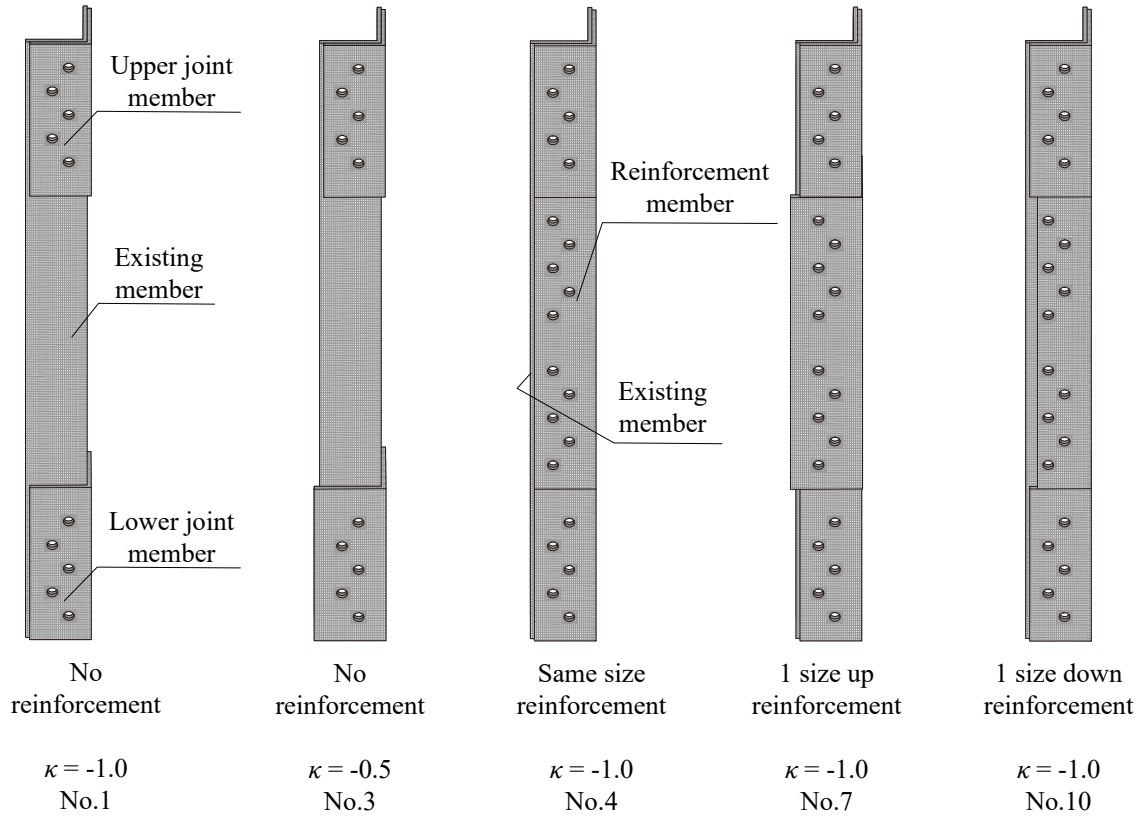


図 6.1-3 解析モデル形状例 ( $\lambda_{c0}=0.90$ )

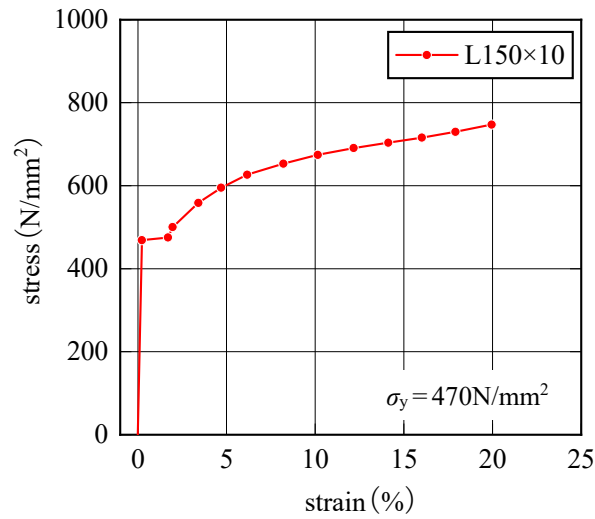


図 6.1-4 解析モデルの材料特性

初期不整に関しては、曲げ変形および曲げねじれ変形を考慮したものとする。曲げねじれ変形はせん断中心を回転の中心としている。簡略化のため、以降の検討では部材の中心線で考える。ある断面において、せん断中心を原点に置いたとき、原点から最も離れた位置は部材端部であり、 $x, y$ 座標は以下で表現できる。

$$(x, y) = \left( \frac{B-t/2}{\sqrt{2}}, \frac{B-t/2}{\sqrt{2}} \right) \quad (6-1)$$

また、曲げ変形は部材中央で最大となることから、(6-1)式で示される点および $z=l/2$ の点で初期不整量が最大となる。曲げ変形および曲げねじれ変形のそれぞれにおいて座屈変形時の最大振幅量を $f$ とすると、初期不整を表す式が以下で得られる。

$$x \rightarrow x + f \cdot \sin \frac{\pi z}{l} - y \cdot \frac{\sqrt{2}}{B-t/2} \cdot f \cdot \sin \frac{\pi z}{l} \quad (6-2a)$$

$$y \rightarrow y + f \cdot \sin \frac{\pi z}{l} + x \cdot \frac{\sqrt{2}}{B-t/2} \cdot f \cdot \sin \frac{\pi z}{l} \quad (6-2b)$$

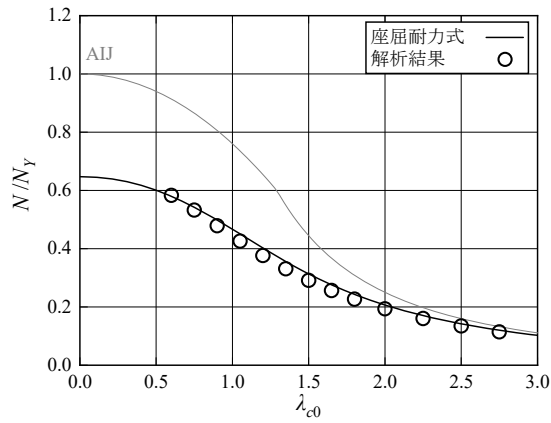
(6-1)式および $z=l/2$ の点を(6-2)式に代入することで、初期不整量は $2f$ となる。本解析では初期不整量を $l/1000$ と設定し、係数 $f$ は $l/2000$ で表せる。したがって、本解析で用いる初期不整は以下とする。

$$x \rightarrow x + \left( 1 - y \cdot \frac{\sqrt{2}}{B-t/2} \right) \cdot \frac{l}{2000} \cdot \sin \frac{\pi z}{l} \quad (6-3a)$$

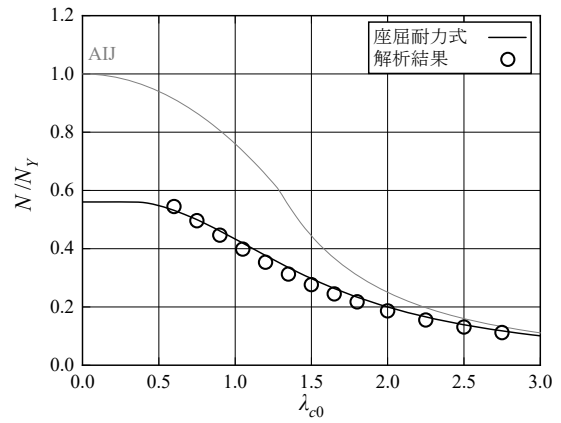
$$y \rightarrow y + \left( 1 + x \cdot \frac{\sqrt{2}}{B-t/2} \right) \cdot \frac{l}{2000} \cdot \sin \frac{\pi z}{l} \quad (6-3b)$$

