

論文 / 著書情報  
Article / Book Information

題目(和文)	既存送電用山形鋼鉄塔の耐震診断および補強に関する研究
Title(English)	A Study on Seismic Damage Evaluation and Retrofit of Existing Steel Tower for Power Transmission composed of Angle sections
著者(和文)	中村毅
Author(English)	Takeshi Nakamura
出典(和文)	学位:博士(工学), 学位授与機関:東京工業大学, 報告番号:甲第12885号, 授与年月日:2024年9月20日, 学位の種別:課程博士, 審査員:竹内 徹,坂田 弘安,堀田 久人,田村 修次,吉敷 祥一
Citation(English)	Degree:Doctor (Engineering), Conferring organization: Tokyo Institute of Technology, Report number:甲第12885号, Conferred date:2024/9/20, Degree Type:Course doctor, Examiner:,,,,,
学位種別(和文)	博士論文
Type(English)	Doctoral Thesis

既存送電用山形鋼鉄塔の耐震診断および補強  
に関する研究

A Study on Seismic Damage Evaluation and Retrofit of  
Existing Steel Tower for Power Transmission composed of Angle sections

令和6年度 博士論文

東京工業大学 環境社会理工学院 建築学系 建築学コース  
竹内 徹 研究室

中村 毅



## 謝辞

本論文は、2021年10月から2024年9月までの3年間東京工業大学博士後期課程に所属して、以下の方々のお力添えにより学位論文として取り纏めることができたものになります。

東京工業大学教授・博士（工学）・竹内徹先生には終始懇切丁寧なご指導を賜りましたことを深く御礼申し上げます。竹内先生には、学部から修士課程までの3年間、再び大学に戻った博士課程の3年間、計6年間お世話になりました。建築学会長との兼務でお忙しい中でもお時間を割いて研究内容を深くご指導いただくとともに、企業で勤められたご経験を踏まえたビジネスマンとしての立ち振る舞いも示唆いただきました。心より感謝申し上げます。

東京工業大学助教・博士（工学）・寺澤友貴先生には、研究の方針相談から纏めまで終始懇切丁寧なご指導を賜り、充実した学位論文を纏めることができたと考えています。寺澤先生には、長年の間公私にわたり大変お世話になっています。鋼構造全般、振動理論、数値解析に深く精通し、研究活動に貪欲な姿勢は他に類を見ません。今後の大活躍を祈念しております。

本論文を審査していただいた東京工業大学教授・坂田弘安先生、堀田久人先生、田村修次先生、吉敷祥一先生には貴重なご指摘を賜りましたことを深く感謝申し上げます。

北海道大学准教授・松井良太先生、東京工業大学名誉教授・小河利行先生、日本工業大学准教授・箕輪健一先生には、東京工業大学の学部4年から修士2年までの3年間のゼミ活動を通して研究活動の礎を築いていただいたことを深く御礼申し上げます。

本研究を行う機会と、様々な形でのご支援をいただきました株式会社巴コーポレーション代表取締役社長・深沢隆博士と経営陣の方々に深く御礼申し上げます。また、同社・岡本哲美博士、石田交広博士、田沼良一博士、那花謙二博士、皆川浩一博士、高木峻一博士以下技術陣の方々よりご助言、ご支援をいただきましたことを深く御礼申し上げます。特に、井川直大氏には5.2.4項の施工作业において、村山直大氏には3.6.2項の解析作業において、多大なご支援とご協力をいただきましたことを深く御礼申し上げます。

本論文の第3章で取り上げた山形鋼支柱材のフラットバー付加補強に関する研究は、東京電力パワーグリッド株式会社の受託研究として実施させていただいた内容の一部を含みます。研究の取り纏めに際しては、同社・山崎智之博士、村上慧斗氏、田中恵悟氏をはじめとする関係者の皆様にご助言、ご支援をいただきましたことを深く御礼申し上げます。

最後に、日頃より支えてくれた家族、とりわけ妻・朱里に心より感謝いたします。

2024年9月

中村 毅



# 既存送電用山形鋼鉄塔の耐震診断と補強に関する研究

## 要旨

本論文は「既存送電用山形鋼鉄塔の耐震診断および補強に関する研究」と題し、近年地震力などの想定荷重増加に伴う補強対策はもとより、近い将来耐用年数を超え建替対応が急がれている送電用山形鋼鉄塔を対象に、膨大な基数がある同鉄塔の対策優先順位付けの一指標となりえる、極大地震に対する耐震性能に着目したスクリーニング手法の構築を目的に、それに資する耐震診断および補強に関する各手法について論じたものである。本論文は以下の6章で構成され、各検討は鉄塔を構成する「部材」「接合部」「架構」に関する検討、もしくは「既存構造の性能評価」「既存構造の補強」に関する検討に体系付けられる。各章の概要は以下に示す通りである。

第1章「序論」では、本研究の背景、送電用鉄塔の法的位置づけや設計条件、実務設計現場の解析環境などの特異性を具体的に述べ、トラス鉄塔の耐震性能や送電用山形鋼鉄塔の特殊な構造形式に関連する既往研究を整理し、その問題点等を指摘した上で、本研究の目的や論文構成を示している。

第2章「重ね継手を有する山形鋼支柱材の非弾性曲げ座屈耐力」では、鉄塔架構の維持に不可欠な既存支柱材を対象に、重ね継手を有する山形鋼部材の非弾性域における曲げ座屈耐力を、送電用鉄塔部材の現行設計式 JEC-b カーブの基となっている Ježek の理論を踏襲した座屈耐力の評価式を構築し、その適用性を既往の実験値との比較で検証している。その結果、JEC-b カーブでは危険側評価になる恐れがある場合でも、偏心量を直接パラメータとして含んだ提案評価式では、重ね継手に伴う座屈耐力の低下傾向を JEC-b カーブと比べてより適切に評価できることを示している。また、提案評価式の実務適用を鑑み、同式をより簡易な代数式で表現した簡易設計式の一案も示している。

第3章「フラットバー付加補強した山形鋼支柱材の座屈耐力」では、送電用鉄塔の実態に即した山形鋼支柱材の座屈耐力向上を目的とした補強の一工法として、フラットバーを付加した補強法の確立を目的に座屈実験を実施し、山形鋼とフラットバーのつづりボルトピッチや両者の間隙幅が特に補強効果に影響を与える因子であること、補強後部材の座屈性状として山形鋼とフラットバーが一体となって全体座屈を生じる場合とフラットバー個材がつづりボルト間で座屈変形進展後に最大耐力を発現する場合の2種類の座屈モードが生じることを明らかにしている。また実験結果を踏まえて、上記因子を網羅的に考慮する補強後の座屈耐

力評価法を提案し、その適用性を実験値および解析値との比較で検証し、実務設計現場での補強設計方針を整理している。

第4章「腹材の座屈を考慮した鉄塔架構の耐震診断手法」では、被災後の腹材補修によっても対応可能な鉄塔の選別および鉄塔どうしの極大地震に対する耐震余裕度を同一尺度で相対比較し、各種対策優先順位付けのための一指標とすることを目的としたスクリーニングフローの一案、およびその核となる鉄塔架構の耐震診断指標を提案している。また、同指標に用いる腹材座屈後の非線形応答は、仮想仕事法による弾性応答計算値からエネルギー一定則を援用することで評価可能であることを、膨大な基数が実存する30～40mのモデル鉄塔を例に示している。さらに、腹材座屈が先行するモデル鉄塔を例に、鉄塔架構の腹材初期座屈変位や主柱材座屈までの安全限界変位を、電圧規模や鉄塔型に応じ根開き比をパラメータとして近似できる傾向を示し、高度な数値解析環境が整備されていない送変電構造物の実務設計現場においても、特別な知識を必要とせずに簡易かつ機械的な手続きで運用できる算定手法の整備方針を示すとともに、同手法によれば詳細な非線形動的応答解析値を安全側で捕捉可能であることを示している。

第5章「鋼板を接着補強した腹材接合部の性能評価」では、第4章で提案した耐震診断手法の適用に際して求められる腹材の変形性能を改善するため、送電用鉄塔に対しても適用できる接合部補強の確立を目指し、山形鋼平板部に鋼板を接着補強した補強法を対象に、接合部を模擬した載荷実験および有限要素法解析を行い、その特性を分析している。その結果、補強材が接着補強されることで、引張偏心の緩和および補強材への支圧応力分散により、第一ボルトの山形鋼断面ボルト孔縁の破壊耐力を向上でき、接着範囲を除いた軸部の塑性変形性能向上が期待できることを明らかにしている。また、接着面の全面剥離は、補強材先端部の接着応力集中箇所に起因することを示し、本形式のさらなる改善方法としては、補強材を長くする方法ではその効果は乏しい一方、補強材先端部をテーパ形状とする方法は有効であることを明らかにしている。

第6章「結論」では、各章で得られた成果を総括し、本論で提案する極大地震に対するスクリーニングフローの一案を改めて解説している。本案を構成する各手法は、既存の設計方針を可能な限り踏襲し、かつそれぞれが特別な知識を必要とせずに簡易かつ機械的な手続きで計算できる手法となっていることから、弾塑性立体応力解析の実施が困難でクレモナ設計が一般的な送電用鉄塔を軸力主体のトラス構造として扱っている送変電構造物の実務設計現場において十分運用可能な内容・構成となっており、送電用鉄塔の合理的な保守整備実施の一助になると考えられる。

A Study on Seismic Damage Evaluation and Retrofit of  
Existing Steel Tower for Power Transmission composed of Angle sections

ABSTRACT

It is necessary to screen the structural safety of existing angle steel lattice towers for power transmission reasonably and easily from various points of view and prioritize various measures, and the construction of screening methods focusing on seismic performance is required as one of the indicators. This research aims to establish a screening method of towers focusing on seismic performance against extreme earthquakes, and it is proposed that simple seismic damage evaluation and some reinforcement methods contributing to its screening. This thesis consists of the following six chapters.

In Chapter 1 presents the background of this study, previous research and the purpose of this thesis.

In Chapter 2, an evaluation formula for the inelastic overall buckling capacity of main post with lap joint, which are essential for maintaining steel tower structures, is established following Ježek's theory on which the current design formula JEC-b curve is based.

In Chapter 3, the effect of reinforcement adding flat bars on the buckling resistance of main posts is examined by means of member tests. It is shown that there are two types of buckling modes, one is that flat bar and the existing member buckle as a composite cross section, and the other is that the flat bars are buckling in advance. Based on these results, an evaluation method for bearing capacity is proposed and its applicability is verified through comparison with experimental and analytical values.

In Chapter 4, an index for seismic evaluation of steel lattice towers considering the buckling of diagonal braces is proposed, followed by its screening flow which aims to select towers that can be repaired after a severe earthquake and to compare the seismic margin between towers. The index will be the core of the screening focusing on the seismic performance against an extreme earthquake, and it will be used the index for the prioritization of measures.

In Chapter 5, in order to reinforce the connections of angle diagonal braces, retrofit methods attaching the additional steel plates using adhesive bonding are proposed and real size mock-up tests and finite element analysis are carried out. The result is confirmed that the adhesive reinforcement reduces the damage concentration around the existing bolt holes of the angle section and improves the deformation performance of the brace.

In Chapter 6, conclusions of this thesis are summarized.



## 目次

### 第1章 序論

1.1. 研究の背景.....	3
1.2. 送電用鉄塔設計の現状.....	4
1.2.1. 法的規則と民間規定.....	4
1.2.2. 設計クライテリア.....	5
1.2.3. 耐震設計の実情.....	5
1.2.4. 実務で使用される応力解析法.....	7
1.2.5. 構造形式.....	7
1.3. 既往の研究.....	8
1.3.1. トラス鉄塔架構の耐震性能評価に関する研究.....	8
1.3.2. 重ね継手を有する山形鋼支柱材の座屈耐力に関する研究.....	9
1.3.3. 山形鋼支柱材の補強に関する研究.....	11
1.3.4. 山形鋼腹材接合部の補強に関する研究.....	12
1.4. 本研究の目的および論文構成.....	15
1.4.1. 本研究の目的.....	15
1.4.2. 本論文の構成.....	15

### 第2章 重ね継手を有する山形鋼支柱材の非弾性曲げ座屈耐力

2.1. はじめに.....	25
2.2. Ježek の偏心座屈耐力.....	26
2.3. 課題の整理.....	31
2.3.1. JEC-b カーブ.....	31
2.3.2. 山形鋼支柱材の構造偏心の解釈.....	33
2.3.3. 既往の重ね継手を有する部材実験.....	37
2.4. 重ね継手を有する山形鋼部材の非弾性曲げ座屈耐力評価.....	38
2.4.1. 座屈性状の考察.....	38
2.4.2. 評価式の誘導.....	39
2.4.3. 評価式の適用性.....	41
2.5. 重ね継手を有する既存の山形鋼トラス部材の耐力余裕度に関する一考察.....	47

2.5.1. 評価概要.....	48
2.5.2. 評価結果の分析.....	50
2.6. 重ね継手を有する山形鋼支柱材の設計式の提案.....	55
2.6.1. 設計式の提案.....	55
2.6.2. 提案設計式と実験値の比較.....	58
2.6.3. $H/L$ の下限値の試算.....	59
2.6.4. 異サイズ継手を考慮した場合の評価.....	63
2.7. 第2章のまとめ.....	68

### 第3章 フラットバー付加補強した山形鋼支柱材の座屈耐力

3.1. はじめに.....	73
3.2. 実験概要.....	75
3.2.1. 試験体概要.....	75
3.2.2. その他の試験体条件.....	78
3.2.3. 載荷方法と計測計画.....	79
3.3. 実験結果と考察.....	80
3.3.1. 補強効果の傾向分析.....	80
3.3.2. 特徴的な座屈性状.....	84
3.4. 補強後の座屈耐力評価法の構築.....	86
3.4.1. 座屈耐力評価の方針.....	86
3.4.2. 座屈モードIの評価.....	88
3.4.3. 座屈モードIIの評価.....	89
3.5. 提案評価式の適用性.....	93
3.6. 有限要素法解析による追加検証.....	96
3.6.1. 有限要素法解析の概要.....	96
3.6.2. パラメトリックスタディ解析結果.....	98
3.7. 実務での補強設計方針.....	100
3.7.1. 補強効果の特性整理.....	100
3.7.2. その他留意事項.....	102
3.8. 第3章のまとめ.....	103

## 第4章 腹材の座屈を考慮した鉄塔架構の耐震診断手法

4.1. はじめに.....	109
4.2. 提案する鉄塔架構の耐震診断手法の概要.....	111
4.2.1. 鉄塔架構の耐震診断手法の提案.....	111
4.2.2. 想定される送電用鉄塔の耐震性能スクリーニングと提案耐震診断手法の関係性.....	114
4.3. 検討対象とする典型的な送電用山形鋼鉄塔の概要.....	117
4.3.1. 解析モデル概要.....	117
4.3.2. 想定荷重.....	123
4.4. 鉄塔架構の耐震診断指標の定式化.....	124
4.4.1. 仮想仕事法に基づく静的弾性変形の理論解導出と妥当性検証.....	124
4.4.2. 腹材座屈を考慮した静的増分解析結果と統計化.....	129
4.4.3. 耐震診断手法の定式化.....	136
4.5. 時刻歴応答解析による安全限界変位評価値の妥当性検証.....	138
4.5.1. 解析モデル概要.....	138
4.5.2. 安全限界変位評価値の妥当性検証.....	141
4.6. 耐震診断手法の評価結果の一例.....	145
4.7. 第4章のまとめ.....	147

## 第5章 鋼板を接着補強した腹材接合部の性能評価

5.1. はじめに.....	153
5.2. 実験概要.....	155
5.2.1. 補強対象とする接合部.....	155
5.2.2. 試験体概要.....	156
5.2.3. 計測計画と実験方法.....	158
5.2.4. 鋼構造用接着剤の概要.....	159
5.3. 実験結果と考察.....	161
5.3.1. 荷重－変位関係および破壊性状.....	161
5.3.2. 材軸方向の歪分布.....	165
5.3.3. 接着面の剥離状況.....	165
5.4. 接着補強試験体の数値解析的検証.....	167

5.4.1. 有限要素法解析モデルの構築.....	167
5.4.2. 歪分布性状に着目した補強効果の分析.....	173
5.4.3. 塑性変形性能の評価.....	177
5.4.4. 接着層の応力分布.....	179
5.5. 補強効果向上手段の解析的検討.....	182
5.5.1. 補強長を長くした場合の効果.....	182
5.5.2. 補強材先端部をテーパ形状とした場合の効果.....	185
5.6. 第5章のまとめ.....	188
第6章 結論 .....	191
発表論文等一覧 .....	199

# 第 1 章

## 序論



## 1.1. 研究の背景

塔状トラス構造物は風荷重が支配的であるとされ、地震荷重に対する検討は省略される場合がある。しかしながら、近年の大地震に対する社会的関心の高まりや耐震性能の明確化の気運が高まる中で、想定入力地震動は増大傾向にあり、既存構造物が保有する耐震性能の余裕度を把握することが求められている<sup>1.1)</sup>。

電気事業法に属する送変電構造物である送電用鉄塔も極大地震に対する耐震性能を把握することが求められているトラス構造物のひとつである<sup>1.2),1.3)</sup>。図 1.1.1 に典型的な送電用鉄塔を示す。送電用鉄塔は全国に約 25 万基存在しており、近年では地震力などの想定荷重増加に伴い強度不足となる鉄塔の補強対策はもとより、近い将来耐用年数（溶融亜鉛めっき被膜の耐用期間から想定され、立地環境に応じて差異もあるが概ね 50 年程度）を超える鉄塔の建替対応が急がれている。しかしながら、膨大な基数の既存鉄塔全てを対象に直ちに改修や建替等を実施することは現実的に困難であるため、様々な観点から合理的かつ簡便に既存鉄塔の構造安全性をスクリーニングした上で、各種対応への優先順位付けをする必要がある。

そのような背景を踏まえて、送電用鉄塔特有の構造形式・設計方法に着目して、既存鉄塔の構造安全性を再評価し、特に極大地震に対する耐震性能に着目したスクリーニングができれば、各種優先順位付けの一指標として有益であると考えられる。加えて、そのスクリーニング過程で強度不足と判定された鉄塔に対して適用可能な構造的・経済的に合理的な各種補強工法を確立することは重要である。



図 1.1.1 送電用山形鋼鉄塔<sup>1.4)</sup>

## 1.2. 送電用鉄塔設計の現状

塔状トラス構造物には主に通信鉄塔、煙突支持鉄塔、送電用鉄塔などがあり、それらの法的な管轄が国土交通省と経済産業省に分かれている。具体的には、通信鉄塔や煙突支持鉄塔は国土交通省管轄となり建築基準法が適用される一方で、送電用鉄塔は経済産業省管轄であり電気事業法が適用される。以降、本節では日本国内の送電用鉄塔設計の特徴などを、建築基準法との比較を交えつつ、本論文に関連する事項に言及しながら整理する。

### 1.2.1. 法的規則と民間規定

図 1.2.1 に塔状構造物に関する法規・指針等の相関図を示す。送電用鉄塔は経済産業省が管轄するトラス工作物であり、構造設計の法的規則としては電気事業法が適用される。そして、同法 39 条に基づく電気設備に関する技術基準を定める省令（以降、電技）<sup>1.5)</sup>において、送電用鉄塔の具体的な設計クライテリア等は示されている。また、民間規程として電気学会が発刊する送電用鉄塔設計標準（以降、JEC）<sup>1.6)~1.9)</sup>が推奨されていて、JEC の一部内容は電技に直接引用されている部分がある。送電用鉄塔の設計は電技を順守しつつ、電力各社の判断で民間規程の JEC も参照しながら実施されている。

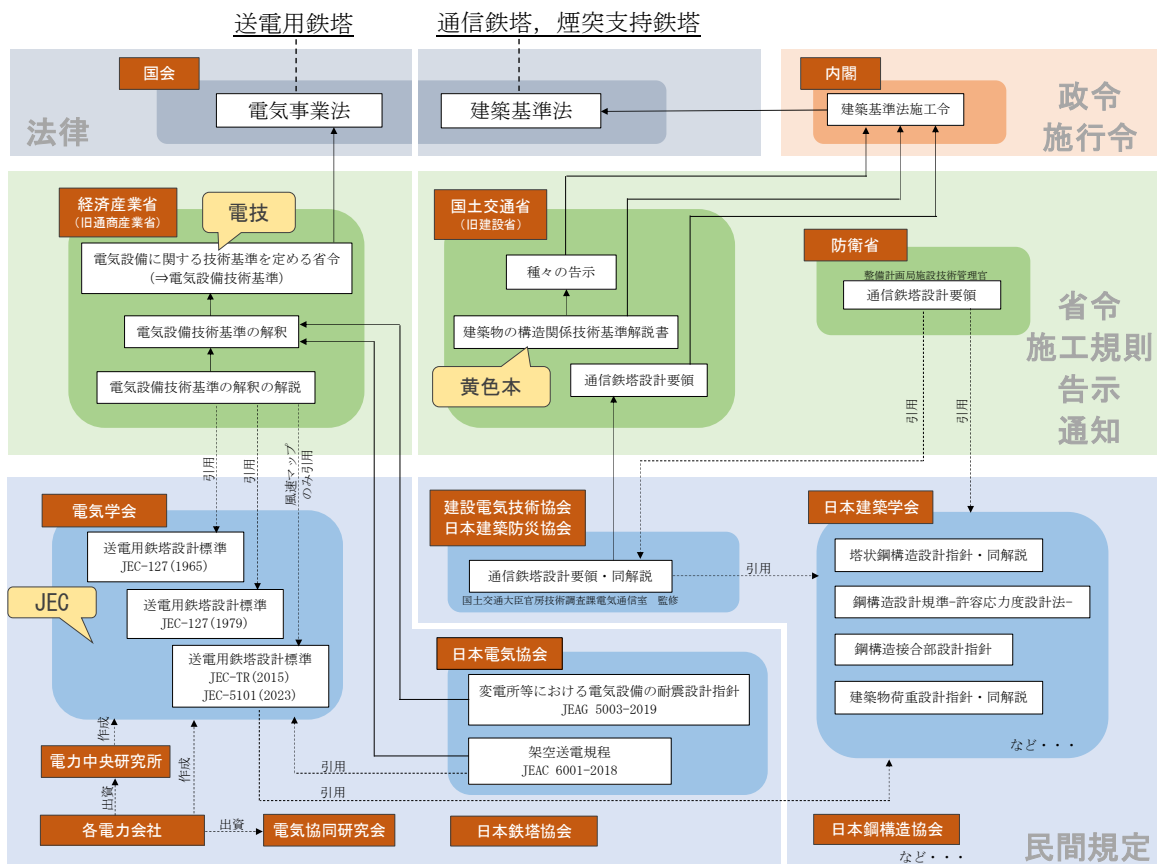


図 1.2.1 塔状トラス構造物に関する法規・指針等の相関図

### 1.2.2. 設計クライテリア

送電用鉄塔の設計クライテリアは、電技 32 条電気支持物の倒壊の防止において、「架空電線路…中略…は、その支持物が支持する電線等による引張荷重、風速四十メートル毎秒の風圧荷重及び当該設置場所において通常想定される気象の変化、振動、衝撃その他の外部環境の影響を考慮し、倒壊のおそれがないよう、安全なものでなければならない。」と定められていて、同解釈<sup>1.10)</sup>では各材料・構造の許容耐力等も規定されている。上記を根拠として、送電用鉄塔においてはトラス構造を構成する個材に対する許容応力度設計（弾性設計）が実施されている。設計時に考慮する水平外力は風圧荷重（再現期間 50 年相当）のみで、地震力に対する検討は実施されないことが一般的である。なお、2020 年の電技改正にて、風圧荷重は全国一律で設定されていた基準風速を見直し、JEC で整備されていた地域別風速が法的規則として適用されることとなった。特筆すべき点は、上記関連条文等において、建築基準法第八十二条の二の層間変形角 1/200 以下の変形制限といった、構造物の具体的な変形量の制限値は規定されていない点である。送電用鉄塔は一般の建築物のように構造体を覆う仕上げ材などが無いためであると推察され、JEC でも具体的な変形制限値は規定されていない。