## 6.2 解析結果

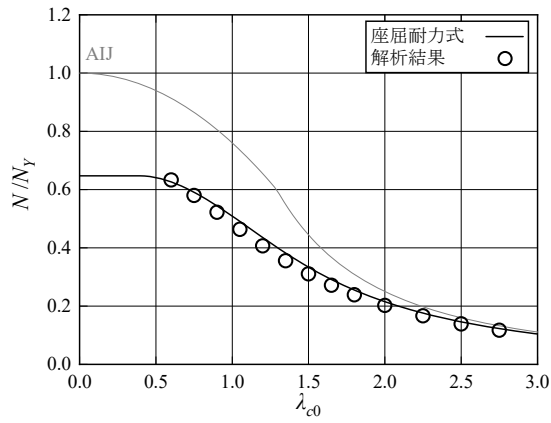
図 6.2-1 に解析結果から得られた座屈耐力と、各モデルに対応した座屈耐力式の対応を示す。図中には参考として AIJ 式における座屈耐力式も併せて示す。パラメータごとに比較・検討結果については次節以降に示す。なお、既往研究<sup>6.1)</sup>において、本解析モデル化手法が座屈試験結果を概ね 5%程度の誤差で再現できることを確認済みである。



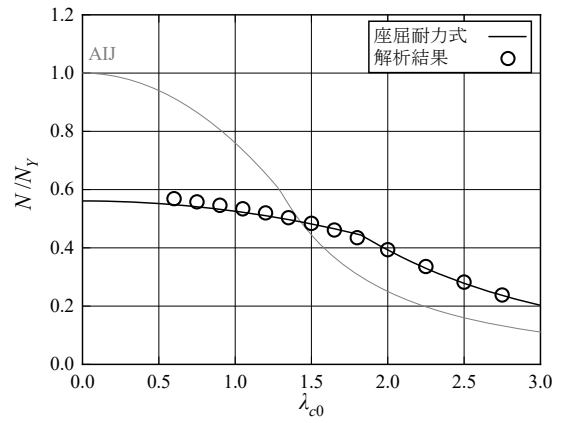
a) No.1



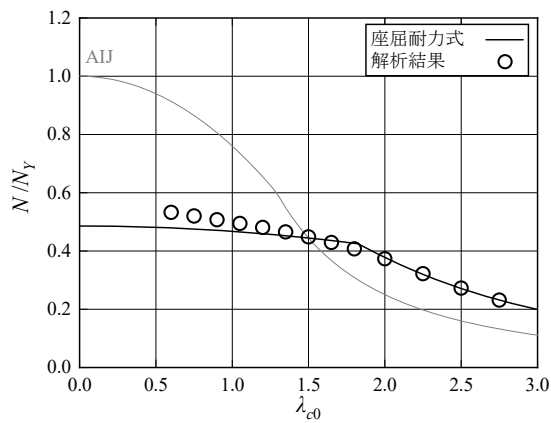
b) No.2



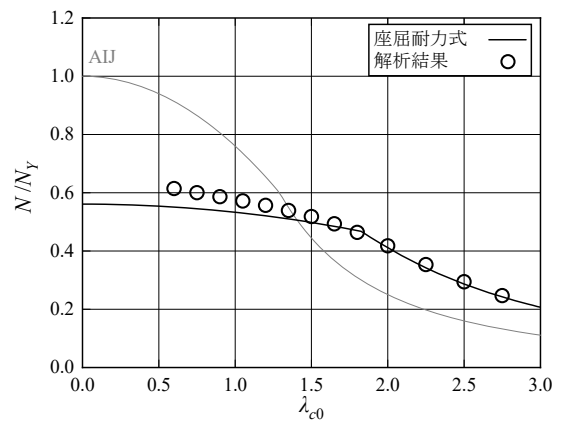
c) No.3



d) No.4

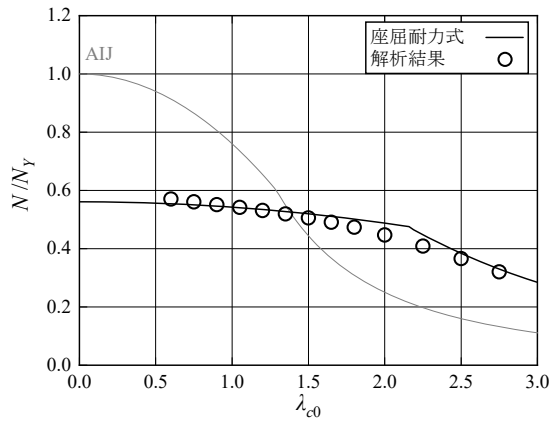


e) No.5

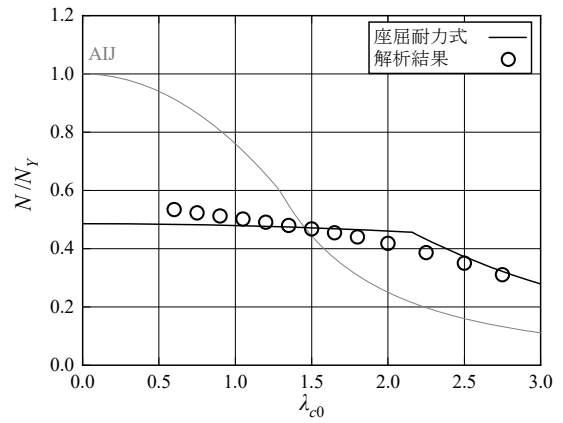


f) No.6

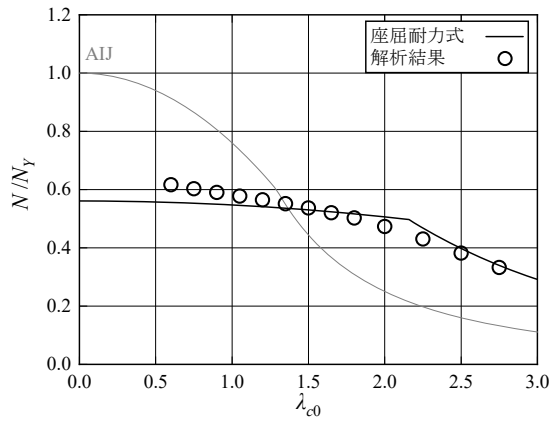
図 6.2-1 (1/3)  $N/N_y - \lambda_{c0}$  関係



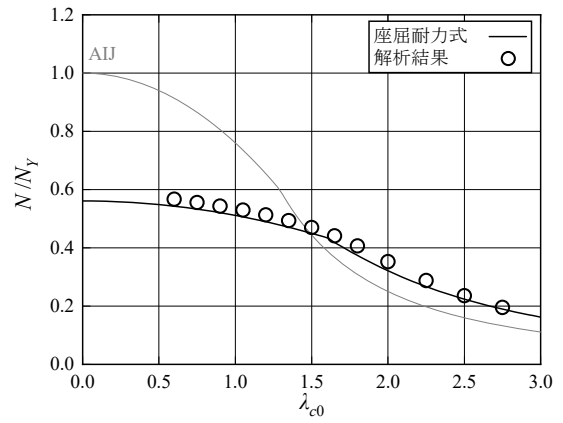
g) No.7



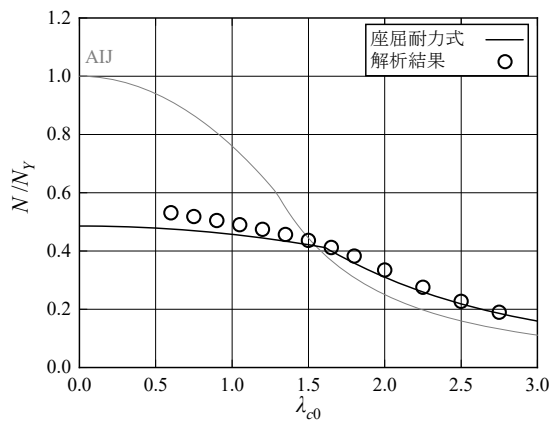
h) No.8



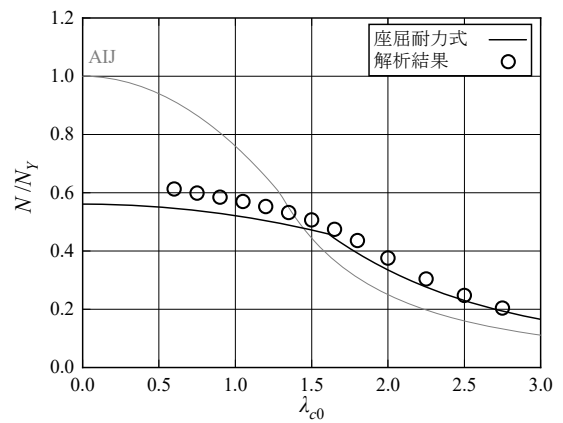
i) No.9



j) No.10



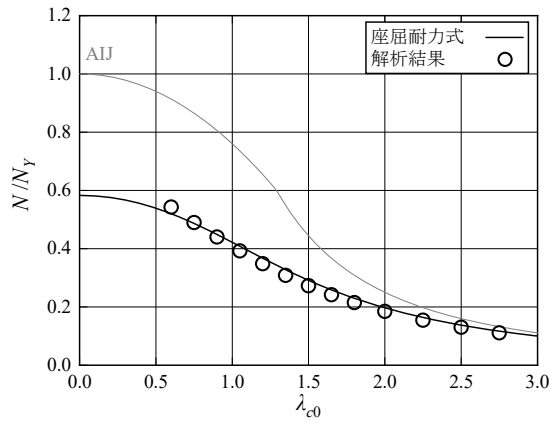
k) No.11



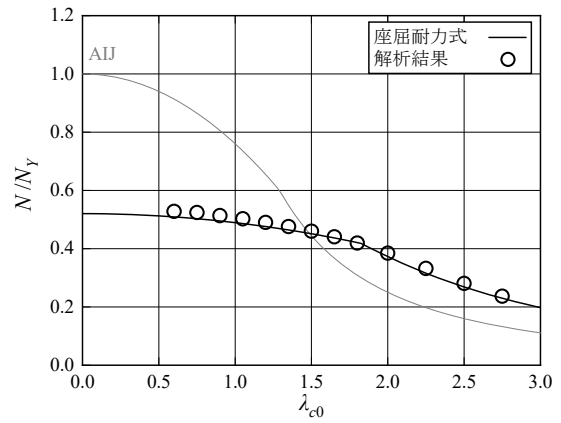
l) No.12

図 6.2-1 (2/3)  $N/N_y - \lambda_{c0}$  関係

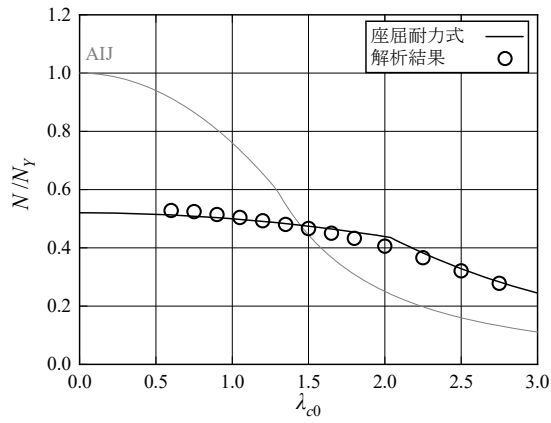




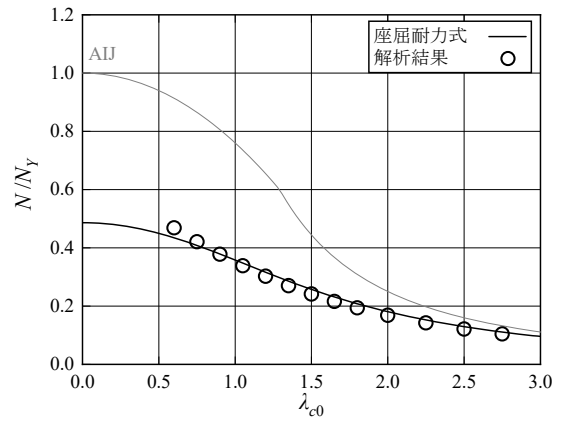
m) No.13



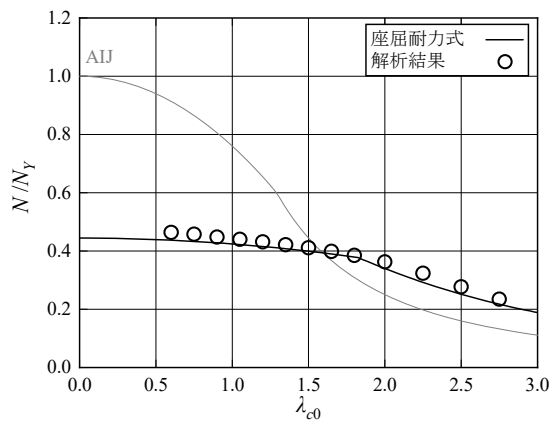
n) No.14



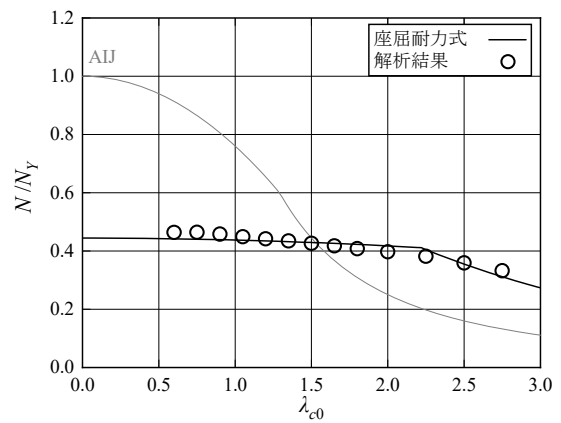
o) No.15



p) No.16



q) No.17

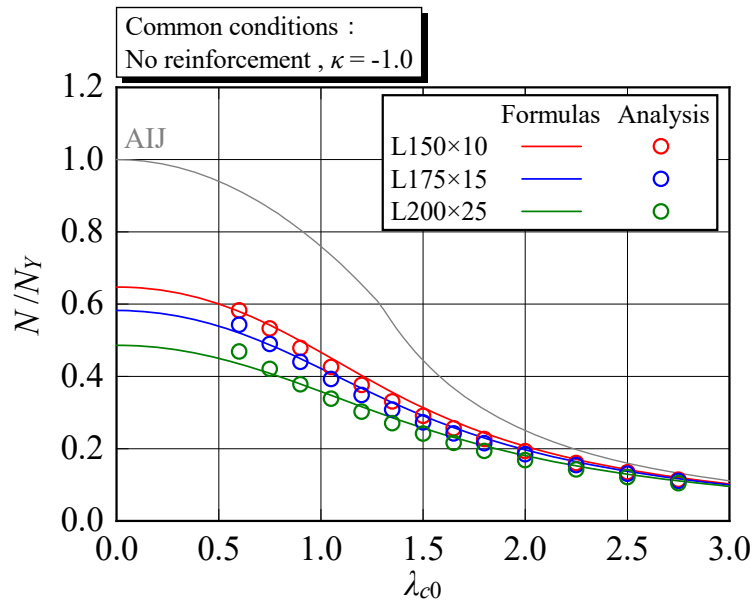


r) No.18

図 6.2-1 (3/3)  $N/N_y - \lambda_{c0}$  関係

## 6.3 無補強時の継手偏心の影響評価

図 6.3-1 に無補強モデルの座屈耐力式および解析結果を示す。なお、図中の Ex.member は既設材，Re.member は補強材を表現している。同図(a)より無補強，同サイズ継手の結果をみると，既設材サイズに関わらず座屈耐力式と解析結果はよい対応を示している。また，同図(b)より既設材サイズ L150×10，無補強部材の結果をみると， $\kappa$ に関わらず座屈耐力式と解析結果はよい対応を示している。これらの結果から前章までに構築した座屈耐力式は，無補強モデルにおける継手偏心の影響をよく評価できている。