### 1.2.3. 耐震設計の実情

建築基準法や同法の解説書（通称：黄色本）<sup>1.11)</sup>には耐震設計に関して、一定規模以上での時刻歴応答解析の実施義務、保有水平耐力計算ではせん断力法に基づく具体的な地震荷重算出方法が示されている。一方、電気事業法関連の法的規則には耐震設計の実施および具体的な計算方法は現状では規定されていない。送電用鉄塔の設計外力としては電技で直接言及されている風圧荷重のみであり、基本的に耐震設計は実施されない。これは、例えば海外ではノースリッジ地震（1994 年米国）<sup>1.12)</sup>やウェンチュアン地震（2008 年中国）<sup>1.13)</sup>、ハイチ地震（2010 年ハイチ）<sup>1.14)</sup>等で、図 1.2.2 に示すような鉄塔架構の直接的な倒壊被害が報告されたのに対し、日本国内ではこれまで発生した数ある地震で一部の部材変形<sup>1.15)</sup>もしくは地盤の隆起、陥没、地割れなど地盤変状に伴う傾斜や津波による二次被害的倒壊はあるものの、地震動による鉄塔架構の直接的な倒壊被害は報告されていないとする経験<sup>1.3)</sup>から、従来の風圧荷重に対して設計されていれば地震荷重に対して十分な安全性が確保できると評価されてきたためでもある。しかしながら、近年では想定入力地震動の増大および耐震性能の明確化を求める気運が高まり、既存鉄塔の構造余裕度把握も求められている<sup>1.3)</sup>。そのような社会的背景を踏まえ、実務現場での耐震設計実施に向けて、電気学会は 2015 年に JEC-TR-2015<sup>1.8)</sup>で初めて送電用鉄塔の地震荷重の算定は等価静的荷重を基本とし、送電用鉄塔専用の等価静的地震

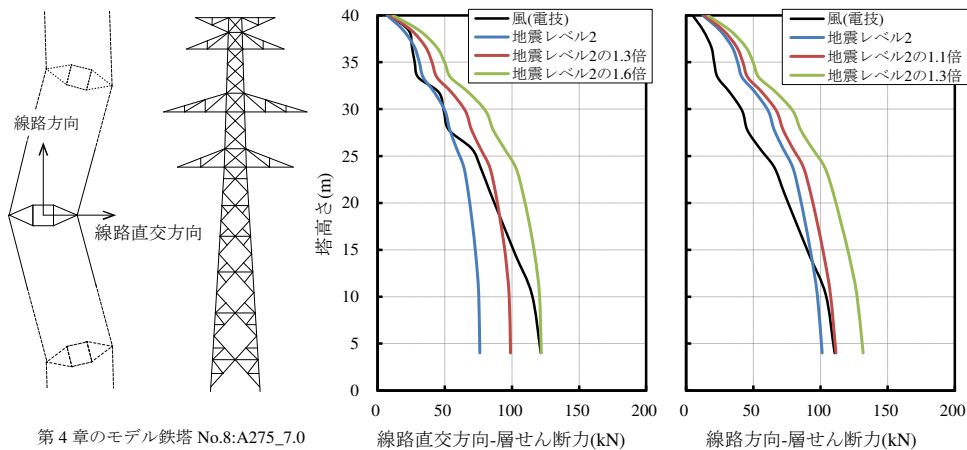
荷重の算出式を提示した。その後、電気協同研究会は文献 1.3)にて、JEC-TR-2015 での提案手法を改良し、評価確度を向上させた等価静的地震荷重の提案に至っている。このように、現状送電用鉄塔の耐震設計は未だに一般的に実施されていないものの、耐震性能評価に向け送電用鉄塔の設計用地震荷重の整備は精力的に進められている。



(a) ウェンチュアン地震 (2008 年中国) <sup>1.13)</sup> (b) ハイチ地震 (2010 年ハイチ) <sup>1.14)</sup>

図 1.2.2 地震動による鉄塔架構の倒壊事例

具体的に従来の電技に基づく風圧荷重と比較して、本研究で想定する極大地震の荷重レベルの目安を確認することを目的に、図 1.2.3 に設計用等価静的荷重の層せん断力分布を比較した一例を示す。地震荷重は建設省告示 1461 号に示される加速度応答スペクトルで定義されるレベル 2 地震動 (4.3.2 項で後述する設計用等価静的地震荷重式において、入力加速度応答スペクトル ( $h=5\%$ ) の最大値  $a_m=750 \text{ gal}$  に対応 <sup>1.3)</sup>) を基準に、それに倍率を乗じた結果を示す。入力方向に応じて傾向はやや異なるが、例えば線路直交方向入力ではレベル 2 地震動の 1.3 倍と風圧荷重が拮抗し、線路方向入力ではレベル 2 地震動の 1.1 倍以上でベースシアが風圧荷重を上回るといった様相がみられ、再現期間の適用できない近年その発生が危惧される



第 4 章のモデル鉄塔 No.8:A275\_7.0

図 1.2.3 従来の設計用風圧荷重と想定する極大地震荷重レベルの比較例

南海トラフ巨大地震等では、従来の風圧荷重に対して設計してあれば地震荷重に対しても十分安全であるとは必ずしも言い切ることはできないと考えられる。

#### 1.2.4. 実務で使用される応力解析法

建築基準法上の通信鉄塔では立体応力解析を基本としている<sup>1.16)</sup>一方で、送電用鉄塔の実務設計では数値解析環境が普及する今日でも、クレモナ解法に基づく応力算出法が一般的で、同法をプログラム化した計算ツールが使用されている<sup>1.17)</sup>。これは、電技にも引用されているJEC-127-1979 中の上部構造の応力算定の解説にて、軸力が主体的なトラス鉄塔の節点はピン節点とみなせること、通常の四角鉄塔は平面解析により応力を算定してもよいことといった記載を根拠として設計の簡便化を図っているものである。よって、送変電構造物の実務設計現場では、弾塑性応答解析はおろか立体応力解析を実施することも容易ではない実状がある。

なお、本論では、このような状況下の実務設計現場での研究成果の運用を主眼とし、既存の設計方針を可能な限り踏襲した上での評価とすること、かつ鉄塔を軸力主体のトラス構造として扱うこととし、各検討では可能な限り簡便な計算方法とすることに重点を置いている。

#### 1.2.5. 構造形式

塔状トラス構造物は、図 1.2.4 に示すようにはパネルが積層した構造となっており、主に支柱材と腹材が応力材としての役割を有する。山形鋼部材で構成された送電用鉄塔の接合方式の特徴としては、ガセットプレート (G.PL) を要せず部材同士が直付けされた接合で、偏心接合が多用されていることである。また、一般的な建築物とは異なり高力ボルト摩擦接合は使用されず、張力管理をして普通ボルト支圧接合が使用されている。その接合部耐力に関してはいわゆる保有耐力接合<sup>1.11)</sup>の条件も要求されず、それが満足されていない場合が多い。

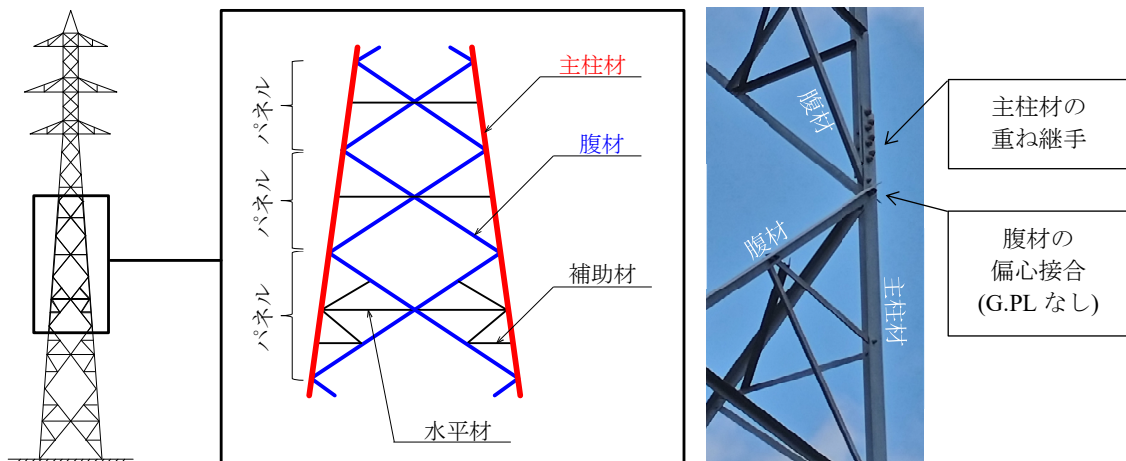


図 1.2.4 送電用山形鋼鉄塔の構成形式<sup>1.18)</sup>

### 1.3. 既往の研究

本節では、塔状トラス構造物の耐震性能に関する既往研究や、山形鋼部材で構成されたトラス鉄塔（以降、送電用山形鋼鉄塔）に関連する既往研究など、本論文に関連する既往研究を未だに明らかでない事項に言及しながら整理する。

#### 1.3.1. トラス鉄塔架構の耐震性能評価に関する研究

塔状トラス構造物は図 1.2.4 に示したようにパネルが積層した構造となっていて、通常の構造設計では個材の応力度比評価により全部材を弾性範囲に収めることでしか架構状態の是非を判定しておらず、部材の塑性化を考慮した耐震性能評価は実施されない。一方で、既往の鉄塔の地震被害<sup>1.15),1.19)</sup>において複数の腹材の座屈や鋼管母材部が破断を生じたものの架構が倒壊することはなかったことを踏まえれば、被災後の維持継続を念頭に、鉄塔を倒壊させないことを担保する手段として、全部材を弾性範囲に収めることの他に、架構の変形性能に着目した評価が模索可能と考えられる。そのような観点を鑑み、近年の想定入力地震動の増大を踏まえて、既存鉄塔の保有耐震性を合理的にスクリーニングするとなれば、鉄塔架構の部材損傷を考慮した変形性状の把握およびその耐震診断手法の構築が必要になる。



図 1.3.1 腹材が座屈・破断したトラス鉄塔の被害例（2007年新潟県中越沖地震<sup>1.15),1.19)</sup>）

トラス鉄塔の耐震性能に関しては、以前より縮小モデルを用いた実験が行われ最大耐力や座屈後挙動に関する研究がなされ、座屈後挙動を解析にて表現する試みが行われてきた。鈴木、深沢ら<sup>1.20)-1.22)</sup>はシングルワーレンおよびダブルワーレン架構からなる鋼管トラス鉄塔を対象に単調水平加力実験を実施し、その最大耐力を非線形解析により精度よく表現できることを報告している。また、ボルト接合による山形鋼立体トラス架構の終局に至るまでの力学的性状を把握するために、1/2.5の縮小モデルを用いて正負交番繰返し载荷実験を実施し、そ

の履歴性状および変形性能について確認している。また、文献 1.23)では、送電用鉄塔を対象にした腹材が先行座屈する場合のトラス骨組の挙動を実験的に検証し、応力再配分による骨組の座屈耐力上昇現象を確認している。五十嵐、井上ら<sup>1.24)-1.26)</sup>は鋼管トラス鉄塔の一部を対象に、水平材の有無および加力方向をパラメータとし単調載荷および繰返し載荷実験を実施し、水平材を配置することで最大耐力が若干増加することや斜材座屈後の耐力低下を抑制することを報告している。

近年では、部材の座屈や破断を考慮したトラス鉄塔の耐震性能評価を目的に、高度な非線形解析手法の構築も試みられている。竹内、松井ら<sup>1.28),1.29)</sup>は時刻歴応答解析に組み込むことが可能な円形鋼管部材の部材破断アルゴリズムを構築し、円形鋼管部材で構成された通信鉄塔や鉄塔支持型煙突の非線形倒壊挙動の分析を行っている。同検討では、部材破断を考慮した時刻歴応答解析により、図 1.3.1 に示した 2007 年中越沖地震において部材破断を生じた避雷鉄塔被害の再現解析を行い、その手法の有効性を確認している。また、Hua-Dong Zheng ら<sup>1.13),1.27)</sup>は部材座屈を考慮した解析手法構築を進め、2008 年のウェンチュアン地震での送電用鉄塔の倒壊被害を解析的に再現できることを確認している。一方、文献 1.30)では、建屋上の通信鉄塔に対して詳細な非線形解析を行い、腹材が先行破断に至った場合においても支柱材が健全であればトラス鉄塔は容易に崩壊に至らないことを報告しており、既存鉄塔の合理的な構造スクリーニング実施に向けた知見収集が進められている。しかしながら、部材の損傷を考慮した鉄塔架構の耐震診断手法は未だ確立されているとはいえ、特に山形鋼部材で構成された送電用鉄塔架構の腹材座屈に伴う非線形挙動を考慮した耐震診断手法構築を試みた研究はこれまで実施されていない。

### 1.3.2. 重ね継手を有する山形鋼支柱材の座屈耐力に関する研究

先述した地震被害では支柱材が損傷していなければ鉄塔架構が倒壊することはなかった<sup>1.15),1.19)</sup>こと、2019 年の台風 15 号による倒壊被害が山形鋼支柱材の座屈に起因するものであった<sup>1.31)</sup>ことなどを踏まえれば、軸力主体の塔状トラス構造において、鉛直力を支持する支柱材が所定の座屈耐力を確保できているかを照査することは最重要であると考えられる。

送電用山形鋼鉄塔の支柱材に着目すると、図 1.3.2 に示すような重ね継手を使用されており、同部材の座屈耐力は、重ね継手の偏心に伴う付加曲げモーメントを適切に考慮する必要があるとえる。一方で、先述した通り、送電用鉄塔は電気学会が制定した送電用支持物設計標準 (JEC)<sup>1.6)~1.8)</sup>も参照され設計されているが、同標準では偏心の大きさに応じて、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。山形鋼部材の内、主柱材は(b)偏心の比較的小さい構造材に分類されている。しかしながら、同設計式(以降、JECカーブ)では設計する部材の偏心量をパラメータとして直接反映しておらず、JECカーブの不安定性を示唆する研究結果がいくつか報告されている<sup>1.32)-1.36)</sup>。

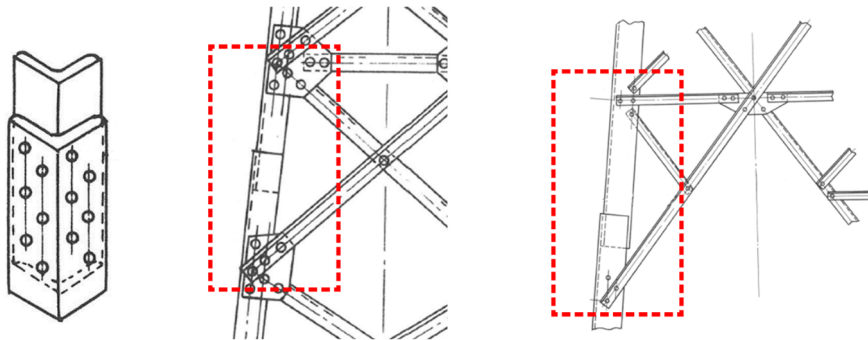


図 1.3.2 山形鋼主柱材の重ね継手

重ね継手を有する山形鋼主柱材の座屈耐力に関して、本郷、深沢ら<sup>1.32)</sup>は、L-150×150×10 および L-150×150×15 を対象とし、重ね継手や突合せ継手を有する部材の圧縮実験を行っている。その結果、重ね継手や突合せ継手を有する山形鋼は、荷重心と重心の距離を偏心量とした曲げ座屈耐力を算定すれば、実験結果と比較的良好な対応を示すことを確認している。小野らの研究では、文献 1.33)~1.36)において、L-150×150×15 および L-130×130×12 を対象とし、同サイズや異サイズの山形鋼が継がれた山形鋼部材を対象に、細長比や継手位置をパラメータとした部材圧縮実験を実施している。同実験では継手位置が中央の場合と比べ、1:3 の場合には偏心量が大きくなるために、座屈耐力が低下することが報告されている。また、同文献では、JEC-b カーブでは座屈耐力を安全側に評価できない場合があることを指摘しつつ、軸力と曲げの相関関係から、有効断面積に応じて耐力を低減させる係数や異サイズが継がれた場合を考慮する係数を導入した評価式を提案している。同評価式は、部材の元たわみを適切に考慮すれば実験値を安全側に評価できることが示されている。また、文献 1.37)では、偏心に伴う耐力低下および異サイズが継がれることによる耐力を補正する係数を数値解析的に求め、等価な細長比を評価する近似式を提案することによって、重ね継手偏心を考慮した弾性曲げ座屈耐力の設計式を構築している。

送電用山形鋼鉄塔の主柱材は細長比が 40~60 程度が多く、その許容圧縮耐力として非弾性域の座屈耐力を評価することになる。重ね継手を有する山形鋼部材の非弾性曲げ座屈耐力の検討は、JECカーブの脆弱性を指摘している文献 1.36)の M-N 相関関係を準用した手法がある。しかしながら、JECカーブは Ježek の偏心圧縮耐力の近似解を参考に定めた設計式であ

り、これまで Ježek の理論を踏襲する形で重ね継手を有する部材の非弾性曲げ座屈耐力評価を試みた例は見当たらない。また、文献 1.38)では既存送電用トラス鉄塔に対して、長期的な建替計画を策定する際の優先順位付けの指標作成を目的に、旧基準類で設計された既存部材の信頼性評価を試みているものの、部材強度に関して現行設計式は偏心量をパラメータとして直接反映しておらず、重ね継手による耐力低下の影響は分析されていない。

### 1.3.3. 山形鋼支柱材の補強に関する研究

送電用鉄塔において、設計時には見込んでいない過大な入力荷重に対して、強度不足と判定された腹材に関しては、部材取換え改修が実施されることが一般的であるが、鉛直力を支持する支柱材は部材取換えに特殊な施工法を要し、その改修は容易ではない<sup>1.39)</sup>。一方で、鉄塔建替えをしようとしても、通電停止や用地確保の問題など様々な課題があり、大幅なコストと膨大な時間を要するため、鉄塔建替えは現実的に実施することが困難な場合が多い。

耐震対策として腹材に制振デバイスを組み込み制振化する方法<sup>1.30)</sup>なども考えられるが、制振デバイスは高額なため膨大な基数がある送電用鉄塔への適用は汎用性・実現性が低い。よって、補強等が広範なパネルに渡った場合には、重量や剛性増加に伴う振動特性の変化の影響を留意する必要があるものの、補強材等の追加材を付加することで部材耐力を向上させる方法が現実的な対策と考えられる。また、送電用鉄塔は、山岳部や住宅街に建造されていることが多く、大掛かりな養生が必要な火気を使用する溶接工事が嫌厭されるなど、そういった制約も踏まえつつ、既設の鉄塔を可能な限りを生かした、経済的・構造的に合理的な支柱材耐力の補強法の確立は重要である。

山形鋼部材の補強に関する既往研究として、高塚ら<sup>1.40)</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実験を行い、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確認している。新井、福岡らは文献 1.41)~1.43)で十字補強および重ね補強工法について座屈実験を実施し、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 40 の試験体で補強前よりも座屈耐力が低下する結果を確認している。小野、石田ら<sup>1.44),1.45)</sup>は十字補強、繊維補強および挟み補強を施した座屈実験を実施し、曲げ剛性付加による補強効果を報告している。小松ら<sup>1.46)</sup>や Gang ら<sup>1.47)</sup>などは組立補剛材で挟み込む補強工法について座屈実験や数値解析を実施し、弾性座屈領域の部材長の長い場合には一定の補強効果があることを示している。

一方で、上述した既往研究は理想的な補強状態で検討を行っており、実鉄塔では重ね継手の存在や付属材・腹材等が支柱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。それに対して、文献 1.48)~1.50)では、送電用鉄塔の山形鋼支柱材の補強工法の一つとして、前項で述べた重ね継手偏心の弱点部をピンポイントで補強することを目的とした、重ね継手間に同サイズの山形鋼を付加させる工法（以降、突合せ補強）が検討されている。同補強は、無補強部で局部的な損傷が生じなければ、無補強時と比べ 1.2 倍程度以上の座屈耐力を発揮できることが部材実験や数値解析、実規模骨組試験において確認されている。また、それと並行して高木ら<sup>1.51),1.52)</sup>を中心に、同工法の補強効果の定量的評価も試みられており、実基への適用が期待されている。しかしながら、突合せ補強は送電用鉄塔の実態を適切に踏まえた現実的な補強工法とはいえものの、既設山形鋼支柱材の重ね継手が非交互のパネルに対しての補強は想定しておらず適用範囲が限定的で、やや汎用性が低いことが課題として考えられている。したがって、より広範なパネル箇所への適用が可能な汎用性の高い山形鋼支柱材の補強法の確立およびその設計法の整備が必要であると考えられる。

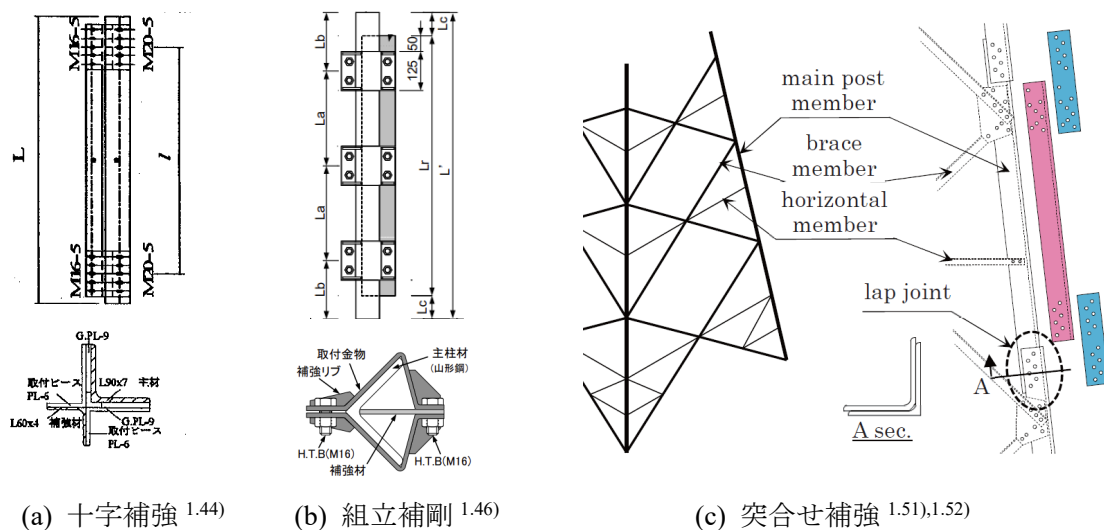


図 1.3.3 山形鋼支柱材の補強に関する既往研究の例

#### 1.3.4. 山形鋼腹材接合部の補強に関する研究

1.3.1 項に関連して、部材の塑性化を考慮した鋼構造物の耐震性能評価に際しては、部材が座屈や引張降伏を経験する過程で塑性変形性能を発揮することを期待するものであり、その接合部は早期破断が防止されていることが前提となる。これは、いわゆる保有耐力接合<sup>1.11)</sup>と呼ばれ、建築基準法の鋼構造物の二次設計に導入されている概念である。一方で、送電用鉄塔は 1.2.1 項の通り電気事業法に属しており、設計時に建築基準法の定める保有耐力接合は要求されないため、極大地震に対して既存鉄塔では腹材軸部の塑性変形が進行する前に、接合部が早期破壊するものも一定数あることが想定され、1.3.1 項で述べた倒壊まで損傷考慮が可

能と考えた腹材に関して、その特異な接合仕様に対して適用可能な接合部の補強法を確立する必要もあると考えられる。

送電用鉄塔の山形鋼腹材の類似構造としては、建築分野の体育館等で多用される偏心接合された等辺山形鋼ブレース接合部が該当する。偏心接合された山形鋼部材の接合部に関しては、ボルト本数やボルト孔寸法に応じて、引張力に対して有効に作用する突出脚が変化し、有効断面積算定時にはそれに伴い断面積の低減を考慮する設計指針<sup>1.53),1.54)</sup>が国内外で整備されていて、近年では五十嵐ら<sup>1.55),1.56)</sup>や吉敷ら<sup>1.57)-1.60)</sup>によってその特性をより精緻に考慮できる簡易な設計式の整備も進められている。また、偏心接合された山形鋼接合部の耐震補強に関する研究は、体育館等での地震被害を受けて活発に行われている。図 1.3.4 のように、藤本、難波ら<sup>1.61)</sup>は、ボルト孔欠損のある断面に鋼板を溶接して貼り付け、有効断面を直接的に増大させることで鋼板の断面積に応じた最大耐力の上昇が期待できることを示している。石井ら<sup>1.62)</sup>は応力方向のボルト本数を増加させ有効断面増加効果を期待する工法として、追加ボルトを山形鋼の裏側に補強材である S.PL を介して G.PL に接続する補強法を提案し、最大耐力および塑性変形性能が保有耐力接合相当に改善できることを実験的に確認している。吉敷らは突出脚への応力伝達促進を目的に、隅肉溶接を付加する方法<sup>1.63)</sup>やボルト接合で並列材を付加する方法<sup>1.64)</sup>によって、無効突出脚長さを低減させ有効断面破断耐力を向上させる補強法を提案し、その設計法を整備している。しかしながら、先述した通り、送電用鉄塔は山岳部や住宅街に建造されていることが多く、大掛かりな養生が必要な火気を使用する溶接工事が嫌厭される点や、1.2.5 項で述べたように部材同士が直付けされた接合形式が多用され、新たな補強材を追加するためのガセットプレートなどのスペースが十分確保できない場合がある点など、既往研究で提案された補強方法は送電用鉄塔に対しては汎用性が低い。

ところで、鋼部材の補修では溶接やボルト接合による補強材付加工法の他にも、橋梁分野では鋼製橋脚の耐震補強や腐食した鋼桁の剛性改善を目的に、母材に熱や孔等の損傷を与えないメリットがある鋼板や FRP を用いた接着補強が近年適用され始めている<sup>1.65),1.66)</sup>。山形鋼ブレース接合部においては CFRP 付加補強が検討されており、松本らは VaRTM 形成接着工法を用いることで接合部破断を防止し、母材軸部の塑性変形性能を改善できることを実証しており<sup>1.67),1.68)</sup>、鋼構造用接着剤を用いた耐震補強の適用可能性が近年注目され始めている。しかしながら、山形鋼腹材を模擬した接合部に鋼板を接着付加した場合の実験的研究やその特性分析は、筆者らの知る限りこれまで実施されてきていない。総じて部材の変形性能向上を目的とした接合部の接着補強における知見は十分蓄積されているとは言い難く、鋼板接着による接合部の耐震補強に関する基礎研究は重要であるといえる。

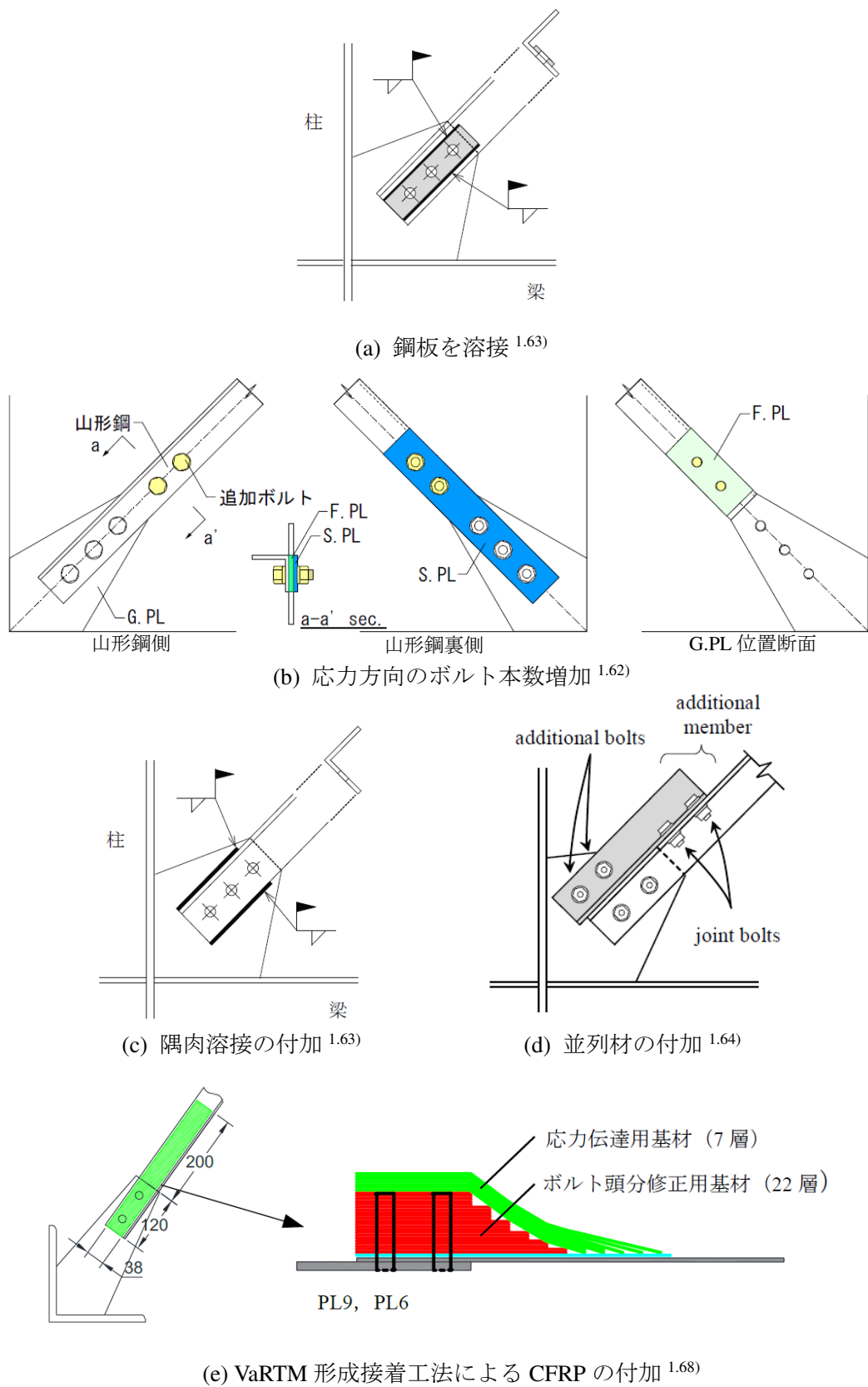


図 1.3.4 山形鋼腹材（ブレース）接合部の補強に関する既往研究の例

## 1.4. 本研究の目的および論文構成

### 1.4.1. 本研究の目的

以上を踏まえ、本研究では、これまで経験してきた地震被害では地震動による直接的な崩壊事例は日本国内の送電用鉄塔では報告されてはいないが、近年地震力などの想定荷重増加に伴う補強対策はもとより、近い将来耐用年数を超え建替対応が急がれている送電用山形鋼鉄塔を対象に、膨大な基数がある同鉄塔の上記の対策優先順位付けの一指標となりえる、極大地震に対する耐震性能に着目したスクリーニング手法の構築を目標に、それに資する耐震診断ならびに補強に関する各手法の提案を目的とする。

本論文では、前節で言及した既往研究を踏まえ、最初に鉄塔架構を維持する上で不可欠な「部材」である支柱材を対象に、送電用鉄塔特有の接合形式を加味した座屈耐力の照査を行い、さらにその補強に関する一工法を提案し、その効果を分析する。その後、極大地震に対する耐震性能に着目したスクリーニングの核となる、鉄塔どうしの耐震余裕度を同一尺度で相対比較し、各種対策優先順位付けのための一指標になりえる腹材の座屈を考慮した鉄塔「架構」の耐震診断手法の構築を試みる。最後に、鉄塔特有の構造形式にも汎用的に適用可能な腹材の変形性能改善に向けた同部材の「接合部」の補強に関する一工法の効果検証を行う。

なお、本論では、1.2.4 項でも先述したように、特に送変電構造物の実務設計現場での研究成果の運用を主眼とし、既存の設計方針を可能な限り踏襲した上での評価とすること、かつ鉄塔を軸力主体のトラス構造として扱うこととし、各検討では可能な限り簡便な計算方法とすることに重点を置く。

### 1.4.2. 本論文の構成

図 1.4.1 に示す通り、本論文は全 6 章から構成され、各検討は鉄塔を構成する「部材」「接合部」「架構」に関する検討、もしくは「既存構造の性能評価」「既存構造の補強」に関する検討に体系付けられる。各章の概要は以下に示す通りである。

第 1 章「序論」では、本研究の背景、既往の研究、本研究の目的を示している。

第 2 章「重ね継手を有する山形鋼支柱材の非弾性曲げ座屈耐力」では、鉄塔架構の維持に不可欠な既存の支柱材を対象に、送電用鉄塔の構造特有の重ね継手を有する山形鋼支柱材の座屈耐力の照査として、現行設計式の基となっている Ježek の理論を踏襲する形で、同部材の非弾性域における曲げ座屈耐力評価を試みる。

第 3 章「フラットバー付加補強した山形鋼支柱材の座屈耐力」では、送電用山形鋼鉄塔の

主柱材の座屈耐力向上を目的とした、フラットバーを付加する補強工法の確立を目指し、部材実験を実施してその補強効果や座屈性状を明らかにし、補強後部材耐力の定量的評価を試み、その適用性を検証する。

第4章「腹材の座屈を考慮した鉄塔架構の耐震診断手法」では、膨大な基数がある送電用山形鋼鉄塔の極大地震に対する耐震性能スクリーニング実施に向け、被災後の腹材補修によって対応可能な鉄塔の選別および鉄塔どうしの耐震余裕度を同一尺度で相対比較し、対策優先順位付けのための一指標とすることを目的とした耐震診断手法の構築を、30~40m級のモデル鉄塔を例として試み、その適用性を検証する。

第5章「鋼板を接着補強した腹材接合部の性能評価」では、送電用鉄塔等の接合仕様に対しても適用可能な山形鋼腹材接合部補強の一工法として、鋼構造用接着剤を用いた山形鋼接合部補強の可能性に着眼し、山形鋼接合部の平板部に鋼板を接着する補強工法に関して、接合部を模擬した試験体の載荷実験および有限要素法解析による詳細な歪分布性状分析を通して、同工法の基礎的な知見収集を図る。

第6章「結論」では、各章で得られた知見を総括する。

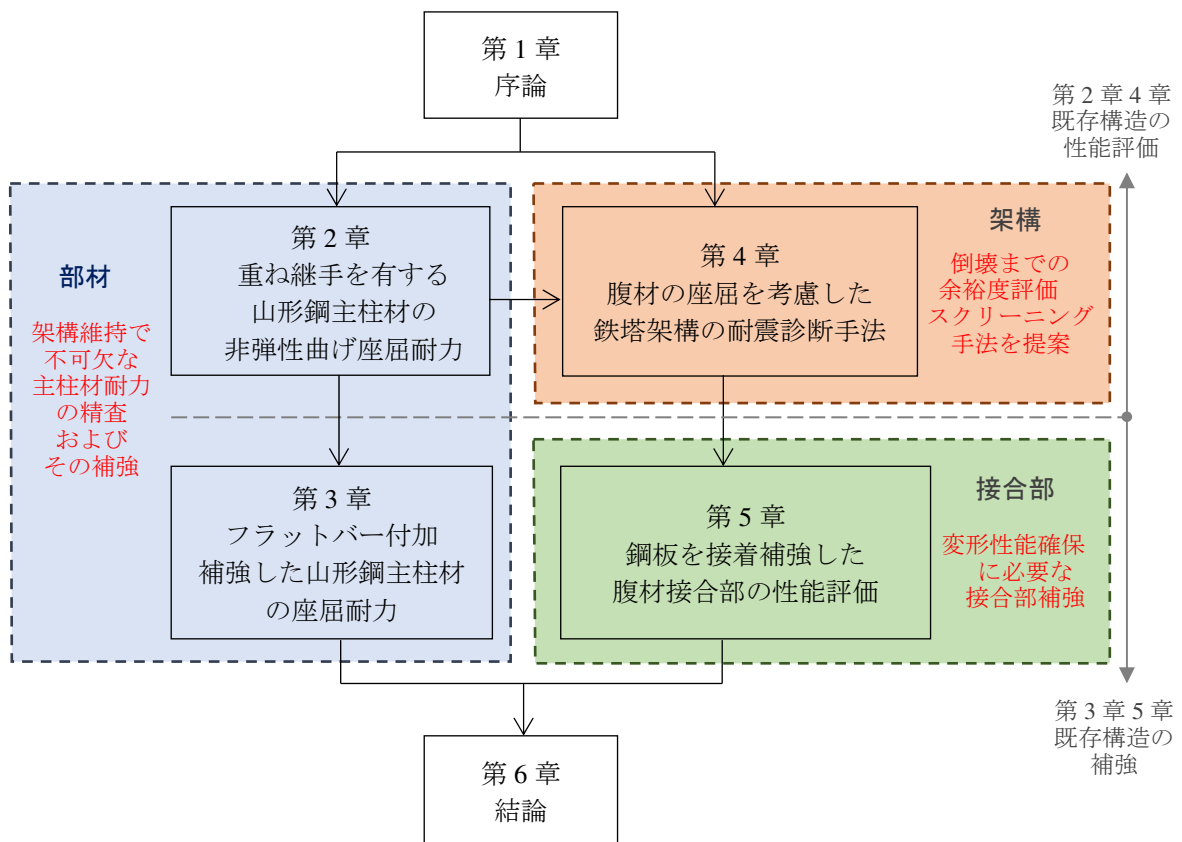


図 1.4.1 本論文の構成

## 【第1章の参考文献】

- 1.1) 内閣府：南海トラフ沿いの地震観測・評価に基づく防災対応検討ワーキンググループと  
りまとめ方向性（案），2016.9
- 1.2) 産業構造審議会保安分科会電力安全小委員会：電気設備地震対策ワーキング報告書，  
2013.3
- 1.3) 電気協同研究会：送電用鉄塔耐震設計とその課題，第73巻，第3号，2018.3
- 1.4) 中村修 所蔵（筆者親族の撮影写真）
- 1.5) 経済産業省：電気設備に関する技術基準を定める省令，2017.3
- 1.6) 電気学会：送電用鉄塔設計標準 JEC-127-1965，1965.2
- 1.7) 電気学会：送電用鉄塔設計標準 JEC-127-1979，1979.11
- 1.8) 電気学会：送電用鉄塔設計標準 JEC-TR-00007-2015，2015.7
- 1.9) 電気学会：送電用鉄塔設計標準 JEC-5101:2022，2023.12
- 1.10) 経済産業省：電気設備の技術基準の解釈，2013.3
- 1.11) 建築行政情報センター，日本建築防災協会：2020年度版建築物の構造関係技術基準解  
説書，2020.9
- 1.12) Electric Power Facilities：1994 Northridge, CA Earthquake, An QE summary Report, 1994.3
- 1.13) Hua-Dong Zheng, Jian Fan, Xiao-Hong Long：Analysis of the seismic collapse of a high-rise  
power transmission tower structure, Journal of Constructional Steel Research, 134, pp.180-193,  
2017.4
- 1.14) Li Tian, Kunjie Rong, Peng Zhang and Yuping Liu：Vibration Control of a Power Transmission  
Tower with Pounding Tuned Mass Damper under Multi-Component Seismic Excitations, Appl.  
Sci.477, pp.1-13, 2017.7
- 1.15) 立崎理久，樊柚岑，山川優樹，河井正，溝江弘樹，室井亮：損傷を受けた送電鉄塔の修  
繕解析による損傷要因に応じた修繕方法と修繕効果の評価，土木学会論文集，Vol.79，  
No.5，pp.1-20，2023.5
- 1.16) 建設電気技術協会：通信鉄塔設計要領・同解説，2003.12
- 1.17) 土田陽一，山崎智之，本郷榮次郎：送電用鉄塔設計における立体応力解析の適用に関す  
る検討，日本鉄塔協会誌，第126号，pp.20-32，2017.7
- 1.18) 日本鉄塔協会：送電用山形鋼鉄塔製作基準，2019.8
- 1.19) 東京電力株式会社：柏崎刈羽原子力発電所における平成19年新潟県中越沖地震時に取  
得された地震観測データの分析に関する補足説明資料（その4）

<https://www.tepco.co.jp/nu/material/files/g08071003.pdf>

- 1.20) 鈴木敏郎, 河村正剛, 山岸啓利, 佐藤亘宏, 竹島幸彦: 送電用鉄塔塔体の耐力, 日本建築学会学術講演梗概集(関東), pp.949-950, 1979. 9
- 1.21) 鈴木敏郎, 望月一郎, 小河利行, 木村信也, 奥田賢持, 富田真一: 形鋼トラス鉄塔架構の繰返し加力実験(その 1)―無線鉄塔の耐震性能評価に関する実験的研究―, 日本建築学会学術講演梗概集, pp.2035-2036, 1982. 10
- 1.22) 鈴木敏郎, 木村栄一, 小河利行, 猪原鉄博, 奥田賢持, 富田真一: 形鋼トラス鉄塔架構の繰返し加力実験(その 2)―無線鉄塔の耐震性能評価に関する実験的研究―, 日本建築学会学術講演梗概集, pp.2037-2038, 1982. 10
- 1.23) 鈴木敏郎, 小河利行, 佐藤亘宏, 深沢隆: 塔状トラス骨組の座屈耐力に関する研究(その 2) 端部がせん断ボルト接合される斜材で座屈する場合, 日本建築学会構造系論文報告集, 第 434 号, pp.125-135, 1992. 4
- 1.24) 五十嵐定義, 脇山広三, 井上一朗, 金檀勲, 松本竹二, 村瀬良秀: 鋼管トラス鉄塔の座屈耐力並びに座屈後挙動に関する実験的研究 その 1 実験方法, 日本建築学会学術講演梗概集, pp.1323-1324, 1983. 9
- 1.25) 五十嵐定義, 脇山広三, 井上一朗, 金檀勲, 松本竹二, 村瀬良秀: 鋼管トラス鉄塔の座屈耐力並びに座屈後挙動に関する実験的研究 その 2 実験結果とその考察, 日本建築学会学術講演梗概集, pp.1325-1326, 1983. 9
- 1.26) 五十嵐定義, 脇山広三, 井上一朗, 金檀勲, 松本竹二, 村瀬良秀: 鋼管トラス鉄塔の座屈耐力並びに座屈後挙動に関する実験的研究 その 3 実験値と解析値の比較, 日本建築学会学術講演梗概集, pp.1327-1328, 1983. 9
- 1.27) Hua-Dong Zheng, Jian Fan: Analysis of the progressive collapse of space truss structures during earthquakes based on a physical theory hysteretic model, Thin-walled Structure123, pp.70-81, 2018
- 1.28) 竹内徹, 中村悠, 松井良太, 小河利行, 今村晃: 部材破断を考慮した鋼管トラス鉄塔の耐震性能, 日本建築学会構造系論文集, 第 76 巻, 第 669 号, pp.1971-1980, 2011. 11
- 1.29) 竹内徹, 堀内健太郎, 松井良太, 小河利行, 今村晃: 鋼管部材の座屈および破断を考慮したトラス鉄塔の崩壊機構, 日本建築学会構造系論文集, 第 79 巻, 第 703 号, pp.1309-1319, 2014. 9
- 1.30) 大河内靖雄, 竹内徹, 加藤史郎, 鈴木一弁: 座屈拘束ブレースを用いた既存通信鉄塔の耐震補強工事, 日本建築学会技術報告集, 第 22 号, pp.179-184, 2005. 12

- 1.31) 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, pp.110-119, 2020
- 1.32) 福岡崇, 本郷榮次郎, 三上康郎, 深沢隆, 松尾康博, 新井聡: 偏心継手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, C-1, 構造 III, pp.509-510, 2001.9
- 1.33) 鈴木陽, 小野徹郎, 佐藤篤司, 杉本靖夫, 馬淵孝: 偏心接合を有する鉄塔山形鋼トラス個材の座屈応力度 その1 数値解析と解析結果, 日本建築学会学術講演梗概集, pp.689-690, 2005.9
- 1.34) 馬淵孝, 小野徹郎, 佐藤篤司, 大河内靖雄, 杉本靖夫: 偏心接合を有する鉄塔山形鋼トラス個材の座屈応力度 その2 座屈応力度評価式の提案, 日本建築学会学術講演梗概集, pp.691-692, 2005.9
- 1.35) 馬淵孝, 小野徹郎, 佐藤篤司, 杉本靖夫, 石田交広: 偏心接合を有する鉄塔山形鋼トラス個材の座屈応力度 その3 継手位置を考慮した座屈応力度評価式及び設計式の提案, 日本建築学会学術講演梗概集, pp.827-828, 2006.9
- 1.36) 小島章弘, 馬淵孝, 小野徹郎, 石田和人: 偏心接合を有する鉄塔山形鋼トラス個材の座屈応力度 その4 圧縮座屈実験, 日本建築学会学術講演梗概集, pp.609-610, 2007.8
- 1.37) 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集, 第81巻, 第726号, pp.1343-1353, 2016.8
- 1.38) 電気協同研究会: 既存送電用鉄塔の設計基準類の変遷と信頼性評価 第70巻3号, 2015.3
- 1.39) 電気協同研究会: 架空送電設備の劣化対応技術, 第76巻, 2号, 2020.7
- 1.40) 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, 1994.9
- 1.41) 新井聡, 本郷榮次郎, 三上康郎, 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, 2001.9
- 1.42) 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, 2003.9
- 1.43) 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, 2004.9
- 1.44) 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, 2006.9