(a) 既設材サイズの影響

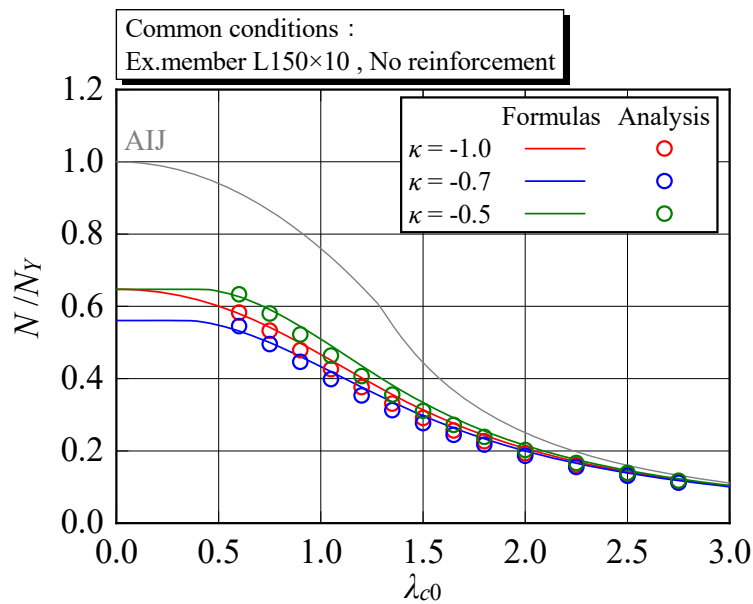
(b) 材端曲げモーメント比  $\kappa$  の影響

図 6.3-1 無補強部材における継手偏心の影響

## 6.4 継手偏心・重ね補強を考慮した座屈耐力式の評価

図 6.4-1 に補強材サイズの影響比較を既設材, 材端曲げモーメント比  $\kappa$  ごとに示す. なお, 鉄塔主材で一般的に用いられる基準化細長比  $\lambda_{c0}$  はおおむね 0.4~1.0 の範囲である.

- ・同サイズ補強では,  $\lambda_{c0}=0.4\sim 1.0$  の範囲でやや過小評価ではあるものの, 全体的に座屈耐力式と解析結果はよい対応を示している.
- ・補強材サイズを既設材サイズより 1 サイズ小さくしたモデルでは, 全体的にやや過小評価ではあるものの, 座屈耐力式と解析結果はよい対応を示している.
- ・補強材サイズを既設材サイズより 1 サイズ大きくしたモデルでは,  $\lambda_{c0}=0.4\sim 1.0$  の範囲では過小評価になっているが,  $\lambda_{c0\_th}$  近傍 ( $\lambda_{c0}=2.0$  程度) では過大評価となっている. しかしながら, 実務上  $\lambda_{c0}=2.0$  程度の部材は対象外となるため, 問題ないと言える.

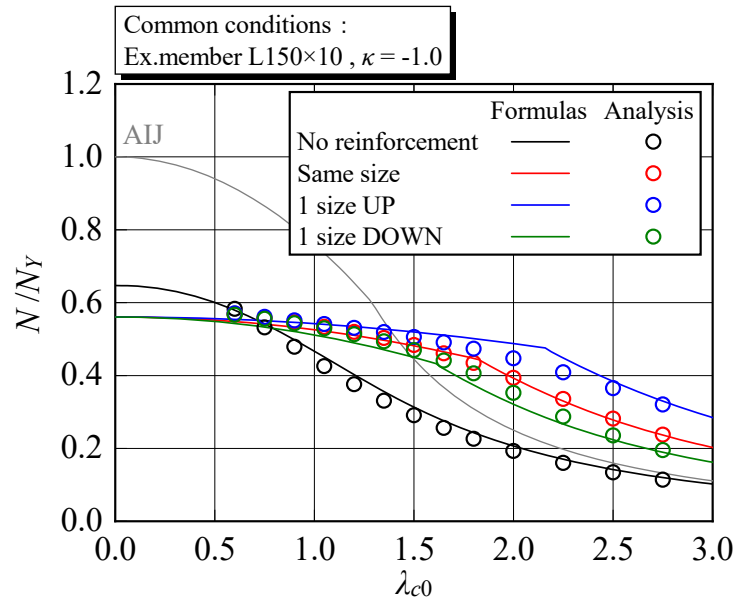
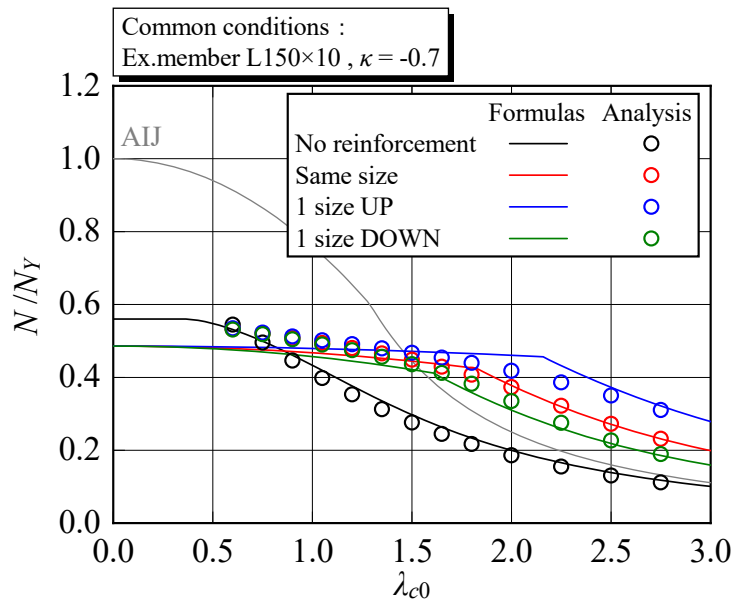
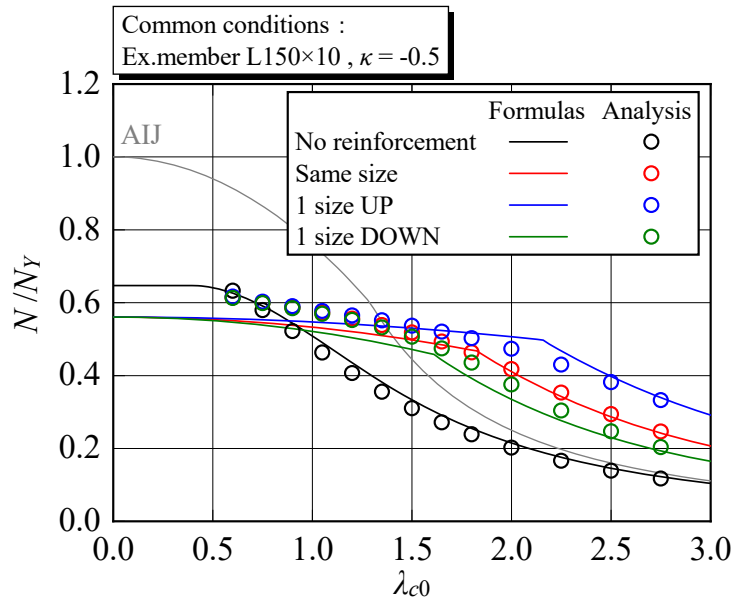
(a) L150×10  $\kappa=-1.0$ 

図 6.4-1 (1/3) 補強材サイズの影響

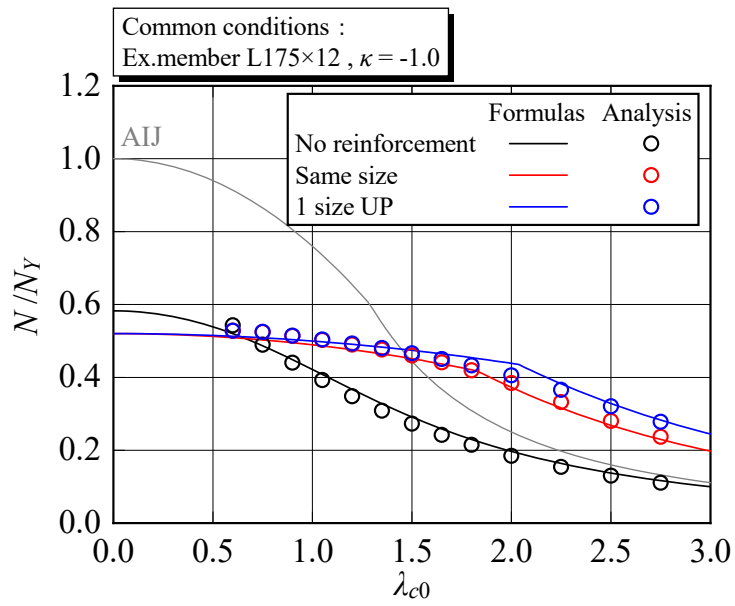


(b) L150×10  $\kappa=-0.7$

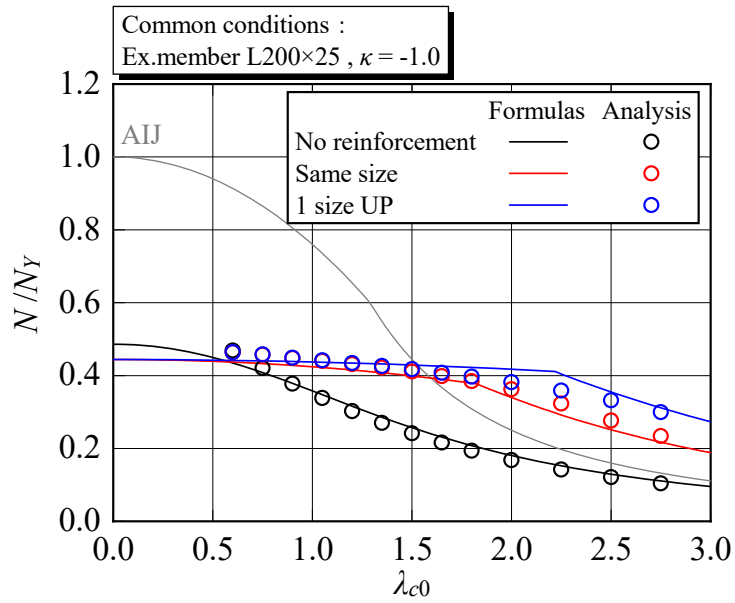


(c) L150×10  $\kappa=-0.5$

図 6.4-1 (2/3) 補強材サイズの影響



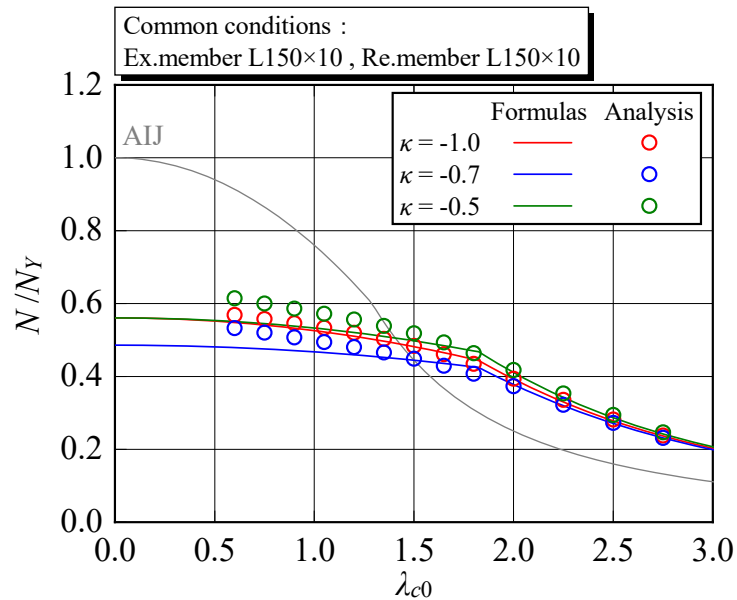
(d) L175×12  $\kappa=-1.0$



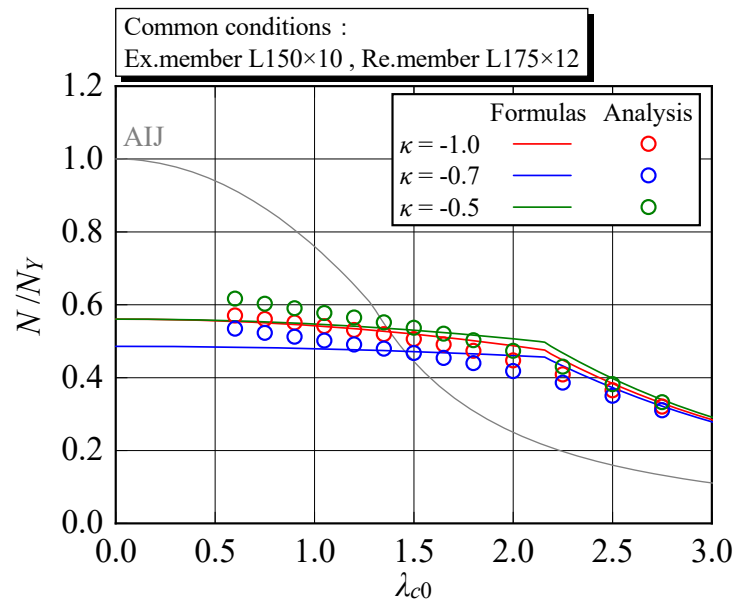
(e) L200×25  $\kappa=-1.0$

図 6.4-1 (3/3) 補強材サイズの影響

図 6.4-2 に材端曲げモーメント比  $\kappa$  の影響比較を補強材サイズごとに示す。  $\kappa = -1.0$  では座屈耐力式と解析結果はよい対応を示している。 上下継手部材サイズが異なり、  $\kappa = -0.7, -0.5$  となる場合、  $\lambda_{c0}=0.4\sim 1.0$  の範囲では過小評価になっているが、1サイズアップ補強の  $\lambda_{c0}\geq 1.0$  の範囲では過大評価となる場合も確認できた。