- 1.45) 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部材の座屈実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.611-612, 2007. 9
- 1.46) 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, 2013.9
- 1.47) Gang Liang, Letian Wang, Yunhe Liu, Nana Geng : Mechanical behavior of steel transmission tower legs reinforced with innovative clamp under eccentric compression, Engineering Structures Vol.258, pp.1-18, 2022. 3
- 1.48) 大園智章, 山崎智之, 村上慧斗, 高木峻一, 中村毅, 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 1 単材座屈試験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造-III, pp.835-836, 2021. 9
- 1.49) 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 有限要素法解析, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造-III, pp.837-838, 2021. 9
- 1.50) 村上慧斗, 山崎智之, 大園智章, 高木峻一, 中村毅, 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 3 骨組試験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造-III, pp.839-840, 2021. 9
- 1.51) 高木峻一, 佐藤篤司, 神谷勇成 : 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集, 第 88 巻, 第 807 号, pp.835-843, 2023. 5
- 1.52) 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集, 第 89 巻, 第 817 号, pp.334-341, 2024. 3
- 1.53) 日本建築学会 : 鋼構造接合部設計指針, 2021. 2
- 1.54) AISI : Errata to North American Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members 2012 Edition, 2013. 7
- 1.55) 永里和真, 五十嵐規矩夫, 三井和也 : 引張力を受ける偏心接合された薄板鋼構造部材のボルト接合部耐力, 日本建築学会構造系論文集, 第 86 巻, 第 789 号, pp.1570-1580, 2021. 11
- 1.56) 拝形英郎, 五十嵐規矩夫, 三井和也 : 引張力を受ける偏心接合された鋼構造部材のボルト接合部耐力, 日本建築学会構造系論文集, 第 89 巻, 第 820 号, pp.639-650, 2024. 6
- 1.57) 巽信彦, 裴舜, 黒澤未来, 吉敷祥一, 長谷川隆 : 様々な断面形状のブレース接合部における接合部耐力, 日本建築学会構造系論文集, 第 88 巻, 第 807 号, pp.300-310, 2023.2
- 1.58) 谷中駿介, 木藤一輝, 神谷勇成, 巽信彦, 薩川恵一, 吉敷祥一 : 山形鋼ブレース接合部

- における応力度分布に基づく有効断面破断耐力の推定 その 1 接合部の偏心量に着目した載荷実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造-III, pp.965-966, 2023. 9
- 1.59) 神谷勇成, 木藤一輝, 谷中駿介, 巽信彦, 薩川恵一, 吉敷祥一: 山形鋼ブレース接合部における応力度分布に基づく有効断面破断耐力の推定 その 2 解析概要と解析結果, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造-III, pp.967-968, 2023. 9
- 1.60) 木藤一輝, 巽信彦, 薩川恵一, 吉敷祥一: 山形鋼ブレース接合部における応力度分布に基づく有効断面破断耐力の推定 その 3 推定式の提案, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造-III, pp.968-969, 2023. 9
- 1.61) 藤本盛久, 難波恒夫, 大熊武司, 和田章, 中込忠男, 佐々木聡, 小野潤一郎: 衝撃的過荷重による鋼構造筋かいの破断と変形能力に関する実験的研究 その 3 接合部補強型山形鋼筋かいの破断と変形能力について, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造- II, pp.795-796, 1987. 8
- 1.62) 石井大吾, 津畑慎哉, 田中初太郎: 引張ブレース接合部の火無し耐震補強工法の提案, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造-III, pp.743-744, 2016. 8
- 1.63) 吉敷祥一, 河野由佳: 山形鋼高力ボルト接合部に対する隅肉溶接の付加による補強, 日本建築学会構造系論文集, 第 81 巻, 第 719 号, pp.111-121, 2016. 1
- 1.64) 吉敷祥一, 梶間夏美, 薩川恵一: 山形鋼高力ボルト接合部の突出脚への並列材付加による乾式補強, 日本建築学会構造系論文集, 第 84 巻, 第 757 号, pp.447-457, 2019. 3
- 1.65) National research council advisory committee on technical recommendations for construction : Guidelines for the Design and Construction of Externally Bonded FRP systems for Strengthening Existing Structure, CNR-DT 202, 2005
- 1.66) 土木学会: 腐食した鋼構造物の性能回復事例と性能回復設計法, 鋼構造シリーズ 23, 2014. 8
- 1.67) 松井孝洋, 鈴木公平, 佐藤壮大, 久保川祐喜, 中本大暉, 松本幸大: 炭素繊維シートの VaRTM 成形接着法による鋼構造ブレース接合部の補強法, 日本建築学会技術報告集, 第 27 巻, 第 67 号, pp.1279-1284, 2021. 10
- 1.68) 宮坂裕一, 濱崎瑞生, 松井孝洋, 佐藤壮大, 櫻村啓, 寺島辰郁, 鈴木公平, 松本幸大: 鉄骨造ブレース接合部の VaRTM 成形接着 CFRP による補強法 その 3 実大実験による性能評価, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造-III, pp.1037-1038, 2022. 9



## 第2章

### 重ね継手を有する山形鋼支柱材の非弾性曲げ座屈耐力



## 2.1. はじめに

送電用トラス鉄塔の山形鋼支柱材には、図 2.1.1 に示すような重ね継手を使用されており、重ね継手を有するパネル箇所の個材圧縮耐力は、継手偏心に伴う付加曲げモーメントを考慮する必要がある。現行設計<sup>2.1)2.2)</sup>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。山形鋼部材の内、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。しかしながら、同設計式（以降、JEC カーブ）では部材の偏心量をパラメータとして直接反映しておらず、JEC カーブの不安定性を示唆する研究結果がいくつか報告されている<sup>例えば2.3)-2.8)</sup>。

山形鋼鉄塔の支柱材は細長比が40~60程度が多く、その許容圧縮耐力として非弾性域の座屈耐力を評価することになる。重ね継手を有する山形鋼部材の非弾性曲げ座屈耐力の検討は、JEC カーブの脆弱性を指摘した文献<sup>2.8)</sup>のM-N 相関関係を準用した手法があるものの、JEC カーブはJežekの偏心圧縮耐力の近似解を参考に定めた設計式であり、これまでJežekの理論を踏襲する形で重ね継手を有する部材の非弾性曲げ座屈耐力評価を試みた例は見当たらない。また、文献<sup>2.9)</sup>では既存送電用トラス鉄塔に対して、長期的な建替計画を策定する際の優先順位付けの指標作成を目的に、旧基準類で設計された既存部材の信頼性評価を試みている。しかしながら、部材強度に関して現行設計式は偏心量をパラメータとして直接反映しておらず、重ね継手による耐力低下の影響は分析されていない。

そこで本章では、重ね継手を有する山形鋼支柱材を対象に、Ježekの理論をもとにその非弾性域における曲げ座屈耐力評価を試みる。以降では、最初に2.2節にてJežekの理論を整理し、2.3節でJEC-bカーブが有する課題を整理する。2.4節では、Ježekの理論を準用する形での重ね継手偏心を考慮した曲げ座屈耐力評価法を構築し、その適用性を既往の実験値との比較で検証する。また、2.5節では、JEC-bカーブに従い設計された重ね継手を有する軸力部材の実保有耐力を分析する。最後に、2.6節では、実務設計でも使用可能な、重ね継手を有する部材の非弾性曲げ座屈耐力の簡易な設計式を提案する。なお、以降では、無次元化細長比が1.0以下を非弾性域と定義する。

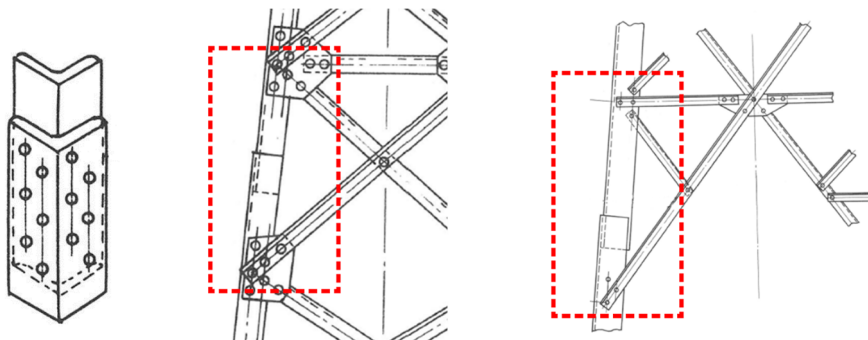


図 2.1.1 山形鋼支柱材の重ね継手<sup>2.14)</sup>

## 2.2. Ježek の偏心座屈耐力

最初に本節では、文献 2.10),2.11)等で解説されている Ježek の偏心圧縮耐力の概要を示す。

Ježek は長方形断面材について、材料の応力-ひずみ関係を完全弾塑性系と仮定し、ひずみの戻りがないものとして座屈耐力に関する解析解を導いている。軸力と曲げモーメントを受け、長方形断面の応力分布状態は、図 2.2.1 に示す状態I~IIIの3種類となり、それぞれの状態に対する曲率と曲げモーメントの関係式は式(2-1)~(2-3)のようになる。同式に  $M = Py = \sigma_0 bhy$  を代入すれば、それぞれで微分方程式の解が求まり、材全体の応力分布は状態I~IIIの組み合わせとなるので、各応力状態間の連続条件を考慮することでそれぞれの応力状態の組み合わせに応じた平均応力と中央たわみの関係が得られる。座屈耐力は条件式(2-4)より得られる。

$$\text{ひずみ状態I: } \frac{1}{\rho_1} = -\frac{M}{EI} \quad (2-1)$$

$$\text{ひずみ状態II: } \frac{1}{\rho_2} = -\frac{8(\sigma_y - \sigma_0)^3}{9Eh \left\{ (\sigma_y - \sigma_0) - \frac{2M}{bh^2} \right\}^2} \quad (2-2)$$

$$\text{ひずみ状態III: } \frac{1}{\rho_3} = -\frac{\sigma_y}{Eh \sqrt{\frac{3}{4} \left( 1 - \frac{\sigma_0^2}{\sigma_y^2} \right) - \frac{3M}{bh^2 \sigma_y}}} \quad (2-3)$$

$$\frac{d\sigma_0}{dy_m} = 0 \quad (2-4)$$

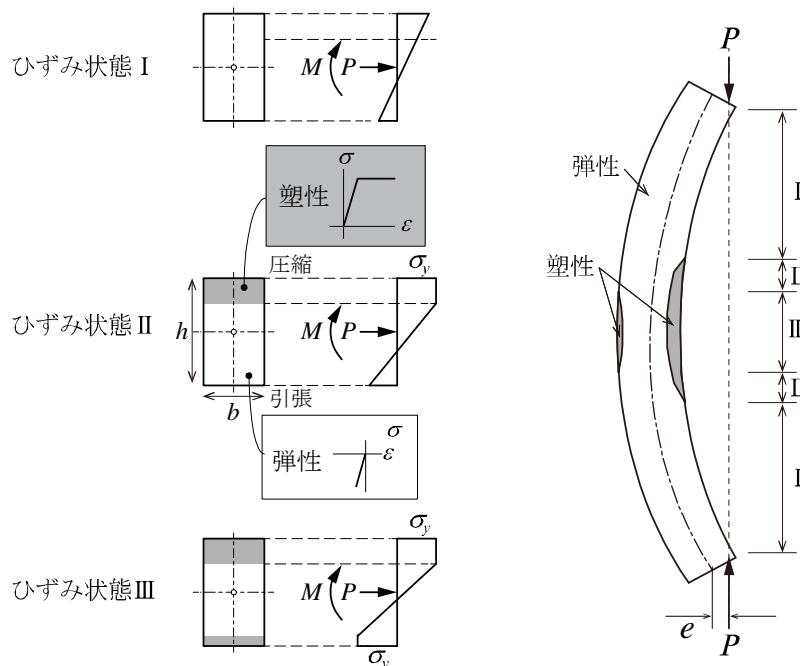


図 2.2.1 断面の応力分布状態<sup>2.11)</sup>

しかしながら、釣り合い条件式から直接たわみ曲線を求める解法は精解であるものの、同式を実設計へ展開していくためには扱いにくい。一方で、たわみ曲線として正弦曲線を仮定することにより簡単な近似解を得ることが可能となる。一般的に座屈問題の近似解算定におけるたわみ曲線の仮定に含まれる誤差は、その解析結果に重大な影響を与えないという性質をもっている。以降では、その近似解の算定方法を整理する。

図 2.2.2 に示すよう材長に沿って変化する曲げモーメント  $m_x$  を考えると、座標  $x$  における断面の曲げモーメントは、

$$M_x = m_x + Py \tag{2-5}$$

部材の重心軸は次のたわみ曲線を有するものと仮定する。

$$y = y_m \sin \frac{\pi x}{l} \tag{2-6}$$

また、材の中央における曲率は次のように表される。

$$\frac{1}{\rho_m} = \left. \frac{d^2 y}{dx^2} \right|_{x=l/2} = -\frac{\pi^2}{l^2} y_m \tag{2-7}$$

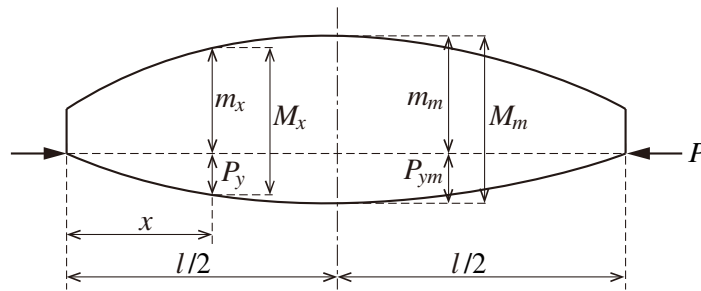


図 2.2.2 たわみ曲線と曲げモーメント<sup>2.11)</sup>

材中央の断面における応力分布から算定した曲率の値と式(2-7)とを等置すれば、たわみ  $y_m$  と平均圧縮応力  $\sigma_0$  との関係が得られるが、この関係は曲げ応力が最大になる材中央における応力分布のみを考えればよい。

断面内応力が弾性域にある場合は省略して、圧縮応力度が比例限度を超える場合について考えることが、部材の非弾性座屈耐力の算定に該当する。

まず、ひずみ状態IIである場合を考える。材中央の断面における外力と内力の釣り合いから、材中央の曲げモーメントを式(2-8)とすれば、材中央部の曲率は式(2-9)で表される。

$$M_m = M_x \Big|_{x=l/2} = m_m + Py_m \tag{2-8}$$

$$\frac{1}{\rho_m} = -\frac{8(\sigma_y - \sigma_0)^3}{9Eh \left\{ (\sigma_y - \sigma_0) - \frac{2M_m}{bh^2} \right\}^2} \tag{2-9}$$

式(2-7)と式(2-9)を等置し  $P = \sigma_0 b h$  の関係式を利用すれば、 $y_m$  と  $\sigma_0$  の関係式(2-10)が得られる。

$$9Ey_m \left\{ \frac{h}{2} \left( \frac{\sigma_y}{\sigma_0} - 1 \right) - \frac{m_m}{P} - y_m \right\}^2 - 2\sigma_0 h \left( \frac{\sigma_y}{\sigma_0} - 1 \right)^3 \frac{l^2}{\pi^2} = 0 \quad (2-10)$$

ここで、式(2-10)の両辺を  $y_m$  で微分することを考える。

$$\frac{d}{dy_m} \left[ 9Ey_m \left\{ \frac{h}{2} \left( \frac{\sigma_y}{\sigma_0} - 1 \right) - \frac{m_m}{P} - y_m \right\}^2 \right] - \frac{d}{dy_m} \left[ 2\sigma_0 h \left( \frac{\sigma_y}{\sigma_0} - 1 \right)^3 \frac{l^2}{\pi^2} \right] = 0 \quad (2-11)$$

$\sigma_0$  は  $y_m$  の関数であり、微分計算の過程を明瞭にするため、以降では式(2-12)の記号を用いる。

$$\sigma_0 = f(y_m) \quad (2-12)$$

式(2-11)の第一項を計算すると、

$$\begin{aligned} & \frac{d}{dy_m} \left[ 9Ey_m \left\{ \frac{h}{2} \left( \frac{\sigma_y}{f(y_m)} - 1 \right) - \frac{m_m}{P} - y_m \right\}^2 \right] \\ &= 9E \frac{d}{dy_m} [y_m] \left\{ \frac{h}{2} \left( \frac{\sigma_y}{f(y_m)} - 1 \right) - \frac{m_m}{P} - y_m \right\}^2 + 9Ey_m \frac{1}{dy_m} \left[ \left\{ \frac{h}{2} \left( \frac{\sigma_y}{f(y_m)} - 1 \right) - \frac{m_m}{P} - y_m \right\}^2 \right] \\ &= 9E \left\{ \frac{h}{2} \left( \frac{\sigma_y}{f(y_m)} - 1 \right) - \frac{m_m}{P} - y_m \right\}^2 \\ & \quad + 9Ey_m \cdot 2 \left\{ \frac{h}{2} \left( \frac{\sigma_y}{f(y_m)} - 1 \right) - \frac{m_m}{P} - y_m \right\} \cdot \frac{1}{dy_m} \left[ \frac{h}{2} \left( \frac{\sigma_y}{f(y_m)} - 1 \right) - \frac{m_m}{P} - y_m \right] \\ &= 9E \left\{ \frac{h}{2} \left( \frac{\sigma_y}{f(y_m)} - 1 \right) - \frac{m_m}{P} - y_m \right\}^2 \\ & \quad + 18Ey_m \left\{ \frac{h}{2} \left( \frac{\sigma_y}{f(y_m)} - 1 \right) - \frac{m_m}{P} - y_m \right\} \cdot \left\{ \frac{h}{2} \cdot \frac{df(y_m)}{dy_m} \cdot \frac{-1}{\{f(y_m)\}^2} - 1 \right\} \end{aligned}$$

式(2-11)の第二項を計算すると、

$$\begin{aligned} & \frac{d}{dy_m} \left[ 2f(y_m) h \left( \frac{\sigma_y}{f(y_m)} - 1 \right)^3 \frac{l^2}{\pi^2} \right] \\ &= \frac{2hl^2}{\pi^2} \frac{d}{dy_m} [f(y_m)] \left( \frac{\sigma_y}{f(y_m)} - 1 \right)^3 + \frac{2hl^2}{\pi^2} f(y_m) \frac{d}{dy_m} \left[ \left( \frac{\sigma_y}{f(y_m)} - 1 \right)^3 \right] \\ &= \frac{2hl^2}{\pi^2} \frac{df(y_m)}{dy_m} \left( \frac{\sigma_y}{f(y_m)} - 1 \right)^3 + \frac{2hl^2}{\pi^2} f(y_m) \cdot 3 \left( \frac{\sigma_y}{f(y_m)} - 1 \right)^2 \cdot \frac{d}{dy_m} \left[ \frac{\sigma_y}{f(y_m)} - 1 \right] \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
&= \frac{2hl^2}{\pi^2} \frac{df(y_m)}{dy_m} \left( \frac{\sigma_y}{f(y_m)} - 1 \right)^3 + \frac{2hl^2}{\pi^2} f(y_m) \cdot 3 \left( \frac{\sigma_y}{f(y_m)} - 1 \right)^2 \cdot \left\{ \sigma_y \cdot \frac{df(y_m)}{dy_m} \cdot \frac{-1}{\{f(y_m)\}^2} \right\} \\
&= \frac{df(y_m)}{dy_m} \cdot \frac{2hl^2}{\pi^2} \cdot \left\{ \left( \frac{\sigma_y}{f(y_m)} - 1 \right)^3 - \frac{3\sigma_y}{f(y_m)} \left( \frac{\sigma_y}{f(y_m)} - 1 \right)^2 \right\}
\end{aligned}$$

曲線の釣り合い条件式(2-13)を第一項および第二項に適用すれば、最終的に式(2-11)は式(2-14)のように整理できる。

$$\frac{d\sigma_0}{dy_m} = \frac{df(y_m)}{dy_m} = 0 \quad (2-13)$$

$$9E \left\{ \frac{h}{2} \left( \frac{\sigma_y}{\sigma_0} - 1 \right) - \frac{m_m}{P} - y_m \right\}^2 - 18Ey_m \left\{ \frac{h}{2} \left( \frac{\sigma_y}{\sigma_0} - 1 \right) - \frac{m_m}{P} - y_m \right\} = 0 \quad (2-14)$$

$y_m$  について整理すると、

$$3y_m^2 - 4y_m \left\{ \frac{h}{2} \left( \frac{\sigma_y}{\sigma_0} - 1 \right) - \frac{m_m}{P} \right\} + \left\{ \frac{h}{2} \left( \frac{\sigma_y}{\sigma_0} - 1 \right) - \frac{m_m}{P} \right\}^2 = 0 \quad (2-15)$$

$y_m$  について解くと、

$$y_m = \frac{1}{3} \left\{ \frac{h}{2} \left( \frac{\sigma_y}{\sigma_0} - 1 \right) - \frac{m_m}{P} \right\} \quad (2-16)$$

式(2-16)を式(2-10)に代入し、以下の関係式(2-17)および式(2-18)で整理すると式(2-19)を得る。

$$\text{座屈耐力} : \sigma_{cr} = \sigma_0 \quad (2-17)$$

$$\text{細長比} : \lambda = \frac{l}{i} = \frac{3\sqrt{2}}{h} l \quad (2-18)$$

$$\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} \left( \frac{\frac{\sigma_y}{\sigma_{cr}} - 1 - \frac{2m_m}{Ph}}{\frac{\sigma_y}{\sigma_{cr}} - 1} \right)^3 \quad (2-19)$$

ひずみ状態Ⅲの場合も同様にして、式(2-20)を得る。

$$\sigma_{cr} = \frac{\left( \frac{\lambda^2}{\pi^2 E} \right)^2 \sigma_y^3}{\left( \frac{\sigma_y}{\sigma_{cr}} - \frac{\sigma_{cr}}{\sigma_y} - \frac{4m_m}{Ph} \right)^3} \quad (2-20)$$

式(2-19)および式(2-20)は座屈耐力  $\sigma_{cr}$  および式(2-21)で示す等価偏心量  $e$  を定めることで、直接対応する細長比  $\lambda$  を算定する関係式となっている。

$$\text{等価偏心量} : e = m_m / P \quad (2-21)$$

また、 $h$  を長方形断面の核半径  $S = h/6$  の形で書き換えておくと、導出した式を長方形断面以外でも適用できて便利である。よって、偏心率  $\kappa$  を次の式で表す。

$$\kappa = \frac{e}{S} = \frac{m_m}{PS} \quad (2-22)$$

これより、ひずみ状態Ⅱの場合では

$$\lambda^2 = \frac{\pi^2 E}{\sigma_{cr}} \left\{ \frac{3 \left( \frac{\sigma_y}{\sigma_{cr}} - 1 \right) - \kappa}{3 \left( \frac{\sigma_y}{\sigma_{cr}} - 1 \right)} \right\}^3 \quad (2-23)$$

式(2-23)は、式(2-24)の時に有効であり、 $\kappa < 3$  の場合に適用される。

$$\lambda^2 - \frac{\pi^2 E \kappa^3}{9 \sigma_y (3 - \kappa)} > 0 \quad (2-24)$$

また、ひずみ状態Ⅲの場合も同様に計算して、

$$\lambda^2 = \frac{\pi^2 E}{\sigma_y} \sqrt{\frac{\sigma_{cr}}{\sigma_y} \left( \frac{\sigma_y}{\sigma_{cr}} - \frac{\sigma_{cr}}{\sigma_y} - \frac{2}{3} \kappa \right)^3} \quad (2-25)$$

式(2-25)は、式(2-26)の時に有効である。つまり、偏心が大きくなって  $\kappa \geq 3$  となった場合には、応力状態はⅢとなり式(2-25)が適用されることとなる。

$$\lambda^2 - \frac{\pi^2 E \kappa^3}{9 \sigma_y (3 - \kappa)} < 0 \quad (2-26)$$

以上に示した式(2-23)および式(2-25)が Ježek の偏心座屈耐力の近似式であり、 $\sigma_{cr}$  と  $\kappa$  の種々の値に対する  $\lambda$  の値を計算することができる。図 2.2.3 には無次元化表記した式(2-23)の座屈曲線を示す。

ただし、無次元化座屈応力：  $\frac{\sigma_{cr}}{\sigma_y}$ ，無次元化細長比：  $\frac{\lambda}{\pi} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}}$