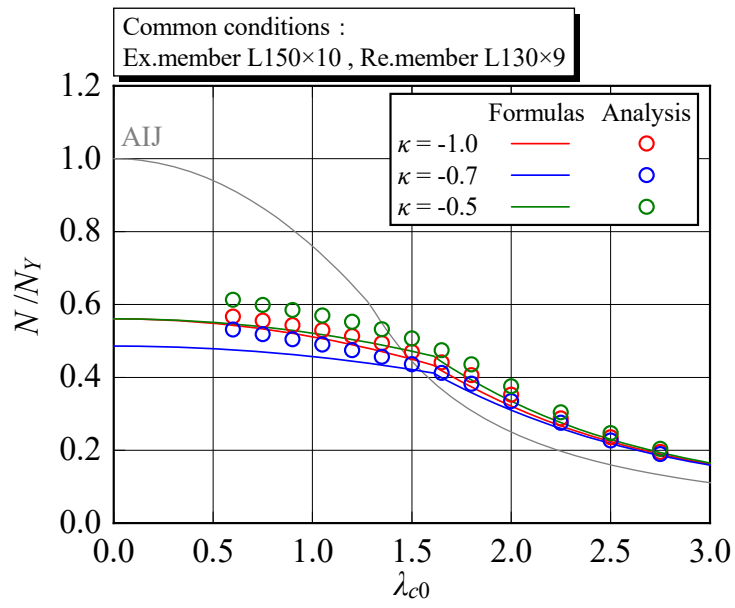


(a) 同サイズ補強



(b) 1サイズアップ補強

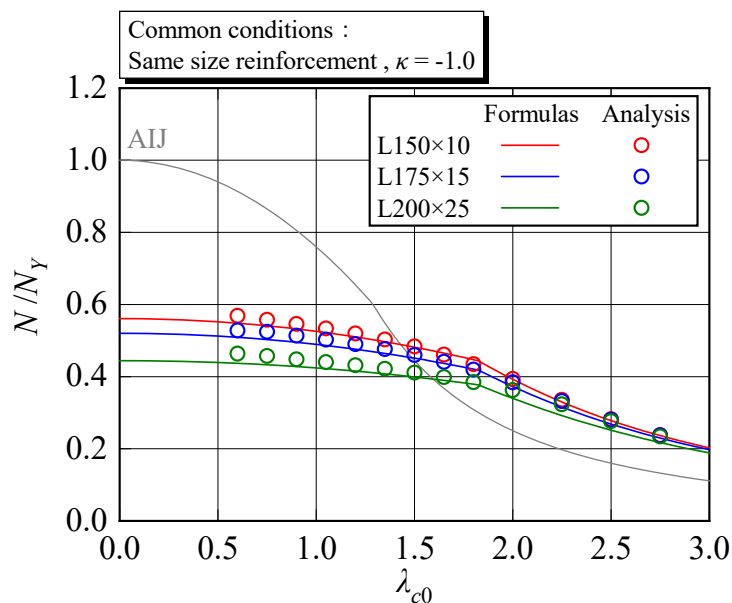
図 6.4-2 (1/2) 材端曲げモーメント比  $\kappa$  の影響



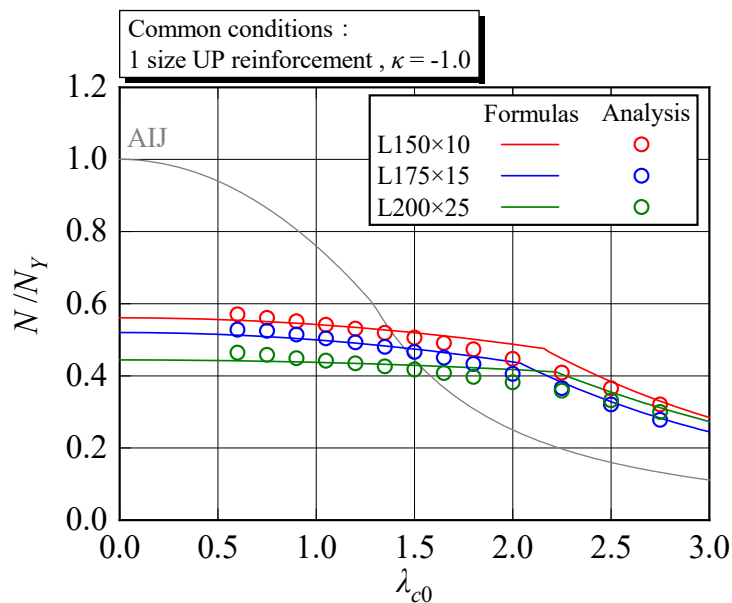
(c) 1 サイズダウン補強

図 6.4-2 (2/2) 材端曲げモーメント比  $\kappa$  の影響

図 6.4-2 に既設部材サイズの影響比較を補強材サイズごとに示す。同サイズ補強の場合、既設部材サイズに関わらず、座屈耐力式と解析結果はよい対応を示している。1 サイズアップ補強の場合、 $\lambda_{c0}=0.4\sim 1.0$  の範囲では座屈耐力式と解析結果はよい対応を示しており、過小評価になっているが、1 サイズアップ補強の  $\lambda_{c0}\geq 1.0$  の範囲では過大評価となる場合も確認できる。なお、鉄塔主材で一般的に用いられる基準化細長比  $\lambda_{c0}$  はおおむね  $0.4\sim 1.0$  の範囲であるため、ここにおける過大評価は運用上は問題ないといえる。



(a) 同サイズ補強



(b) 1 サイズアップ補強

図 6.4-3 既設部材サイズの影響



## 6.5 本章のまとめ

本章では、前章までで構築した座屈耐力式の有用性確認を目的とし、有限要素法による弾塑性解析を実施した。得られた知見を以下に示す。

- ・無補強モデルに関して、既設材サイズや異サイズ継手による材端曲げモーメント比  $\kappa$  に関わらず座屈耐力式と解析結果はよい対応を示しており、構築した座屈耐力式は、無補強モデルにおける継手偏心の影響をよく評価できた。
- ・同サイズ補強、1 サイズ小さい補強モデルでは、やや過小評価ではあるものの、全体的に座屈耐力式と解析結果はよい対応を示していた。一方、補強材サイズを既設材サイズより 1 サイズ大きくしたモデルでは、基準化細長比  $\lambda_{c0}=0.4\sim 1.0$  の範囲では過小評価になっているが、 $\lambda_{c0}$  近傍 ( $\lambda_{c0}=2.0$  程度) では過大評価となっている。しかしながら、実務上  $\lambda_{c0}=2.0$  程度の部材は本補強の対象外となるため、問題ないと言える。
- ・材端曲げモーメント比  $\kappa$  の影響を見ると、 $\kappa=-1.0$  では座屈耐力式と解析結果はよい対応を示していた。 $\kappa=-0.7, -0.5$  となる場合、 $\lambda_{c0}=0.4\sim 1.0$  の範囲では過小評価になっているが、1 サイズアップ補強の  $\lambda_{c0}\geq 1.0$  の範囲では過大評価となる場合も確認できた。

**【参考文献】**

- 6.1) 中村毅, 山崎智之, 大園智章, 村上慧斗, 高木峻一, 石田交広: 送電用鉄塔山形鋼支柱材の補強に関する研究 その2 有限要素解析, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.837-838, 2021

## 7章 結

本論文では送電用山形鋼鉄塔の主材を対象とした山形鋼補強部材の座屈試験を実施し、その補強効果と適用範囲の確認を行った。次に、同サイズ継手・同サイズ補強である場合の座屈耐力式を弾性理論解をもとに構築し、その座屈耐力式に材端曲げモーメント比および補強材と既設材の断面性能比を組み合わせることで、異サイズ継手・異サイズ補強への座屈耐力式の拡張を試みた。最後に、重ね補強を模擬した弾塑性解析を実施し、その解析結果および先に実施した座屈試験結果と座屈耐力式の比較・検討を行うことで、構築した座屈耐力式の有用性を検証した。得られた成果を以下に示す。

第3章では、本研究で対象とした重ね補強工法について座屈試験を実施し、その補強効果の確認を行った。得られた知見を以下に示す。

- (1) 合成断面における基準化細長比  $\lambda_{c0\_com}$  が大きくなるにつれて継手偏心による耐力低下は小さくなる。
- (2) 補強試験体は  $\lambda_{c0\_com} > 1.2$  の場合、継手なしの無補強試験体を上回る座屈耐力が確認された。
- (3)  $\lambda_{c0\_com}$  が 0.6 程度の場合、継手あり無補強試験体を上回る座屈耐力を有していたが、継手なし無補強試験体よりは低い座屈耐力となった。
- (4) 弾性座屈範囲では大きな補強効果  $\gamma$  を得られるが、非弾性座屈範囲では  $\gamma=1.3$  程度となり、補強効果は小さくなっていた。
- (5) 補強による断面性能上昇率と補強効果  $\gamma$  の関係から、 $\lambda_{c0\_com} < 0.6$  を除いて断面二次モーメント比と補強効果  $\gamma$  は良い対応を示し、補強材による曲げ剛性の付加が補強効果に影響を与えていることが確認された。
- (6)  $\lambda_{c0\_com} < 0.6$  の範囲においては補強効果  $\gamma$  に与える影響因子が明らかではなかった。

第4章では、同サイズ継手・同サイズ補強に限定した補強部材について、弾性理論解をもとに座屈耐力式の構築を試みた。また、先に実施した座屈試験結果との比較・確認も実施した。得られた知見を以下に示す。

- (7) 弾性理論解より、弱軸まわりの座屈耐力  $P_y$ 、強軸まわりの座屈耐力  $P_x$ 、ねじれ座屈耐力  $P_\beta$  を導出し、各耐力式の間関係を図 4.1-2 で表現した。
- (8) 一軸対称断面である山形鋼部材は弱軸まわりの曲げ座屈、曲げねじれ座屈のいずれかが支配的となり、2つの座屈性状の境界値  $\lambda_{c\_th}$  は(4.1-19)式で表現できる。
- (9) 偏心圧縮部材の座屈耐力について、鋼構造座屈設計指針に倣い、縁応力度が降伏応力度に到達した時点での評価、また、試験結果より座屈時には全塑性状態に達していることから、全塑性相関式(4.2-7)を併せることで座屈耐力式を導出し、(4.2-8)式で表現した。

- (10) 仮想仕事の原理を用いて重ね補強による曲げ剛性について検討した結果、弾性曲げ座屈が支配的な範囲において、補強時の曲げ剛性は各部材の剛性の足し合わせとして評価できることを確認した。
- (11) 重ね補強および偏心曲げを受ける座屈耐力について、座屈耐力式を2つの式で表現した。補強時の曲げ剛性を各部材の剛性の足し合わせと仮定すると、座屈耐力式は(4.4-6)式で表現できる。
- (12) 細長比が小さい（部材長が短い）場合、 $P\delta$  効果による曲げ応力度が最も厳しくなる部材中央近傍にボルト孔が存在することになり、そのボルト孔欠損断面における座屈耐力を検討した結果、送電用山形鋼鉄塔製作基準で想定される部材サイズ、ボルトサイズの組み合わせで断面性能を仮定すると、基準化細長比 $\lambda_{c0}=0$ のときの耐力低下率はおおむね0.8~0.9程度となる。
- (13) 構築した座屈耐力式と座屈試験結果を比較すると、座屈耐力式は試験結果を過小評価していた。これは、座屈耐力式導出の際、軸力は既設材のみが負担すると仮定していたが、試験体形状ではSPLを介しているため、仮定と異なっていたためと考えられる。

第5章では、異サイズ継手・異サイズ補強を想定した補強部材について、4章で求めた座屈耐力式をもとに座屈耐力式の拡張を試みた。また、先に実施した座屈試験結果との比較・確認も実施した。得られた知見を以下に示す。

- (14) 鉄塔の支柱材で主に用いられる部材サイズについて、一般的に考えられる組合せを抽出し、その偏心量から材端曲げモーメント比 $\kappa$ を求めた結果、 $-1.0 \leq \kappa < -0.5$ を主な検討範囲であることを確認した。
- (15) 異サイズ継手の影響については材端曲げモーメント比 $\kappa$ 、異サイズ補強の影響については補強対象部材と補強材の曲げ剛性比 $\gamma_I$ 、塑性断面係数比 $\gamma_{Zp}$ を考慮することで、座屈耐力式は(5.3-6)式で表現できる。
- (16) 構築した座屈耐力式と座屈試験結果を比較すると、座屈耐力式は試験結果を過小評価していた。これは、同サイズ補強時と同様に、座屈耐力式導出の際、軸力は既設材のみが負担すると仮定していたが、試験体形状ではSPLを介しているため、仮定と異なっていたためと考えられる。しかしながら本補強は鉄塔特有である支圧接合を用いており、軸力の分担量や、SPLや補強材による合成断面性能を定量的に評価することは困難なことから、それらを見捨てることで補強部材の耐力としては安全側に運用することが可能であると言える。

第6章では、前章までで構築した座屈耐力式の有用性確認を目的とし、座屈試験を模擬した有限要素法による弾塑性解析を実施した。得られた知見を以下に示す。

- (17) 無補強モデルに関して、既設材サイズや異サイズ継手による材端曲げモーメント比  $\kappa$  に関わらず座屈耐力式と解析結果はよい対応を示しており、構築した座屈耐力式は、無補強モデルにおける継手偏心の影響をよく評価できた。
- (18) 同サイズ補強、1サイズ小さい補強モデルでは、やや過小評価ではあるものの、全体的に座屈耐力式と解析結果はよい対応を示していた。一方、補強材サイズを既設材サイズより1サイズ大きくしたモデルでは、基準化細長比  $\lambda_{c0}=0.4\sim 1.0$  の範囲では過小評価になっているが、 $\lambda_{c0\_th}$  近傍 ( $\lambda_{c0}=2.0$  程度) では過大評価となっている。しかしながら、実務上  $\lambda_{c0}=2.0$  程度の部材は本補強の対象外となるため、問題ないと言える。
- (19) 材端曲げモーメント比  $\kappa$  の影響を見ると、 $\kappa = -1.0$  では座屈耐力式と解析結果はよい対応を示していた。 $\kappa = -0.7, -0.5$  となる場合、 $\lambda_{c0}=0.4\sim 1.0$  の範囲では過小評価になっているが、1サイズアップ補強の  $\lambda_{c0}\geq 1.0$  の範囲では過大評価となる場合も確認できた。

以上より、本研究で構築した重ね補強部材の座屈耐力式は、上下継手部材サイズの違いによる継手偏心曲げの影響や、重ね補強部材サイズの違いも適切に評価することが可能であり、実構造に際しても補強部材の耐力としては十分安全側に設計することが可能であることを示した。

## 発表論文一覧

### 【本研究に関して著者が発表した論文】

#### ○査読付き論文

- 1) 高木峻一, 佐藤篤司, 小谷貴大: 送電用鉄塔における山形鋼主材の補強による座屈耐力の一考察, 日本建築学会構造系論文報告集, 第 807 号, pp.835-843, 2023
- 2) 高木峻一, 佐藤篤司: 重ね補強した山形鋼トラス部材の座屈耐力評価, 日本建築学会構造系論文報告集, 第 817 号, 2024

#### ○招待発表

- 1) Takagi, S., Sato, A. : A study on buckling strength of reinforced angle steel post in transmission towers, The 23rd Taiwan-Korea-Japan joint seminar on earthquake engineering for building structures (SEEBUS-2022), 2022
- 2) Murakami K., Tanaka, K. , Ishikawa, K. , Yamazaki, M. , Ishida, T. , Takagi, S. : Research on reinforcing method of steel tower main posts, CIGRE AORC SCB2 Panel Meeting, 4th October 2023