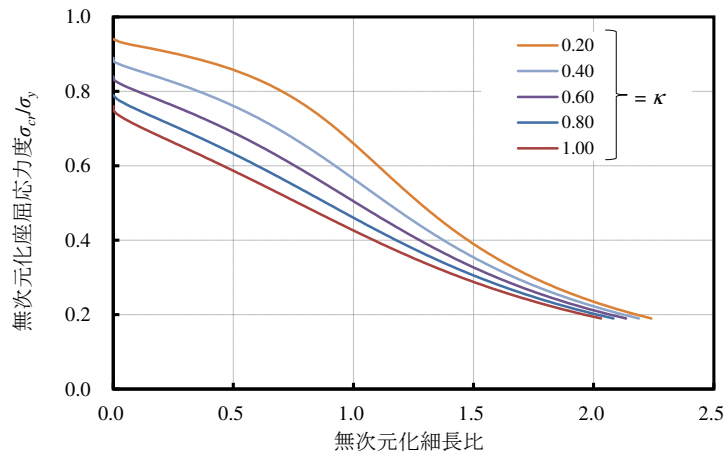


図 2.2.3 偏心圧縮材の座屈曲線

## 2.3. 課題の整理

### 2.3.1. JEC-b カーブ

JEC カーブ<sup>2.1)2.2)</sup>は、前節で示した種々の $\sigma_{cr}$ と $\kappa$ に対する $\lambda$ の値を計算して得られる Ježek の偏心座屈耐力を放物線や直線で近似したもので、 $\lambda$ を変数として $\sigma_{cr}$ を陽に決定する関数としたものである。その中で、安全率を除いた JEC-b カーブは、ひずみ状態のIIにおける Ježek の偏心座屈耐力における偏心率 $\kappa$ として式(2-27)を採用した曲線を、包絡するように放物線近似したもので、式(2-28)とされている。図 2.3.1 にはひずみ状態のIIにおける Ježek の偏心座屈耐力式(2-23)と JEC-b カーブを併せて示す。同図に示すように、JEC-b カーブは、Ježek の偏心座屈耐力における偏心率 $0.1 \leq \kappa \leq 0.3$ の範囲に分布する曲線であることがみてとれる。図 2.3.2 には JEC に記載されている座屈曲線の解説図を示す。JEC カーブの安全率は、鋼構造許容応力度設計規準の非弾性域の許容座屈応力度<sup>2.12)</sup>のように部材長に応じて割り増す安全率 ( $v = 3/2 + 2/3(\lambda/L)^2$ ) の形式ではなく、非弾性座屈範囲では 1.5 の一定値であるため、非弾性座屈範囲の短期許容座屈応力度は JEC カーブそのものが設計値となる。

参考として、図 2.3.3 には JEC カーブと種々の $\kappa$ における Ježek の偏心座屈耐力曲線を比較して示す。同図に示すように、JEC-c カーブの場合は偏心率 $\kappa = 0.6$ 程度に相当していることがみてとれる。

$$\kappa = 2 \left( \frac{1}{20} + \frac{\lambda}{1000} \right) = 2 \left( \frac{1}{20} + \frac{\lambda}{\pi} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} \cdot \frac{\pi}{1000} \sqrt{\frac{E}{\sigma_y}} \right) \quad (2-27)$$

$$\frac{\sigma_{cr}}{\sigma_y} = 0.945 - 0.0123 \frac{\lambda}{\pi} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} - 0.316 \left( \frac{\lambda}{\pi} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} \right)^2 \quad (2-28)$$

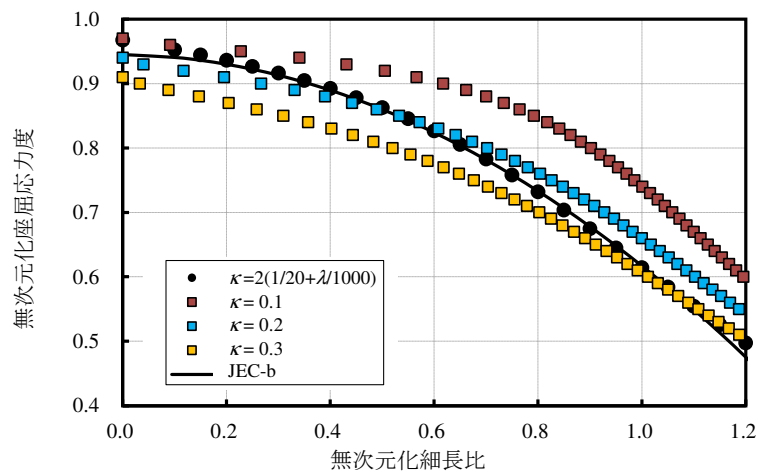


図 2.3.1 Ježek の偏心座屈耐力と JEC-b カーブ

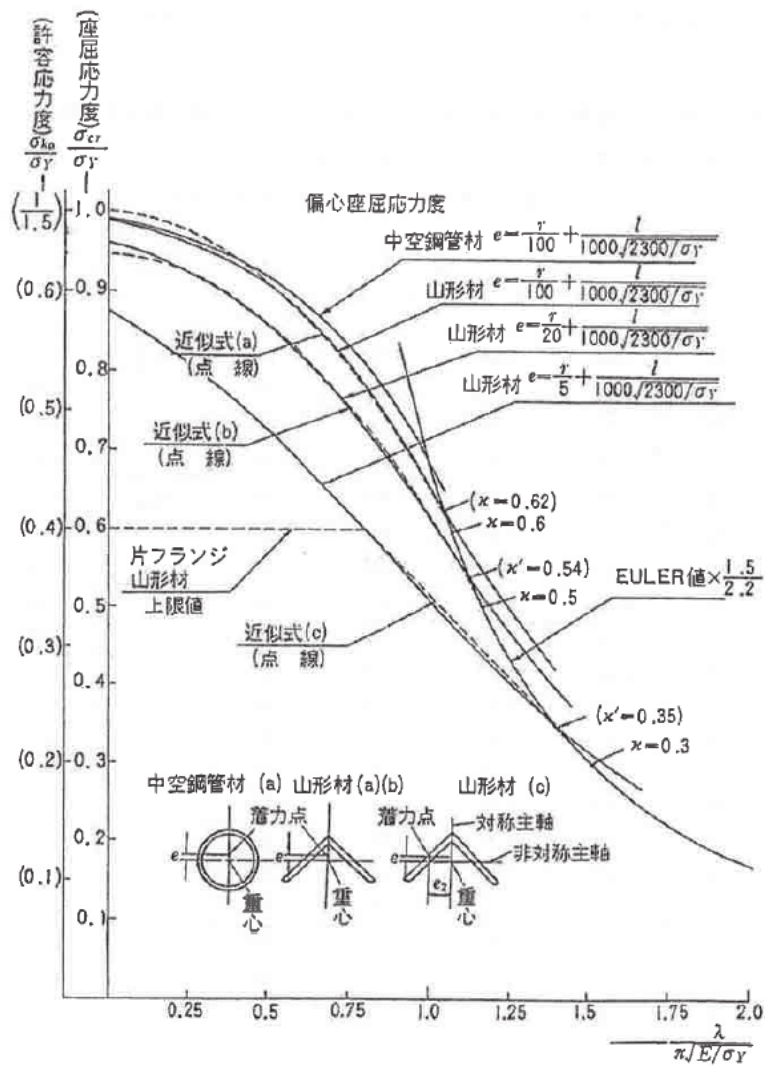


図 2.3.2 JEC カーブ図<sup>2.1)</sup>

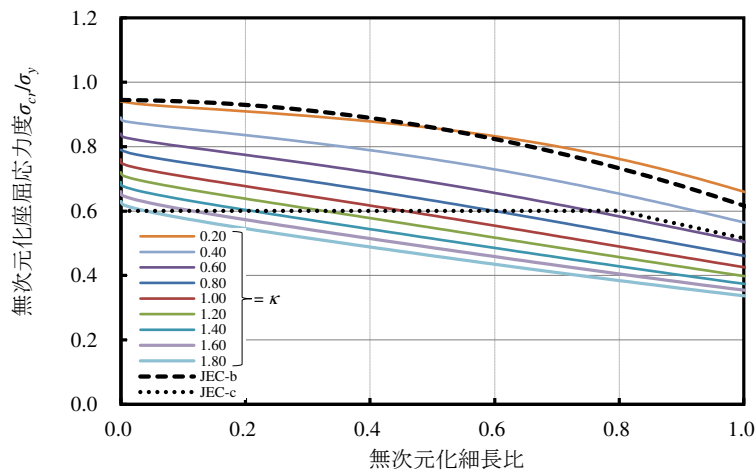


図 2.3.3 JEC カーブと Ježek の偏心座屈曲線の比較

### 2.3.2. 山形鋼支柱材の構造偏心の解釈

文献 2.13)には、JEC カーブの偏心量は以下の式(2-29)を仮定し、偏心率として式(2-30)を採用したと述べられている。第一項は部材断面の回転半径に応じた構造偏心、第二項は部材の元たわみによる初期不整である。3種類(a,b,c)の JEC カーブは定数  $n$  に応じて定義された座屈曲線であり、この偏心量を決定づける定数  $n$  や  $L$  は実情調査に基づき定められている。特に材長に無関係な構造偏心を仮定した JEC カーブを分類する定数  $n$  は、山形鋼の重心と着力点（ボルトゲージ）のずれを構造偏心として解釈したものであることが既往の文献 2.1),2.13)から読み取ることができる。そこで、同文献の解説を踏まえ、表 2.3.1 には JEC-b カーブが想定する山形鋼支柱材の構造偏心の解釈を整理して図示する。同表に示すように、構造偏心を”重心と着力点（ボルトゲージ）のずれ”とした場合、その力学モデルは等曲げを受ける材の圧縮に対応し、同モデルでは部材の節点間に存在する重ね継手を適切に補完できていない可能性が示唆される。一方、同表には以降で提案する山形鋼の重ね継手の構造偏心の解釈も併せて図示する。山形鋼支柱材の重ね継手は、部材の節点間に存在するため、上部材の山形鋼部材の断面のみで部材の構造偏心を反映することは困難である。つまり、重ね継手を有する個所については、座屈評価式の中に互いに継がれる上下材に応じた構造偏心を適切に反映させる必要があると考えられる。

$$e = \frac{r}{n} + \frac{l}{L} \quad (2-29)$$

$$\kappa = 2 \left( \frac{1}{n} + \frac{\lambda}{1000} \right) \quad (2-30)$$

ただし、

$e$  : 元偏心量

$r$  : 回転半径

$l$  : 部材長

$n$  : 構造材特有の定数

(a) 偏心の極めて少ない構造材（鋼管部材）  $n = 100$  →JEC-a カーブ

(b) 偏心の比較的少ない構造材（山形鋼支柱材）  $n = 20$  →JEC-b カーブ

(c) 偏心の多い構造材（山形鋼腹材）  $n = 5$  →JEC-c カーブ

$L$  : 構造材特有の定数で  $L = 1000$

$\lambda$  : 細長比

表 2.3.1 山形鋼支柱材の構造偏心の解釈

	構造偏心	力学モデル	想定形状図
JEC-b			
本提案			

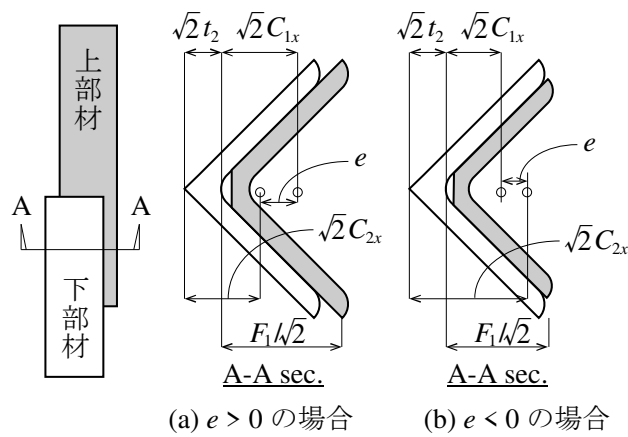


図 2.3.4 重ね継手による山形鋼重心の偏心

図 2.3.4 に示すように、重ね継手を有する山形鋼断面の構造偏心を”上下部材の重心のずれ”と解釈した場合、その偏心量  $e$  は式(2-31)とできる。また、偏心率  $\kappa$  は文献 2.1)に基づき式(2-32)のように略算できる。

$$e = \sqrt{2} |C_{1x} - C_{2x} + t_2| \quad (2-31)$$

$$\kappa = \frac{e}{S_1} = \frac{e}{\frac{I_{1v}}{A_1 \cdot h_1}} \approx \frac{\sqrt{2} |C_{1x} - C_{2x} + t_2|}{i_{1v}^2 \cdot \frac{2\sqrt{2}}{F_1}} = \frac{F_1 |C_{1x} - C_{2x} + t_2|}{2 \cdot i_{1v}^2} \quad (2-32)$$

ただし、

$C_{1x}$  : 上部材の山形鋼の重心距離

$C_{2x}$  : 下部材の山形鋼断面の重心距離

$F_1$  : 上部材の山形鋼断面のフランジ幅

$I_{1v}$  : 上部材の山形鋼断面の弱軸回りの断面二次モーメント

$A_1$  : 上部材の山形鋼断面の断面積

$h_1$  : 上部材の山形鋼断面の圧縮側縁端距離

$i_{1v}$  : 上部材の山形鋼断面の弱軸回りの断面二次半径

$t_2$  : 下部材の山形鋼断面のフランジ板厚

送電用鉄塔に使用されている等辺山形鋼は、局部座屈（曲げねじれ座屈）に対する幅厚比制限<sup>2.1)</sup>を踏まえて断面サイズと材質の標準化が図られているため<sup>2.14)</sup>、重ね継手接合される山形鋼の組合せは容易に想定できる。表 2.3.2 に重ね継手を有する山形鋼断面の偏心率を、図 2.3.5 にはその分布を示す。同表より、偏心率 0.2 相当の JEC-b カーブでは安全側に座屈耐力を評価できない場合があることが示唆される。一方、異サイズを継いだ場合には、同サイズを継いだ場合よりも偏心率が小さくなる組み合わせもあり、これを適切に考慮しさえすれば、部材ピース数を少なくできる重ね継手は合理的な接合方法であるとも考えられる。

しかしながら、山形鋼の組合せから定まる偏心率のみで、重ね継手による偏心座屈耐力を単純に評価することの妥当性には議論の余地がある。そこで以降では、重ね継手偏心を考慮した部材の非弾性域の曲げ座屈耐力の評価を試みる。

表 2.3.2 重ね継手を有する山形鋼断面の偏心率

				下部材																												
				$F_2$	45	50	50	60	60	65	70	75	80	90	90	100	100	120	130	130	150	150	150	175	175	200	200	200	250	250		
$F_1$	$t_1$	$i_{1v}$	$C_{1x}^{2x}$	$t_2$	4	4	6	4	5	6	6	6	6	6	7	7	10	8	9	12	10	12	15	12	15	15	20	20	25	25	35	
45	4	8.8	12.4	1.16	0.78	1.16	0.09	0.23	0.09	0.26																						
50	4	9.8	13.7		1.03	1.37	0.41	0.54	0.41	0.10	0.23	0.54																				
50	6	9.6	14.4			1.62	0.62	0.75	0.62	0.30	0.05	0.38																				
60	4	11.9	16.1				0.85	0.95	0.85	0.59	0.32	0.06	0.44	0.32	0.85	0.44																
60	5	11.8	16.6					1.08	0.97	0.71	0.43	0.17	0.34	0.22	0.75	0.34																
65	6	12.7	18.1						1.21	0.97	0.71	0.46	0.02	0.10	0.40	0.02	1.27															
70	6	13.7	19.3							1.12	0.88	0.65	0.21	0.32	0.15	0.21	0.95	1.31	0.95													
75	6	14.8	20.6								1.03	0.82	0.41	0.51	0.09	0.41	0.65	0.98	0.65													
80	6	15.8	21.8									0.96	0.58	0.67	0.27	0.58	0.42	0.72	0.42													
90	6	17.8	24.2										0.85	0.94	0.58	0.85	0.03	0.30	0.03	0.89	0.74	0.45										
90	7	17.7	24.6											1.01	0.65	0.92	0.03	0.24	0.03	0.85	0.69	0.40										
100	7	19.8	27.1												0.89	1.14	0.34	0.10	0.34	0.43	0.29	0.04	1.05	0.82								
100	10	19.5	28.2													1.31	0.50	0.25	0.50	0.30	0.16	0.11	0.93	0.70								
120	8	23.8	32.4														0.85	0.65	0.85	0.20	0.32	0.53	0.31	0.12								
130	9	25.7	35.3															0.89	1.07	0.47	0.58	0.78	0.00	0.18								
130	12	25.4	36.4																1.21	0.59	0.71	0.91	0.11	0.29								
150	10	29.7	40.5																	0.85	0.94	1.11	0.44	0.60	0.08	0.32	0.59					
150	12	29.6	41.4																		1.03	1.20	0.52	0.68	0.15	0.40	0.67					
150	15	29.2	42.4																			1.32	0.62	0.78	0.25	0.50	0.77					
175	12	34.4	47.3																				0.89	1.02	0.57	0.78	1.01	0.10	0.58			
175	15	34.2	48.5																					1.12	0.67	0.88	1.11	0.19	0.67			
200	15	39.3	54.6																							0.97	1.16	1.36	0.56	0.98		
200	20	39.0	56.7																								1.31	1.52	0.70	1.13		
200	25	38.8	58.6																									1.66	0.84	1.27		
250	25	49.0	71.0																										1.30	1.64		
250	35	48.3	74.5																											1.88		

上部材

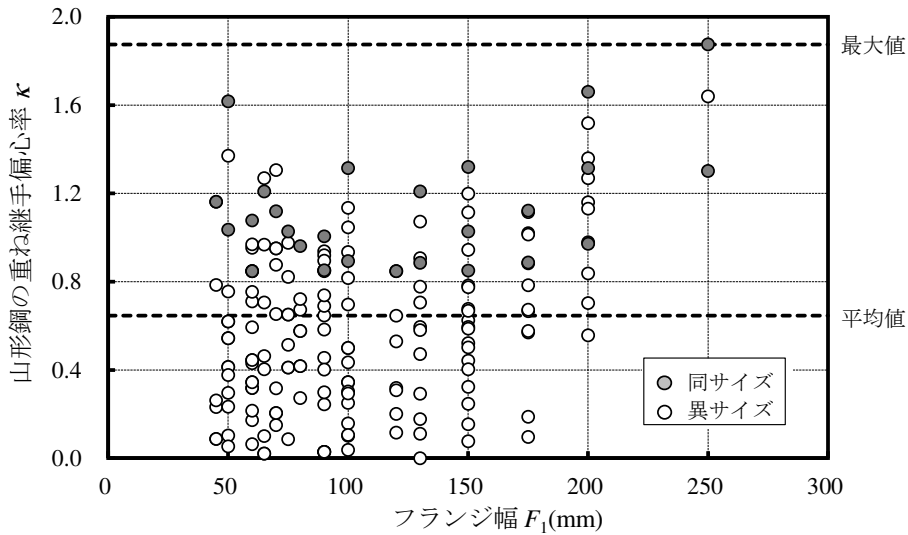


図 2.3.5 山形鋼重ね継手偏心率の分布

### 2.3.3. 既往の重ね継手を有する部材実験

既往研究で報告されている重ね継手を有する部材実験結果と JEC-b カーブとの対応を検証する。既往研究としては文献 2.3), 2.4), 2.8)を参照し, 同一条件 (①両端ピン条件の部材圧縮試験, ②上下部材の重心位置を載荷, ③無次元化細長比 1.0 以下) の試験体を対象とする。なお, 文献 2.3), 2.4)は送電用鉄塔を可能な限り再現した試験体となっていて, 溶融亜鉛めっきかつ普通ボルト支圧接合であり, 座屈耐力値の結果には接合部のすべりとボルト支圧挙動の影響も内包されているといえる。表 2.3.3 に選定した試験体諸元の一覧を示す。ただし, 文献 2.8)では異サイズを継いだ場合の試験体諸元および実験結果は大きいサイズの断面を基準にしているものの, 実務設計では小さい方の単一断面として部材耐力を評価することが一般的であるので, それらは小さいサイズ of 材料強度と断面性能を基準にして再評価している (\*付)。

図 2.3.6 に既往実験値と JEC-b カーブとの対応関係を示す。同図に示すように, JEC-b カーブでは, 重ね継手を有する部材の座屈耐力を安全側に評価できない場合があることが確認でき, 特に継手位置が材端部にある場合にはその傾向が顕著である。

表 2.3.3 既往実験リストと試験体概要 (2.3), 2.4), 2.8)

No.	試験体名 (文献記載名)	継手位置	試験体諸元						実験結果			計算値	
			上部材	下部材	重ね継手 偏心率	上部材 $\sigma_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	有効 細長比	無次元化 細長比	座屈荷重 (kN)	無次元化 座屈耐力	座屈位置 (損傷位置)	既往の設計式	
												JEC-b $\sigma_{cr}/\sigma_y$	AJ $\sigma_{cr}/\sigma_y$
1	CP-L-2	1 : 2.1	L300x35	L300x35	1.55	463	40	0.60	6168	0.67	継手境界	0.82	0.91
2	CP-L-3	1 : 1.5	L350x35	L350x35	1.31	461	40	0.60	8316	0.78	継手境界	0.82	0.91
3	CP-L-4	1 : 3.4	L350x35	L350x35	1.31	461	60	0.90	5541	0.52	継手境界	0.68	0.80
4	重ねSS400-1	1 : 1	L150x10	L150x10	0.85	334	45	0.58	784	0.80	継手境界	0.83	0.92
5	重ねSS400-3	1 : 1	L150x10	L150x15	1.11	334	45	0.58	836	0.86	継手境界	0.83	0.92
6	重ねJS690S-1	1 : 1	L150x10	L150x10	0.85	631	45	0.79	1315	0.71	継手境界	0.74	0.85
7	重ねJS690S-4	1 : 1	L150x10	L150x15	1.11	631	45	0.79	1525	0.83	継手境界	0.74	0.85
8	重ねJS690S-6	1 : 1	L150x15	L150x15	0.85	584	45	0.76	1975	0.79	継手境界	0.75	0.86
9	L150-15cl-30	1 : 1	L150x15	L150x15	1.32	292	30	0.36	1095	0.88	継手境界	0.90	0.97
10	L150-15cl-40	1 : 1	L150x15	L150x15	1.32	279	40	0.47	1038	0.88	継手境界	0.87	0.95
11	L150-15cl-60	1 : 1	L150x15	L150x15	1.32	279	60	0.70	881	0.74	継手境界	0.78	0.88
12	L150-15cl-80	1 : 1	L150x15	L150x15	1.32	279	80	0.94	761	0.64	継手境界	0.66	0.79
13	L150-15ql-40	1 : 3	L150x15	L150x15	1.32	292	40	0.48	849	0.69	中央	0.87	0.94
14	L150-15ql-80	1 : 3	L150x15	L150x15	1.32	292	80	0.96	700	0.57	中央	0.64	0.78
15	L130-12cl-40*	1 : 1	L130x9	L150x15	0.91	292	45	0.56	764	0.84	継手境界	0.84	0.92