#### ○口頭発表等論文

- 1) 大園智章, 山崎智之, 村上慧斗, 高木峻一, 石田交広, 中村毅: 送電用鉄塔山形鋼主柱材の補強に関する研究 その 1 単材座屈試験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.835-836, 2021
- 2) 中村毅, 山崎智之, 大園智章, 村上慧斗, 高木峻一, 石田交広: 送電用鉄塔山形鋼主柱材の補強に関する研究 その 2 有限要素解析, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.837-838, 2021
- 3) 村上慧斗, 山崎智之, 大園智章, 高木峻一, 石田交広, 中村毅: 送電用鉄塔山形鋼主柱材の補強に関する研究 その 3 骨組試験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.839-840, 2021
- 4) 高木峻一, 佐藤篤司, 神谷勇成, 薩川恵一, 中條貴之: 送電用鉄塔における山形鋼主柱材の補強工法に関する研究 その 1 座屈試験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.841-842, 2021
- 5) 高木峻一, 佐藤篤司, 神谷勇成, 薩川恵一, 中條貴之: 送電用鉄塔における山形鋼主柱材の補強工法に関する研究 その 2 数値解析による検証, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.843-844, 2021
- 6) 高木峻一, 佐藤篤司: 重ね補強した山形鋼トラス部材の座屈耐力に関する研究 その 2 異サイズ継手, 異サイズ補強の影響, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1139-1140, 2023

【その他のテーマに関して著者が発表した論文】

- 1) 高木峻一, 中野達也, 増田浩志: 曲げモーメントを受ける両面隅肉溶接継目の力学性状に関する研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.651-652, 2008
- 2) 高木峻一, 中野達也, 栗原成明, 増田浩志: 前面 T 形両面隅肉溶接継目の最大耐力と破壊機構に関する研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.991-992, 2009
- 3) 橋本達矢, 中野達也, 松村浩史, 高木峻一, 渡邊一夫, 松本由香: 25 度狭開先における組立溶接の適正施工条件: 鉄骨造建築物の安全性向上に資する新自動溶接技術の開発 その 2, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1057-1058, 2011
- 4) 松村浩史, 中野達也, 高木峻一, 新田泰弘, 渡邊一夫: 25 度狭開先における組立溶接と本溶接初層の適性施工条件 その 1: 鉄骨造建築物の安全性向上に資する新自動溶接技術の開発 その 3, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1059-1060, 2011
- 5) 新田泰弘, 中野達也, 松村浩史, 高木峻一, 渡邊一夫: 25 度狭開先における組立溶接と本溶接初層の適性施工条件 その 2: 鉄骨造建築物の安全性向上に資する新自動溶接技術の開発 その 4, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1061-1062, 2011
- 6) 岡本晴仁, 中野達也, 高木峻一, 見波進, 中込忠男: 25 度狭開先ロボット溶接部の性能評価に関する論理的構成と接合部周辺の材料特性: 鉄骨造建築物の安全性向上に資する新自動溶接技術の開発 その 5, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1063-1064, 2011
- 7) 高木峻一, 中野達也, 岡本晴仁: 25 度狭開先ロボット溶接部の応力・歪状態とクリティカルポイント その 1: 鉄骨造建築物の安全性向上に資する新自動溶接技術の開発 その 6, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1065-1066, 2011
- 8) 加藤智哉, 中野達也, 高木峻一, 岡本晴仁: 25 度狭開先ロボット溶接部の応力・歪状態とクリティカルポイント その 2: 鉄骨造建築物の安全性向上に資する新自動溶接技術の開発 その 7, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1067-1068, 2011
- 9) 中野達也, 岡本晴仁, 高木峻一, 見波進, 中込忠男: 部分断面モデルの断面設計と実大断面コラムへの変形性能の換算法: 鉄骨造建築物の安全性向上に資する新自動溶接技術の開発 その 8, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1069-1070, 2011
- 10) 高木峻一, 中野達也, 宗川陽祐, 岡本晴仁: 25 度狭開先ロボット溶接部における余盛形状に関する FEM 解析(その 1): 鉄骨造建築物の安全性向上に資する新自動溶接技術の開発(その 15), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.57-58, 2012
- 11) 宗川陽祐, 中野達也, 高木峻一, 岡本晴仁: 25 度狭開先ロボット溶接部における余盛形状に関する FEM 解析(その 2): 鉄骨造建築物の安全性向上に資する新自動溶接技術の開発(その 16), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.59-60, 2012
- 12) 山崎智之, 花岡慶, 大園智章, 石田交広, 高木峻一, 倉成真也: 送電用スリム型 PL 鉄塔の構造特性に関する研究 その 1 試験概要, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.879-880, 2018

- 13) 大園智章, 山崎智之, 花岡慶, 石田交広, 高木峻一, 倉成真也: 送電用スリム型 PL 鉄塔の構造特性に関する研究 その 2 自由振動試験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.881-882, 2018
- 14) 高木峻一, 山崎智之, 花岡慶, 大園智章, 石田交広, 倉成真也: 送電用スリム型 PL 鉄塔の構造特性に関する研究 その 3 起振機振動試験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.883-884, 2018
- 15) 倉成真也, 山崎智之, 花岡慶, 大園智章, 石田交広, 高木峻一: 送電用スリム型 PL 鉄塔の構造特性に関する研究 その 4 設計応力確認試験および極限耐力試験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.885-886, 2018
- 16) 高木峻一, 山崎智之, 花岡慶, 大園智章, 倉成真也, 石田交広: 送電用スリム型 PL 鉄塔の構造特性に関する研究, 構造工学論文集, 第 67B 巻, pp.321-330, 2021
- 17) 中村毅, 山崎智之, 村上慧斗, 田中恵悟, 高木峻一, 村山直大, 石田交広: 送電用山形鋼鉄塔における支柱材のフラットバー付加補強に関する研究, 構造工学論文集, 第 69B 巻, pp.336-344, 2023
- 18) 村上慧斗, 山崎智之, 田中恵悟, 中村毅, 村山直大, 高木峻一, 石田交広: 送電用山形鋼鉄塔における支柱材のフラットバー付加補強に関する研究 その 1 部材座屈試験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1145-1146, 2023
- 19) 村山直大, 山崎智之, 村上慧斗, 田中恵悟, 中村毅, 高木峻一, 石田交広: 送電用山形鋼鉄塔における支柱材のフラットバー付加補強に関する研究 その 2 座屈耐力評価式の提案, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1147-1148, 2023
- 20) 田中恵悟, 山崎智之, 村上慧斗, 中村毅, 村山直大, 高木峻一, 石田交広: 送電用山形鋼鉄塔における支柱材のフラットバー付加補強に関する研究 その 3 骨組試験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1149-1150, 2023



## 謝 辞

本研究を行うにあたり、終始懇切かつ適切な御指導、御助言を賜りました名古屋工業大学教授 佐藤篤司博士に心から感謝の意を表します。

本研究を審査いただくとともに、適切な御指導、御助言を賜りました名古屋工業大学教授 井戸田秀樹博士、同学教授 楠原文雄博士に深く感謝申し上げます。

愛知工業大学教授 薩川恵一博士には、本研究を審査いただくとともに、実験時には実験設備の貸与や実施に関しても多大な御協力をいただきました。深く感謝申し上げます。

本研究の一部は東京電力パワーグリッド株式会社の委託研究として実施されたものであり、ここに山崎智之博士をはじめとする関係各位に深く感謝申し上げます。

本研究に携わる機会と多大なる御援助、温かい激励を賜りました株式会社巴コーポレーション 深沢隆博士をはじめとする経営陣の方々に深く感謝申し上げます。また、配属当初から今日に至るまで貴重な御助言と十分な環境を賜りました研究室の先輩でもあります同社 石田交広博士に深く感謝申し上げます。

実験には名古屋工業大学佐藤研究室諸氏ならびに愛知工業大学薩川研究室諸氏に多大な御協力をいただきました。また、理論式構築にあたり名古屋工業大学佐藤研究室卒業生 小谷貴大氏に多大な御協力をいただきました。ここに深く感謝申し上げます。

本研究を進めるにあたり仕事上での御支援、御配慮を戴きました那花謙二博士、皆川浩一博士、海老名翔氏、中村毅氏、村山直大氏をはじめとする株式会社巴コーポレーションの方々に深く感謝申し上げます。

最後に、本論文作成を応援してくれました家族の皆に深く感謝します。

2024年1月  
高木 峻一