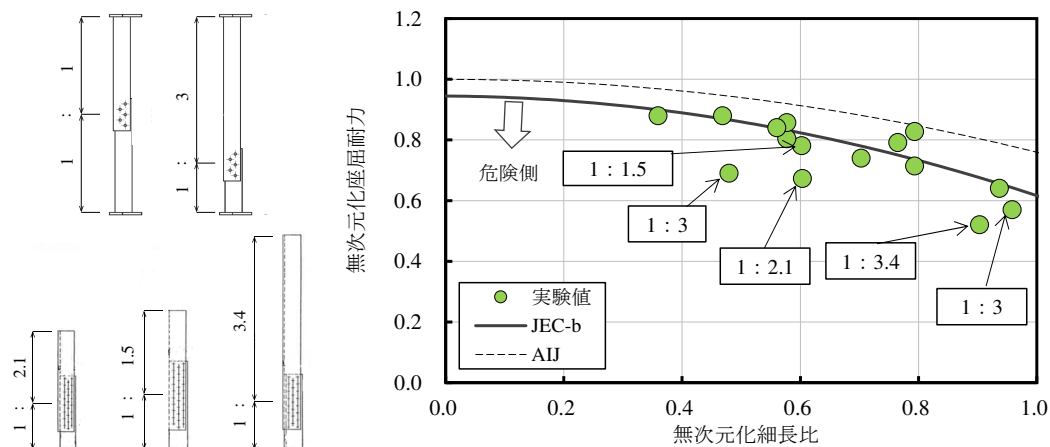


図 2.3.6 実験値 (2.3), 2.4), 2.8) と JEC-b カーブとの比較

## 2.4. 重ね継手を有する山形鋼部材の非弾性曲げ座屈耐力評価

### 2.4.1. 座屈性状の考察

主柱材の細長比は 40~60 程度が多く、山形鋼サイズや部材が接合されている位置に応じて、図 2.4.1 に示すような継手位置が想定される。同図(a)は、材全長  $L$  に対する継手位置  $H$  の比率  $H/L$  が大きい場合、同図(b)は  $H/L$  が小さい場合の例である。

重ね継手を有する部材の非弾性曲げ座屈性状は、 $H/L$  により同図中に示す場合が想定できる。継手が中央付近では継手境界が、継手が端部に近い場合では材中央部が座屈耐力を決定づける。これは文献 2.8) で実施された継手位置をパラメータした試験体における、継手位置が中央の試験体では継手に近接する個所が、継手位置が 1 : 3 の試験体では中央付近が、最大変形を生じていた結果と対応する。断面内の全曲げモーメントは、継手偏心に伴う付加曲げモーメントと微小な座屈変形の進展に伴う曲げモーメントとの和として構成されているとすれば、断面降伏が生じて非弾性曲げ座屈耐力を決定づける付加曲げモーメントは、同図(a)と比べ、同図(b)では微小な座屈変形の進展に伴う付加曲げモーメントの影響が継手偏心に伴う付加曲げモーメントよりも相対的に大きくなる座屈性状であると考えられる。

一方、Ježek の理論をもとにした非弾性座屈耐力の近似解を誘導する際には、たわみ曲線を仮定し、非弾性域の座屈耐力を決定づける損傷断面位置を設定する必要がある。よって、たわみ曲線を仮定した段階で、上述した微小な座屈変形の進展に伴う曲げモーメントの影響を厳密に評価できているとはいえないが、本検討では非弾性域を決定づける上部材のたわみ曲線として、継手による偏心量に微小な座屈変形に伴う部材両端の図心位置を結ぶ正弦曲線を加算した曲線を仮定するものとし、以降の検討を進める。

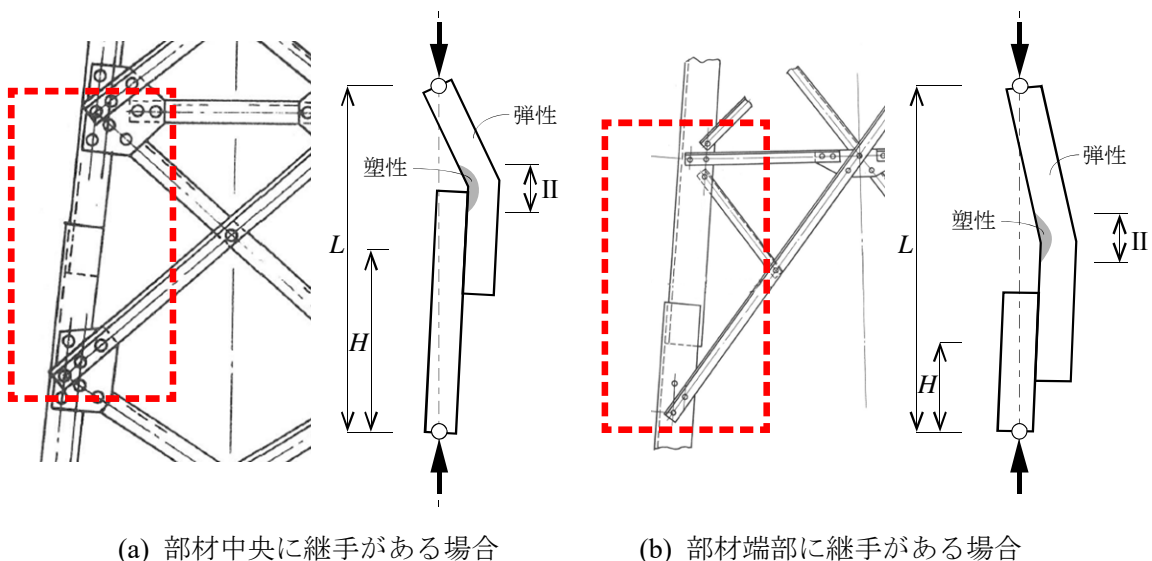


図 2.4.1 重ね継手を有する部材の非弾性曲げ座屈性状のイメージ

### 2.4.2. 評価式の誘導

前項を踏まえ、Ježek の理論をもとにした重ね継ぎ手を有する部材の非弾性域の曲げ座屈耐力評価を試みる。

図 2.4.2 に座屈モデルを示す。下部材は上部材以上の断面サイズを想定し、上部材の塑性化が先行し座屈耐力を決定づけるものとする。重ね継手による偏心量を三角形分布<sup>2,4)</sup>とし、部材両端の図心位置を結ぶ直線の微小な変形量としての正弦波形を加算した式を上部材のたわみ変形と仮定すれば、モデル A, B ともに式(2-33)で表される。 $y_0$ は微小な座屈変形時の最大振幅量を決定する係数であり、部材の元たわみの大きさを決定する係数とは異なる。

$$y = e \left( 1 - \frac{x}{L} \right) + y_0 \sin \frac{\pi x}{L} \quad (2-33)$$

非弾性曲げ座屈耐力を決定づける断面  $t$  がひずみ状態 II である場合を考える。断面  $t$  での曲率は、式(2-34)で表すことができる。

$$\frac{1}{\rho_t} = \frac{d^2 y}{dx^2} \Big|_{x=t} = -\frac{\pi^2}{L^2} y_0 \sin \frac{t}{L} \pi \quad (2-34)$$

断面  $t$  の全曲げモーメント  $M_t$  は式(2-35)で表現し、図 2.4.2 に示すように継手偏心に伴う付加曲げモーメント  $m_t$  と微小な座屈変形進展に伴う曲げモーメント  $Py_t$  の和として構成される。

$$M_t = Py_t \Big|_{x=t} = Pe \left( 1 - \frac{t}{L} \right) + Py_0 \sin \frac{t}{L} \pi = m_t + Py_t \quad (2-35)$$

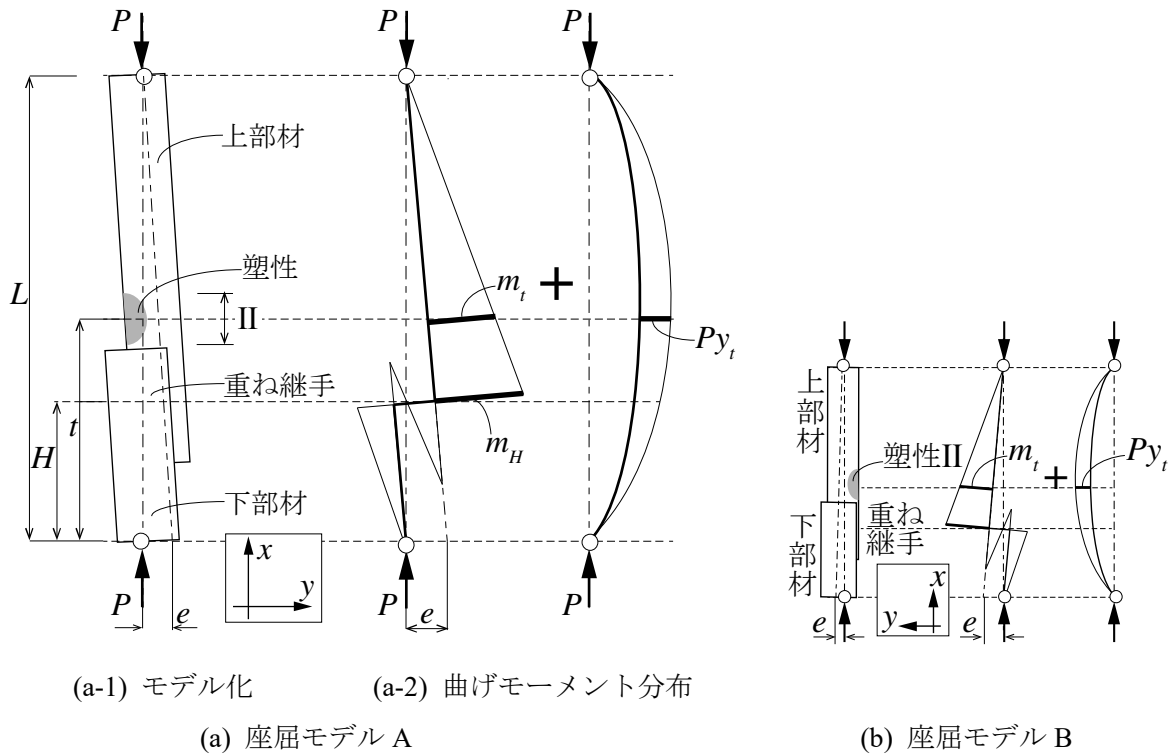


図 2.4.2 座屈モデル

ただし、等辺山形鋼断面について Ježek の式を直接導くことは煩雑になるので、文献 2.1)と同様に図 2.4.3 に示すように長方形断面にて算定するとすれば、ひずみ状態Ⅱの断面における曲率は曲げモーメントの関数として式(2-36)で表される。

$$\frac{1}{\rho_t} = - \frac{8(\sigma_y - \sigma_0)^3}{9Eh \left\{ (\sigma_y - \sigma_0) - \frac{2M_t}{bh^2} \right\}^2} \quad (2-36)$$

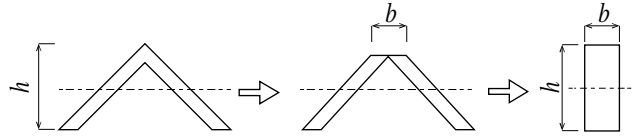


図 2.4.3 検討断面の簡略化

式(2-34)と式(2-36)を等置することで、

$$9Ey_0 \sin \frac{t}{L} \pi \cdot \left\{ \frac{h}{2} \left( \frac{\sigma_y}{\sigma_0} - 1 \right) - \frac{m_t}{P} - y_0 \sin \frac{t}{L} \pi \right\}^2 - 2\sigma_0 h \left( \frac{\sigma_y}{\sigma_0} - 1 \right) \frac{L^2}{\pi^2} = 0 \quad (2-37)$$

両辺を  $y_0$  で微分し、条件式(2-38)を準用すると、式(2-39)を得る。

$$\frac{d\sigma_0}{dy_0} = 0 \quad (2-38)$$

$$3 \sin^2 \frac{t}{L} \pi \cdot y_0^2 - 4 \sin \frac{t}{L} \pi \cdot y_0 \left\{ \frac{h}{2} \left( \frac{\sigma_y}{\sigma_0} - 1 \right) - \frac{m_t}{P} \right\} + \left\{ \frac{h}{2} \left( \frac{\sigma_y}{\sigma_0} - 1 \right) - \frac{m_t}{P} \right\}^2 = 0 \quad (2-39)$$

$y_0$  について解くと、

$$y_0 = \frac{1}{3 \sin \frac{t}{L} \pi} \left\{ \frac{h}{2} \left( \frac{\sigma_y}{\sigma_0} - 1 \right) - \frac{m_t}{P} \right\} \quad (2-40)$$

式(2-40)を式(2-37)に代入し、以下に示す関係式(2-41)および式(2-42)で整理すると、最終的に、式(2-43)を得る。同式は、Ježek の等曲げを想定した元々の関係式と同じ構成になっている。偏心に伴う曲げ付加モーメント  $m_t$  に応じて座屈応力が低減される評価となる。

$$\text{座屈応力度} : \sigma_{cr} = \sigma_0 \quad (2-41)$$

$$\text{細長比} : \lambda = \frac{L}{i} = \frac{3\sqrt{2}}{h} L \quad (2-42)$$

$$\lambda^2 = \frac{\pi^2 E}{\sigma_{cr}} \left( \frac{\frac{\sigma_y}{\sigma_{cr}} - 1 - \frac{2m_t}{Ph}}{\frac{\sigma_y}{\sigma_{cr}} - 1} \right)^3 \quad (2-43)$$

続いて、式(2-43)に  $m_t = e(1-t/L)$  を代入すると、

$$\lambda^2 = \frac{\pi^2 E}{\sigma_{cr}} \left\{ \frac{\frac{\sigma_y}{\sigma_{cr}} - 1 - \frac{2e}{h} \left(1 - \frac{t}{L}\right)}{\frac{\sigma_y}{\sigma_{cr}} - 1} \right\}^3 \quad (2-44)$$

さらに、長方形断面の核半径に置き換え、式(2-45)で表される偏心率  $\kappa$  を導入すれば関係式(2-46)を得る。

$$\kappa = \frac{e}{S} = \frac{6e}{h} \quad (2-45)$$

$$\lambda^2 = \frac{\pi^2 E}{\sigma_{cr}} \left\{ \frac{3 \left( \frac{\sigma_y}{\sigma_{cr}} - 1 \right) - \kappa \left(1 - \frac{t}{L}\right)}{3 \left( \frac{\sigma_y}{\sigma_{cr}} - 1 \right)} \right\}^3 \quad (2-46)$$

以上、式(2-46)が重ね継手を有する部材の非弾性域の曲げ座屈耐力評価式であり、 $\sigma_{cr}$  と  $\kappa$  および損傷断面の位置  $t$  を適切に定めることで  $\lambda$  の値を導出できる関係式となっている。ただし、式の性質上、 $\sigma_{cr}$  の上限は  $\sigma_y$  とする。

ひずみ状態Ⅲの場合の関係式も同様に算定可能であるものの、実際の製作上（設計上）では山形鋼部材の重ね継手においては、ひずみ状態Ⅲが適用される範囲の偏心率  $\kappa \geq 3$  になることはないため検討は不要である。また、部材の元たわみについて、JEC カーブは基となった Ježek の近似式の偏心率中に折り込んでいたが、本検討で対象とする非弾性域の短柱部材では元たわみは小さく、座屈耐力に与える影響は小さいと考え、評価式上では考慮しないこととした。

### 2.4.3. 評価式の適用性

評価式と実験値を比較し、評価式の妥当性を検証する。比較検討する実験値としては、2.3.3 項に示した文献(2.3), (2.4), (2.8)を参照する。

表 2.4.1 および図 2.4.4 に評価値と実験値を比較して示す。評価式における損傷断面  $t$  の位置は実験報告に基づき設定し、継手境界の場合は下部材の上端、中央の場合は試験体全長の中央とした。評価式では、損傷位置  $t$  の設定において重ね幅の影響が反映された実験値の評価が可能になると考えられる。山形鋼の重ね継手偏心率  $\kappa$  は、上述した式(2-32)を用いて評価する。また、同表および同図では安全率を除いた JEC-b カーブおよび日本建築学会の鋼構造許容応力度設計規準式<sup>2)12)</sup>の計算値（以降、それぞれの短期許容座屈応力度の安全率を除いた座

屈強度曲線のことを JEC-b カーブ, AIJ カーブと呼称する。) を併せて示す。なお, 文献 2.8) では L150×15 と L130×12 の異サイズを継いだ場合の試験体諸元および実験結果は, 大きい方のサイズ L150×15 を基準にして各計算値を整理しているものの, 通常の鉄塔設計では小さい断面として部材耐力を評価することが一般的であり, 実設計の実情を反映した数値結果とは言い難い。そのため, 試験体 L120-cl-40 は L130×12 の材料強度および断面性能を基準にして再評価している。

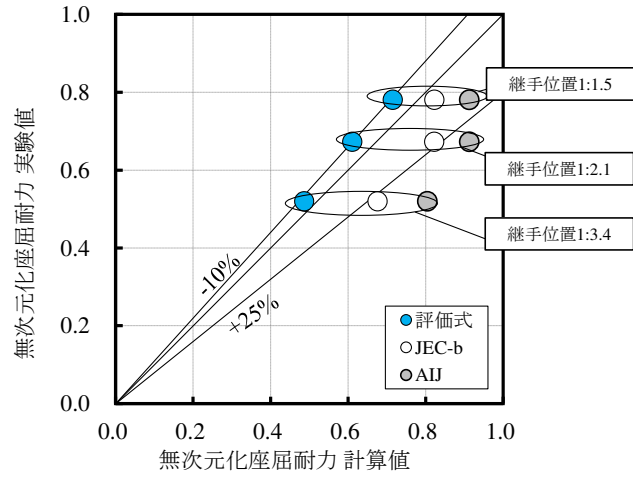
同図に示すように, 重ね継手が部材中央の場合には, 評価式は実験値を-10%程度の精度で一律に捉えることができ, JEC-b カーブも実験値と良好な対応を示している。評価式より実験値の方がやや大きくなっている場合がある要因として, 評価式は完全弾塑性を仮定したモデルである一方で, 実験では最大耐力到達までに塑性化が進行していた範囲では, 歪硬化の影響で降伏応力度以上に断面応力度が上昇した範囲があったと推定され, その状態下で曲げ座屈耐力を発現していたことに起因すると考えられる。また, AIJ カーブは JEC-b カーブよりも総じて危険側評価を与えている。

継手位置が部材端部に近い場合では, 継手が部材中央にある場合と比べ座屈耐力がより低下するため, JEC-b カーブおよび AIJ カーブでは+20%以上実験値を過大評価しているのに対して, 重ね継手の偏心接合に伴う付加曲げモーメントをパラメータとして詳細に反映した評価式では実験値の傾向を捉えているといえる。

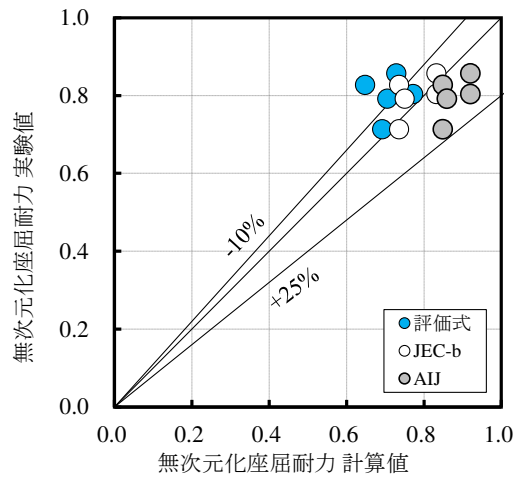
以上より, Ježek の理論をもとにした評価式(2-46)は, 重ね継手の偏心接合に伴う付加曲げモーメントに起因する耐力低下が顕著になる継手部が部材端部であるような場合も含め, 重ね継手を有する山形鋼部材の非弾性域の曲げ座屈耐力をやや安全側に定量的に評価可能であることが確認できた。

表 2.4.1 試験体諸元および座屈耐力計算値

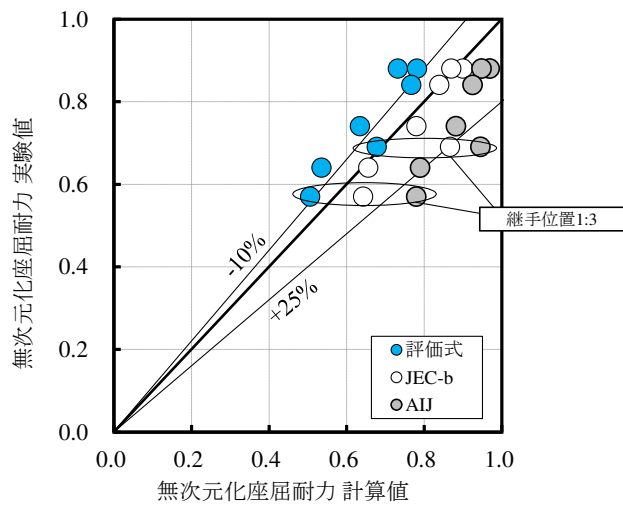
No.	試験体名 (文献記載名)	試験体諸元							実験結果		計算値					
		継手位置	上部材	下部材	重ね継手 偏心率	上部材 $\sigma_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	有効 細長比	無次元化 細長比	座屈荷重 (kN)	無次元化 座屈耐力	既往の設計式		偏心率 κ	損傷位置 <i>r</i> で評価		
											JEC-b $\sigma_y/\sigma_y$	AIJ $\sigma_y/\sigma_y$		損傷位置 <i>r</i> /L	評価値 $\sigma_y/\sigma_y$	
1	CP-L-2	1: 2.1	L300x35	L300x35	1.55	463	40	0.60	6168	0.67	継手境界	0.82	0.91	1.55	0.51	0.61
2	CP-L-3	1: 1.5	L350x35	L350x35	1.31	461	40	0.60	8316	0.78	継手境界	0.82	0.91	1.31	0.67	0.72
3	CP-L-4	1: 3.4	L350x35	L350x35	1.31	461	60	0.90	5541	0.52	継手境界	0.68	0.80	1.31	0.36	0.49
4	重ねSS400-1	1: 1	L150x10	L150x10	0.85	334	45	0.58	784	0.80	継手境界	0.83	0.92	0.85	0.62	0.77
5	重ねSS400-3	1: 1	L150x10	L150x15	1.11	334	45	0.58	836	0.86	継手境界	0.83	0.92	1.11	0.62	0.73
6	重ねJS690S-1	1: 1	L150x10	L150x10	0.85	631	45	0.79	1315	0.71	継手境界	0.74	0.85	0.85	0.62	0.69
7	重ねJS690S-4	1: 1	L150x10	L150x15	1.11	631	45	0.79	1525	0.83	継手境界	0.74	0.85	1.11	0.62	0.65
8	重ねJS690S-6	1: 1	L150x15	L150x15	0.85	584	45	0.76	1975	0.79	継手境界	0.75	0.86	0.85	0.62	0.71
9	L150-15cl-30	1: 1	L150x15	L150x15	1.32	292	30	0.36	1095	0.88	継手境界	0.90	0.97	1.32	0.66	0.78
10	L150-15cl-40	1: 1	L150x15	L150x15	1.32	279	40	0.47	1038	0.88	継手境界	0.87	0.95	1.32	0.62	0.73
11	L150-15cl-60	1: 1	L150x15	L150x15	1.32	279	60	0.70	881	0.74	継手境界	0.78	0.88	1.32	0.58	0.63
12	L150-15cl-80	1: 1	L150x15	L150x15	1.32	279	80	0.94	761	0.64	継手境界	0.66	0.79	1.32	0.56	0.53
13	L150-15ql-40	1: 3	L150x15	L150x15	1.32	292	40	0.48	849	0.69	中央	0.87	0.94	1.32	0.50	0.68
14	L150-15ql-80	1: 3	L150x15	L150x15	1.32	292	80	0.96	700	0.57	中央	0.64	0.78	1.32	0.50	0.51
15	L130-12cl-40*	1: 1	L130x9	L150x15	0.91	292	45	0.56	764	0.84	継手境界	0.84	0.92	0.91	0.62	0.77



(a) 文献 2.3) (No.1~3)



(b) 文献 2.4) (No.4~8)



(c) 文献 2.8) (No.9~15)

図 2.4.4 計算値と実験値の比較

ところで、評価式(2-46)では損傷断面の位置  $t$  を定める必要があるが、既存の健全部材ではあらかじめ位置  $t$  を特定することは困難であり、既存部材の耐力評価を行うには適さない。一方で、図 2.4.5(a)に示すように、付加曲げモーメントとして継手部での最大値を採用することとし、損傷位置  $t$  を継手位置  $H$  と読み替えた式(2-47)を用いれば安全側に座屈耐力を評価することができると考えられる。

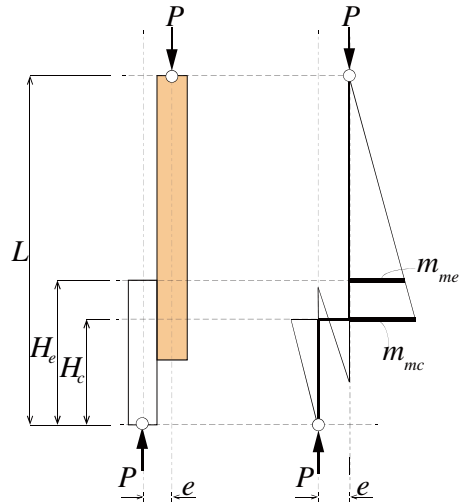
$$\lambda^2 = \frac{\pi^2 E}{\sigma_{cr}} \left\{ \frac{3 \left( \frac{\sigma_y}{\sigma_{cr}} - 1 \right) - \kappa \left( 1 - \frac{H}{L} \right)}{3 \left( \frac{\sigma_y}{\sigma_{cr}} - 1 \right)} \right\}^3 \quad (2-47)$$

図 2.4.6 には、評価式において、損傷位置  $t$  を適切に評価した場合と、損傷位置  $t$  として継手芯  $H = H_c$  として評価した場合を示す。同図(a)は前節で示した評価結果の再掲である。同図(b)に示すように、 $t = H = H_c$  とした評価値は実験値をより安全側に評価できている。

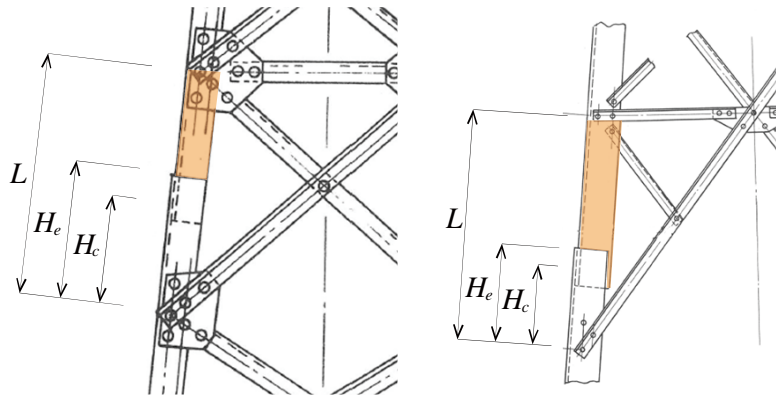
また、図 2.4.5 にみるように、継手位置  $H$  として、継手芯  $H_c$  ではなく、継手境界（下部材の上端） $H_e$  として解釈することも可能である。部材が重なる継手部分では剛性が高くなるために座屈変形による損傷が生じにくく、既往実験の非弾性域に属する部材試験体の多くは継手境界が座屈位置（損傷位置）であることが報告されている。実際に、図 2.4.6 (a)に示した多くの実験結果は  $t = H = H_e$  に該当しており、既存の重ね継手を有する部材の座屈耐力評価を行う際には  $t = H = H_c$  または  $H_e$  として式(2-47)を用いれば、現行設計式である JEC-b カーブや AIJ カーブよりも座屈耐力を安全側に評価可能である。式(2-47)は、継手位置が端部に近いほど座屈荷重が低下する傾向を、 $H/L$  というパラメータとして認識できるため、設計者の立場からは明快で扱いやすいと考えられる。

図 2.4.7 には、式(2-47)による座屈強度曲線を JEC-b カーブと比較して示す。評価式は継手部の重心のずれに伴う偏心率  $\kappa$  が大きいほど、継手位置  $H/L$  が小さいほど、耐力低下する座屈曲線となり、JEC-b カーブを下回る場合がある傾向を再現している。例えば、 $H/L \geq 0.4$  かつ偏心率  $\kappa \leq 0.4$  の範囲では、継手偏心を考慮した評価式は JEC-b カーブと同等の評価となっているものの、 $H/L \leq 0.3$  かつ偏心率  $\kappa \geq 0.4$  では評価式が JEC-b カーブを下回る場合があることが確認できる。

なお、以降の 2.6.3 項では、評価式中のパラメータの継手位置  $H/L$  に関しては、送電用山形鋼鉄塔製作の慣例に倣った、実務設計でも使用可能な簡便な実用式の試算を試みる。

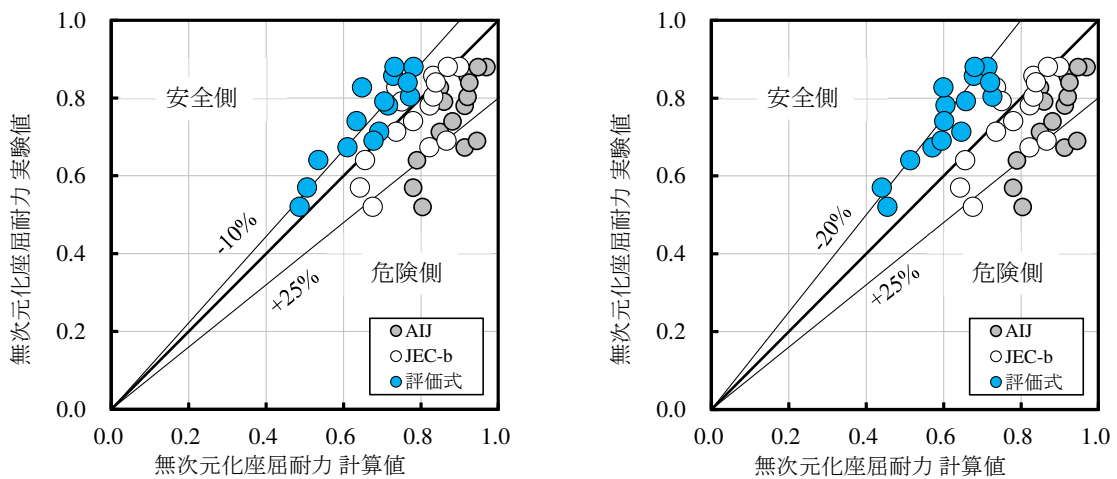


(a) 偏心継手による付加曲げモーメント



(b) 重ね継手位置  $H$  の評価

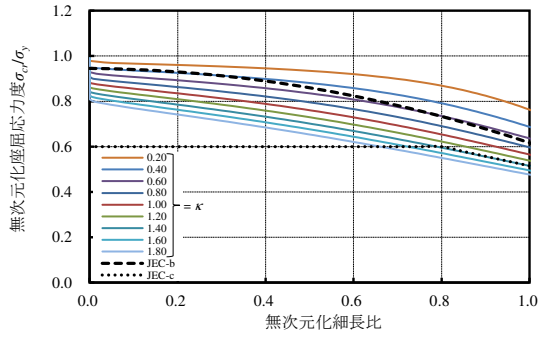
図 2.4.5 付加曲げモーメント分布と重ね継手位置の関係



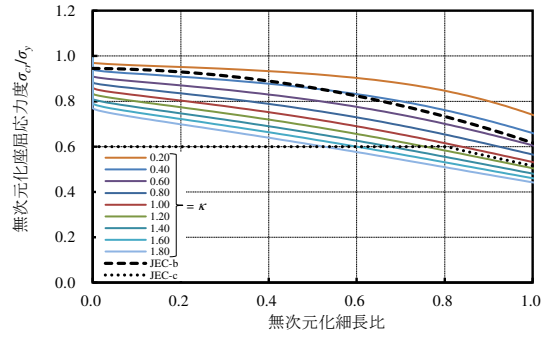
(a) 実験での損傷位置  $t$  で評価  
(実験値の多くは  $t = H_c$  に該当)

(b)  $t = H = H_c$  で評価

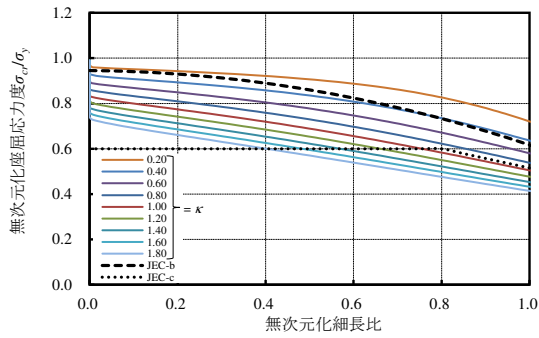
図 2.4.6 評価値と実験値の比較



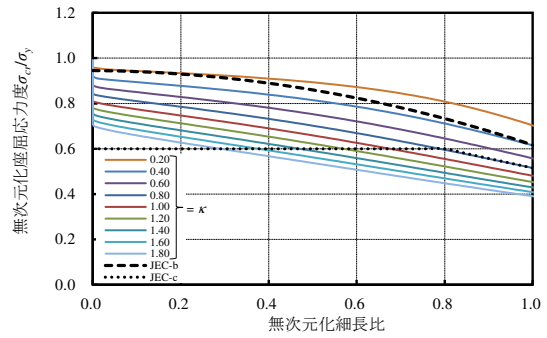
(a)  $H/L = 0.6$



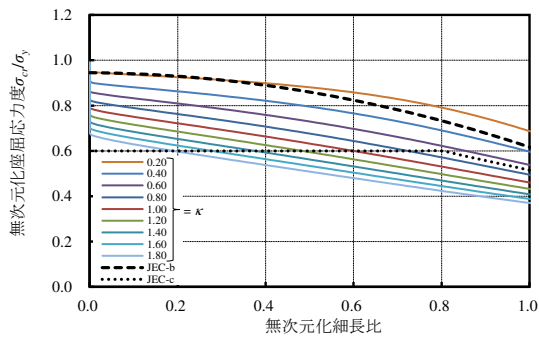
(b)  $H/L = 0.5$



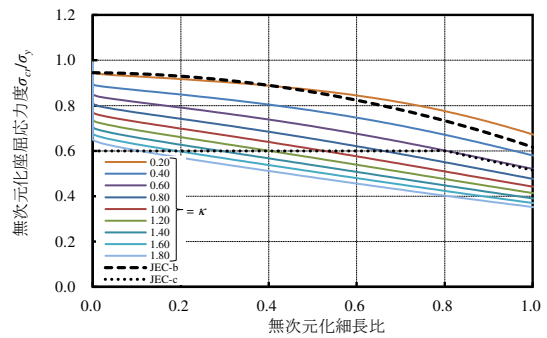
(c)  $H/L = 0.4$



(d)  $H/L = 0.3$



(e)  $H/L = 0.2$



(f)  $H/L = 0.1$

図 2.4.7 重ね継手を有する部材の非弾性曲げ座屈耐力の評価式

## 2.5. 重ね継手を有する既存の山形鋼トラス部材の耐力余裕度に関する一考察

文献 2.9)では既存の送電用鉄塔に対して、長期的な建替計画を策定する際の優先順位付けの指標作成を目的に、旧基準類で設計された既存部材の信頼性評価を試みている。しかしながら、部材強度に関して JEC-b カーブは、偏心量をパラメータとして直接反映しておらず、重ね継手による耐力低下の影響は分析されていない。

図 2.5.1 に示すように、既存の送電用鉄塔は全国に約 25 万基あり<sup>2.9)</sup>、大多数は 1965 年以降の JEC-b カーブを用いて設計された主柱材が山形鋼の鉄塔であり、前節までで示した重ね継手に伴う構造耐力上の懸念事項を完全に解消するために、既存鉄塔全てを対象に直ちに補強・建替などを実施するのは現実的には困難である。また、耐用年数が 50 年を超える鉄塔は今後年間で 4 千基程度ずつ増加することになり、長期的な建替計画の対応も重要であることがみてとれる。

一方で、実務設計上では使用鋼材の強度を規格値としている点、設計時の応力度比に余裕度がある点などを踏まえると、設計時の想定軸力に対しては必要な軸耐力を保有する可能性が考えられる。

そこで、前節の評価式(2-47)を用いれば、重ね継手を有する山形鋼部材の非弾性域の曲げ座屈耐力を評価し得るとして、継手偏心による耐力低下をパラメータとしていない JEC-b カーブに従い設計されている既存の送電用鉄塔の主柱材保有耐力の実態を偏心率の観点から分析する。

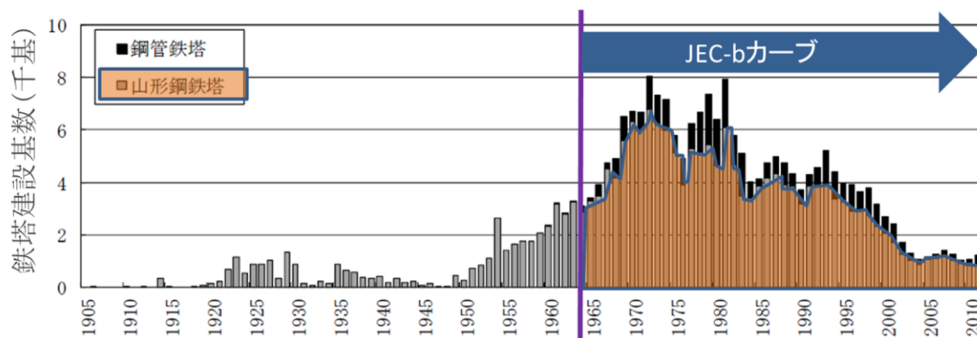


図 2.5.1 国内の送電鉄塔建設数の推移<sup>2.9)</sup>

### 2.5.1. 評価概要

重ね継手偏心による耐力低下をパラメータとしていない JEC-b カーブにて設計された既存部材の作用軸力と評価式の座屈耐力が一致する偏心率を損傷限界偏心率  $\kappa_{cr}$  と定義し、継手位置、鋼材の実強度、設計時の検定値をパラメータとして算定し、 $\kappa_{cr}$  と山形鋼継手の偏心率  $\kappa$  の対応関係を分析することで、既存部材の余裕度を定量的に試算する。

#### (1) 山形鋼重ね継手の組合せ

山形鋼の組合せは自身と同サイズ以上とし、異サイズの場合は実際の設計・製作状況を勘案して決定した（表 2.3.2 参照）。図 2.5.2 には全組の重ね継手偏心率の分布を示す。全組の最大値は 1.88、平均値は 0.65 である。

#### (2) 降伏応力度の実勢値

設計上では鋼材強度として材料の降伏応力度の規格値  $F$  を用いている。一方で、規格値は想定される降伏応力度の下限值であり、実際の鋼材の降伏応力度の実勢値は規格値を上回る。表 2.5.1 には文献 2.15) で報告されている実験結果の統計値を示す。同表より、降伏応力度の実勢値の平均値は、山形鋼では規格値の 1.15～1.3 倍程度となっている。

本検討では、部材耐力の余裕度の実状を把握することを目的に鋼材の実勢値をパラメータの一つとして扱う。

なお、既存鉄塔に使用されているめっき鋼材の実強度を把握する試みは別途進められており<sup>2.16)</sup>、その研究発展が期待される。

#### (3) 偏心率 $\kappa_{cr}$ の試算

継手偏心による耐力低下をパラメータとしていない JEC-b カーブにて設計された既存部材の作用軸力と評価式の座屈耐力が一致する偏心率  $\kappa_{cr}$  を算定する。

降伏応力度が規格値で計算されている JEC-b カーブと比較するため、実勢値を考慮するパラメータとして鋼材の規格値  $F$  に対する実強度  $\sigma_y$  の比である実強度倍率を表す係数  $\gamma$  を導入すると、評価式は式(2-48)のように表現できる。図 2.5.3 には一例として、 $H/L=0.3$  における  $\gamma = 1.0$  と  $\gamma = 1.2$  の評価式と JEC-b カーブとの対応関係を示す。

$$x^2 = \frac{1}{y} \left[ \frac{3 \left( \frac{\gamma}{y} - 1 \right) - \kappa \left( 1 - \frac{H}{L} \right)}{3 \left( \frac{\gamma}{y} - 1 \right)} \right]^3 \quad (2-48)$$

ただし、

$$x: \text{無次元化細長比} : \frac{\lambda}{\pi} \sqrt{\frac{F}{E}}, \quad y: \text{無次元化座屈応力} : \frac{\sigma_{cr}}{F}$$

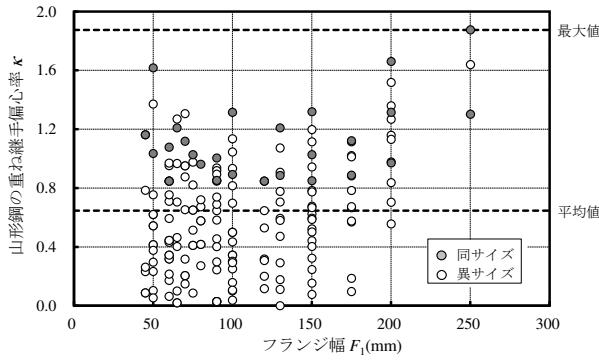
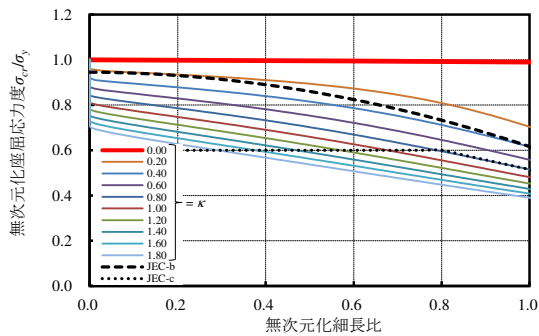
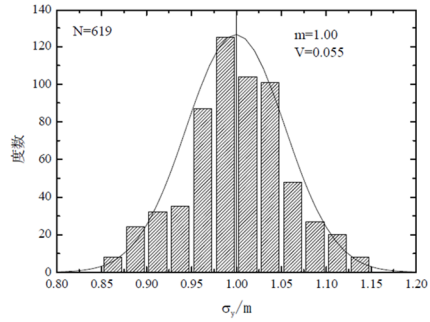
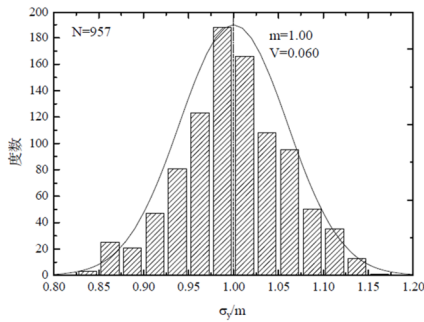


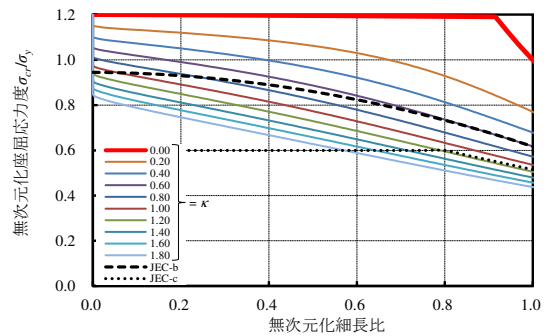
図 2.5.2 山形鋼重ね継手偏心率の分布(再掲)

表 2.5.1 降伏応力度の統計値<sup>2.15)</sup>

鋼材種類 材質	山形鋼			円形鋼管		
	SS400	SS540	SH590S	STK400	STK540	STKT590
規格降伏点(N/mm <sup>2</sup> )	245	400	440	235	390	440
サンプル数	491	285	181	193	237	194
平均値 $m$ (N/mm <sup>2</sup> )	321	466.4	505.7	395.8	514.5	551.5
標準偏差 $s$ (N/mm <sup>2</sup> )	22.6	20.4	26	24.8	21.9	34.6
変動係数 $V=s/m$	0.0703	0.0438	0.0515	0.0627	0.0425	0.0627
平均 $m$ /規格降伏点	1.31	1.166	1.149	1.684	1.319	1.253
(平均 $m$ -規格値)/標準偏差 $s$	3.36	3.24	2.52	6.48	5.68	3.22



(a)  $\gamma = 1.0$



(b)  $\gamma = 1.2$

図 2.5.3 実強度を見込んだ評価式( $H/L=0.3$ )と JEC-b カーブ(規格値)の対応関係

既存部材の保有耐力の実態を把握する上で設計時の裕度（検定値）は大きな要素の一つである。本検討では設計時の裕度もパラメータの一つとして分析する。そこで、既存部材は JEC-b カーブにて式(2-49)のように設計されているとする。

$$\tau = \frac{y}{y_{JEC-b}} = \frac{y}{K_0 - K_1x - K_2x^2} \quad (2-49)$$

$K_i$  : JEC-b カーブの係数で  $K_0=0.945$ ,  $K_1=0.0123$ ,  $K_2=0.316$

$\tau$  : 設計時の部材の応力度比（裕度，検定値）（ $0 < \tau \leq 1.0$ ）

このとき，設計時の想定荷重における部材の想定軸力（存在応力）は式(2-50)とできる。

$$y = \tau(K_0 - K_1x - K_2x^2) \quad (2-50)$$

式(2-48)に式(2-50)を代入し， $\kappa$ について解くと，

$$\kappa_{cr} = \frac{3}{1-H/L} \left( \frac{\gamma}{(K_0 - K_1x - K_2x^2)\tau} - 1 \right) \left( 1 - \sqrt[3]{x^2(K_0 - K_1x - K_2x^2)\tau} \right) \quad (2-51)$$

式(2-51)が継手偏心による耐力低下をパラメータとしていない JEC-b カーブにて設計された既存部材の想定軸力と評価式の座屈耐力が一致する偏心率  $\kappa_{cr}$  である。本検討では，以下に示すようなパラメータで偏心率  $\kappa_{cr}$  を算定する。

$\gamma$  : 実強度倍率のパラメータ（1.0, 1.1, 1.2, 1.3, 1.4, 1.5）

$H/L$  : 継手位置のパラメータ（0.1, 0.2, 0.3, 0.4, 0.5, 0.6）

$\tau$  : 設計時の応力度比（0.80, 0.90, 1.00）

例えば，山形鋼の継手偏心率  $\kappa$  が  $x$ ,  $\tau$ ,  $\gamma$ ,  $H/L$  を設定して求まる  $\kappa_{cr}$  より小さければ，同組は継手偏心による耐力低下を考慮しても設計時の想定軸力に対して必要な実耐力を保有する可能性があるとして解釈できる。

## 2.5.2. 評価結果の分析

図 2.5.4 に，例として部材検定値  $\tau = 0.90$  における  $\kappa_{cr}$  の算定結果を  $H/L$  ごとに示す。同図に示すように，鋼材実強度倍率  $\gamma$  および  $H/L$  の増加に応じて  $\kappa_{cr}$  は増大する。また， $\kappa_{cr}$  は鋼材強度を規格値で考えると， $H/L < 0.3$  の場合には山形鋼の重ね継手偏心率の平均値 0.6 を下回る評価となるが，実強度倍率  $\gamma = 1.2$  (1.2F) を見込めば  $H/L$  が 0.1~0.6 の全ての場合で平均値 0.6 を上回る評価となっている。

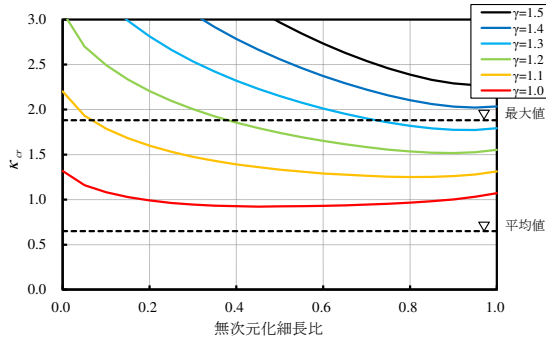
また、 $\kappa_{cr}$ と無次元化細長比 $x$ の関係に着目すると、 $\kappa_{cr}$ は $x$ が0.5~0.9程度で最小値をもつ分布となっている。よって、 $\lambda=40\sim60$ 程度の支柱材は最小値近傍に多く分布することが想定される。そこで、 $0\leq x\leq 1$ の範囲の一群の $\kappa_{cr}$ の閾値 $\kappa_{lim}$ を式(2-52)として試算すれば、重ね継手を有する支柱材の実耐力を概ね把握できると考え、以降では $\kappa_{lim}$ と山形鋼組合せの偏心率 $\kappa$ を比較して分析を進める。

$$\kappa_{lim} = \min_{x\in\{0,1\}} \{\kappa_{cr}(x, \gamma, H/L, \tau)\} \quad (2-52)$$

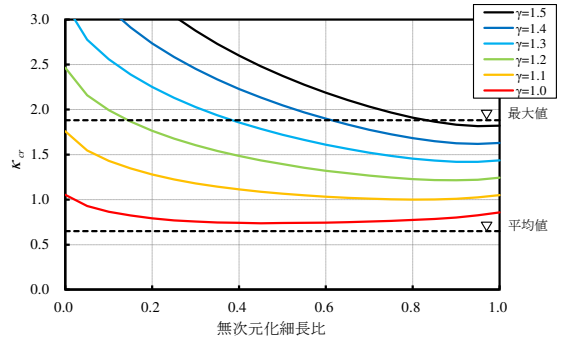
通常送電用トラス鉄塔の山形鋼支柱材の検定値（安全率もしくは裕度と同義） $\tau$ の最大値は一般的に1.0~0.8である。そこで $\tau=1.0, 0.9, 0.8$ における $\kappa_{lim}$ の評価した結果を図2.5.5にそれぞれ示す。同図(a)に示すように、継手位置 $H/L$ および鋼材実強度倍率 $\gamma$ が大きいほど $\kappa_{lim}$ は上昇し、それは部材に許容される偏心率の上昇を意味し、多くの山形鋼重ね継手の組が必要な保有耐力を有する評価となる。 $\tau=0.9$ および0.8の場合では実強度が1.2F以上あれば、 $H/L\geq 0.1$ において $\kappa_{lim}$ は山形鋼の重ね継手偏心率の平均値以上の評価となる。同図(b)には山形鋼重ね継手の全組の内、算定した $\kappa_{lim}$ 以下の組数の比率を示す。同図に示すように、実強度倍率 $\gamma$ が上昇するほど、 $\kappa_{lim}$ 以下の組数の割合が顕著に増加し、例えば、継手位置 $H/L=0.3$ の場合、 $\tau=1.0$ では $\gamma=1.4$ （1.4F）以上、 $\tau=0.9$ では $\gamma=1.2$ （1.2F）以上、 $\tau=0.8$ では $\gamma=1.0$ （1.0F）以上の実強度を有していれば、60%以上の組が $\kappa_{lim}$ 以下の評価となっている。

図2.5.6には評価結果の一例として、実強度倍率 $\gamma=1.2$ （1.2F）における $H/L$ ごとの $\kappa_{lim}$ を、山形鋼の重ね継手偏心率の分布と照らし合わせて示す。下層の支柱材に用いられることが多いフランジ幅 $F_1\geq 175$ の偏心率は全組の平均値以上になる組が多くを占め、大型サイズの山形鋼は偏心継手による耐力低下の影響が大きくなることが考えられる。また、全体的に異サイズ継手よりも同サイズ継手の方が偏心率 $\kappa$ は大きく、 $H/L\geq 0.1$ において全ての同サイズ継手が $\kappa_{lim}$ 以上に該当している。

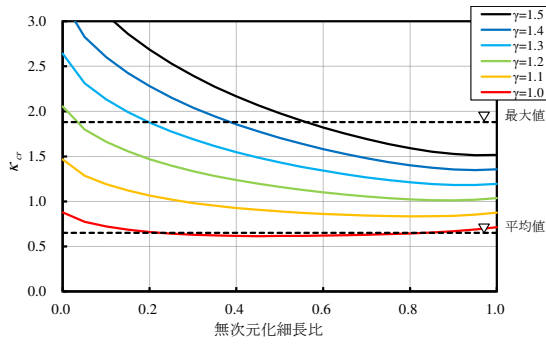
以上より、継手偏心による耐力低下をパラメータとしていないJEC-bカーブに基づき設計された重ね継手を有する山形鋼支柱材は、設計時の想定軸力にて強度不足の判定になる場合があることが確認された一方で、使用鋼材の実強度の高まりや設計時の裕度（検定値、安全率）を見込めば、多くの組合せは必要な実耐力を保有している可能性があることも示唆された。上述したような傾向は、JEC-bカーブに従い設計された既存鉄塔どうしの構造余裕度の優劣を決める一つの目安として、合理的にスクリーニング作業を進めていく一指標にもなりうると思われる。



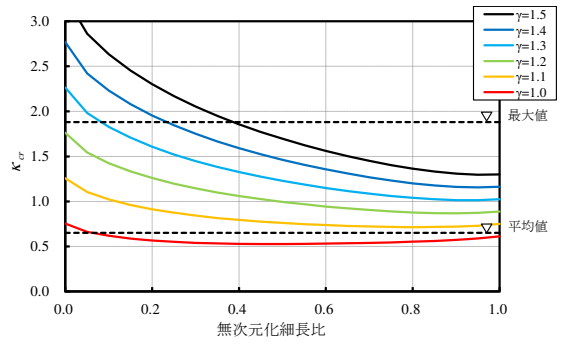
(a)  $H/L = 0.6$



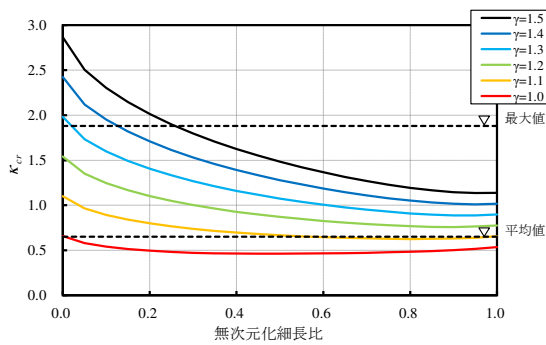
(b)  $H/L = 0.5$



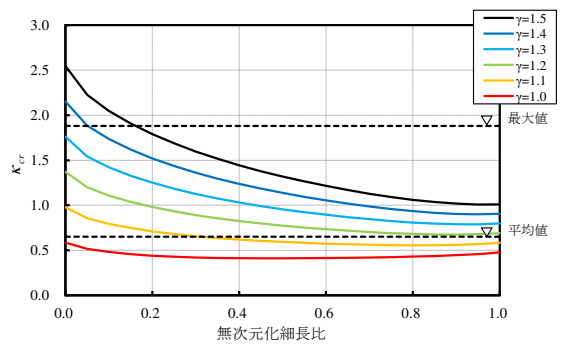
(c)  $H/L = 0.4$



(d)  $H/L = 0.3$

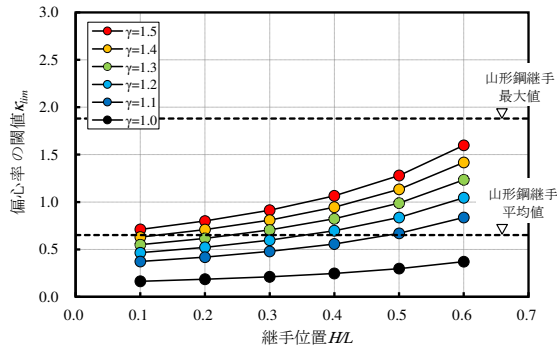


(e)  $H/L = 0.2$

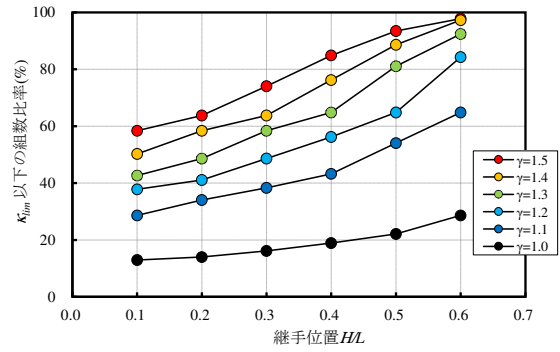


(f)  $H/L = 0.1$

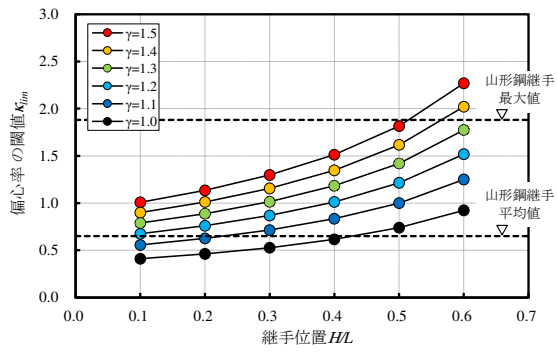
図 2.5.4 偏心率  $\kappa_{cr}$  の試算結果 (検定値  $\tau = 0.9$ )



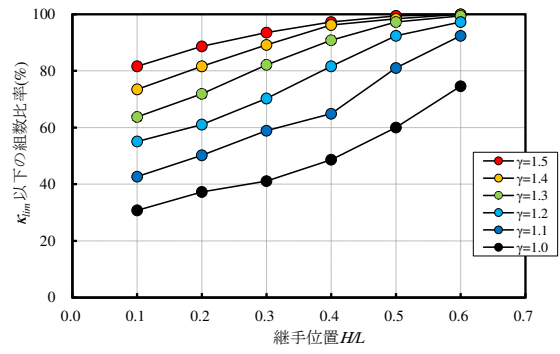
(a-1)  $\tau = 1.00$



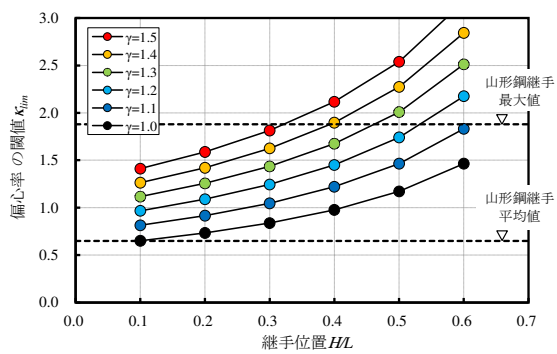
(b-1)  $\tau = 1.00$



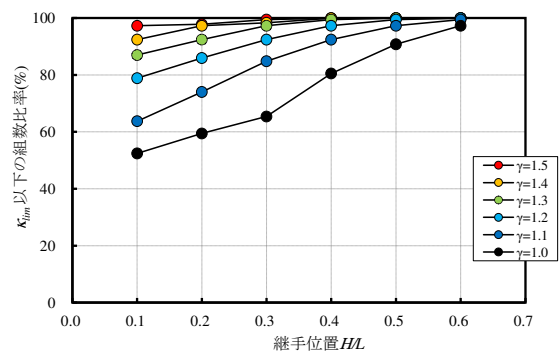
(a-2)  $\tau = 0.90$



(b-2)  $\tau = 0.90$



(a-3)  $\tau = 0.80$

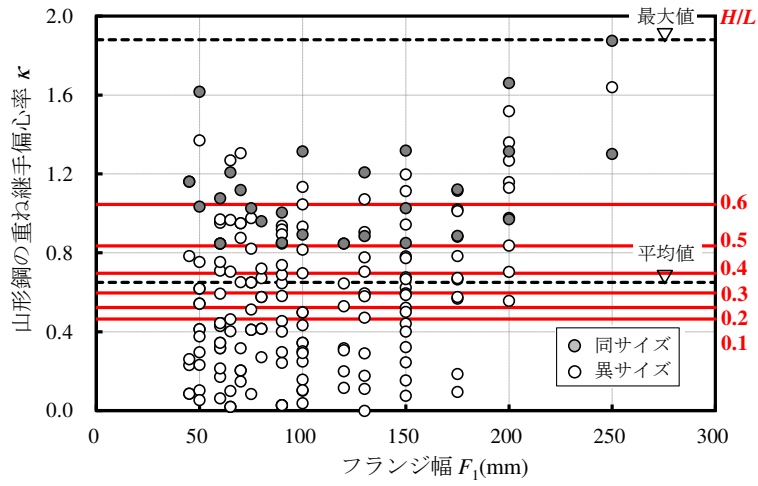


(b-3)  $\tau = 0.80$

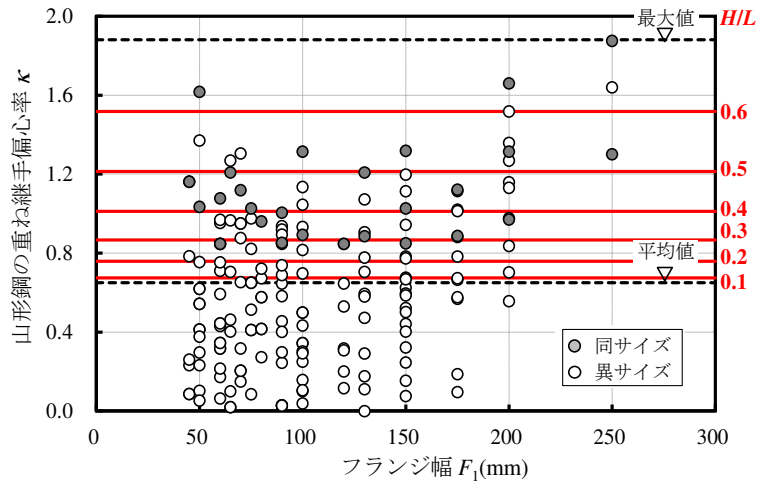
(a) 偏心率  $\kappa_{lim}$

(b) 偏心率  $\kappa_{lim}$  以下の組数割合

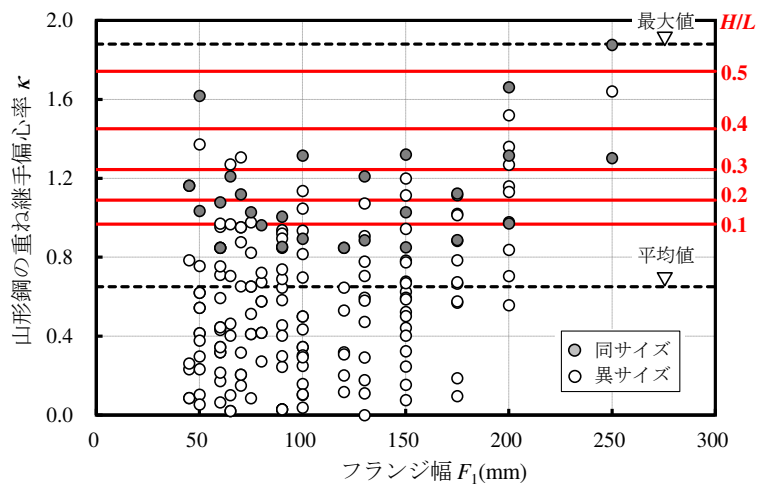
図 2.5.5 偏心率  $\kappa_{lim}$  の試算結果



(a)  $\tau = 1.00$



(b)  $\tau = 0.90$



(c)  $\tau = 0.80$

図 2.5.6 山形鋼重ね継手の偏心率の分布と 1.2F における  $\kappa_{lim}$

## 2.6. 重ね継手を有する山形鋼支柱材の設計式の提案

### 2.6.1. 設計式の提案

Ježek の理論をもとに導出した評価式(2-47)は、座屈耐力  $\sigma_{cr}$  および偏心率  $\kappa$ 、継手位置  $H/L$  を定めることで、直接対応する細長比  $\lambda$  を算定する関係式となっており、座屈耐力に対して簡単な代数式で表現できれば実務設計で使用する場合に便利であると考えられる。

ところで、導出した評価式を図示したグラフを観察すると、非弾性域においては偏心率  $\kappa \geq 0.6$  では概ね線形関係の様相を呈している。よって、導出した評価式を細長比  $\lambda$  および偏心率  $\kappa$ 、重ね位置  $H/L$  をパラメータとした線形関数の簡略式に近似し、重ね継手を有する部材の非弾性曲げ座屈耐力の簡易設計式へと展開を図る。以降、無次元化細長比を  $x$ 、無次元化座屈耐力を  $y$  という記号を用いることし、評価式は式(2-53)の形で考える。

$$x^2 = \frac{1}{y} \left\{ \frac{3 \left( \frac{1}{y} - 1 \right) - \kappa \left( 1 - \frac{H}{L} \right)}{3 \left( \frac{1}{y} - 1 \right)} \right\}^3 \quad (2-53)$$

図 2.6.1 に示すように、無次元化細長比が  $x = 0$  および  $x = 1$  の 2 点である点  $A(0, y_{x=0})$  および点  $B(1, y_{x=1})$  を通る直線を式(2-54)の形で定式化することを考える。

$$y_{cr} = y_{x=0} + (y_{x=1} - y_{x=0})x \quad (2-54)$$

$$y_{x=0} = \frac{3}{3 + \kappa \left( 1 - \frac{H}{L} \right)} \quad (2-55)$$

また、無次元化細長比  $x = 1$  に対応する無次元化座屈耐力  $y_{x=1}$  は、式(2-53)から代数的に解法することができない。そこで、 $y_1$  を偏心率  $\kappa$  および重ね位置  $H/L$  をパラメータとした陽な形の近似式として表現することを考える。図 2.6.2 には解析的に求めた  $y_{x=1}$  を  $\kappa(1-H/L)$  ごとに示す。解析値は式(2-56)として近似表現できる。ただし、便宜的に  $y_1$  の上限を 1.0 と定める。

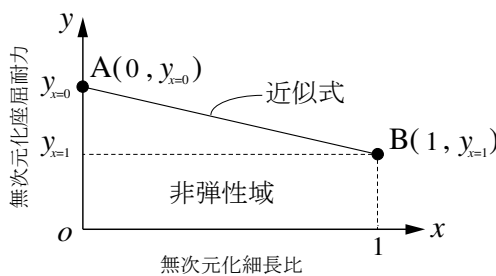


図 2.6.1 提案する設計式概念図

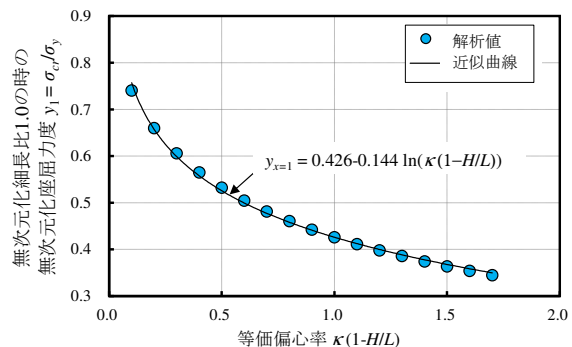


図 2.6.2  $H/L=0$  の時の  $\kappa$  と  $y_{x=1}$  の解析値

$$y_{x=1} = 0.426 - 0.144 \cdot \ln \left\{ \kappa \left( 1 - \frac{H}{L} \right) \right\} \quad (2-56)$$

以上を踏まえ、重ね継手を有する山形鋼部材の非弾性曲げ座屈耐力の設計式として式(2-57)を提案する。図 2.6.3 には提案する設計式を JEC-b カーブと比較して示す。

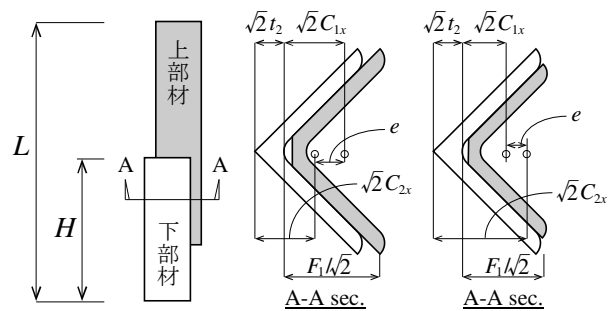
$$\sigma_{cr} = \sigma_y \left\{ \sigma_{c0} + (\sigma_{c1} - \sigma_{c0}) \frac{\lambda}{\pi \sqrt{E/\sigma_y}} \right\} \quad (2-57)$$

ただし、

$$\sigma_{c0} = \frac{3}{3 + \kappa \left( 1 - \frac{H}{L} \right)}$$

$$\sigma_{c1} = 0.426 - 0.144 \cdot \ln \left\{ \kappa \left( 1 - \frac{H}{L} \right) \right\}$$

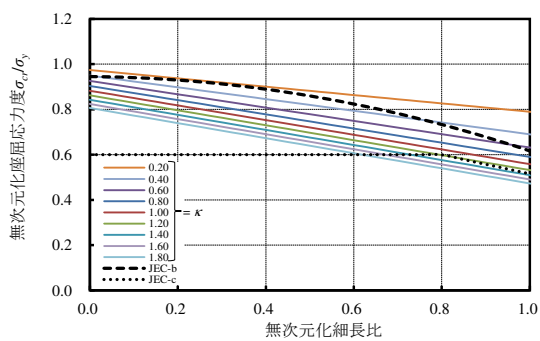
$$\kappa = \frac{F_1 |C_{1x} - C_{2x} + t_2|}{2 \cdot i_{1v}^2}$$



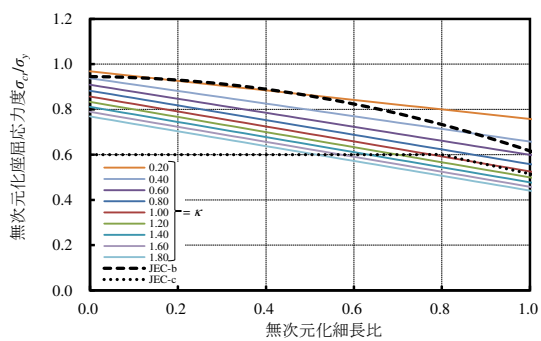
- $\sigma_{cr}$  : 対象とする支柱材の座屈応力度
- $\sigma_y$  : 上部材の山形鋼の降伏応力度
- $\lambda$  : 上部材の山形鋼を基準とした細長比
- $L$  : 対象とする支柱材長さ
- $H$  : 下端から下部材の上端までの長さ
- $\kappa$  : 重ね継手による上部材の山形鋼断面に生じる偏心率
- $C_{1x}$  : 上部材の山形鋼の重心距離
- $C_{2x}$  : 下部材の山形鋼断面の重心距離
- $F_1$  : 上部材の山形鋼断面のフランジ幅
- $i_{1v}$  : 上部材の山形鋼断面の弱軸回りの断面二次半径
- $t_2$  : 下部材の山形鋼断面のフランジ板厚
- $\sigma_{c1}$  : 上限値を 1.0 とする。

\*重ね継手を有する山形鋼部材の非弾性域の曲げ座屈耐力を対象にした設計式である。

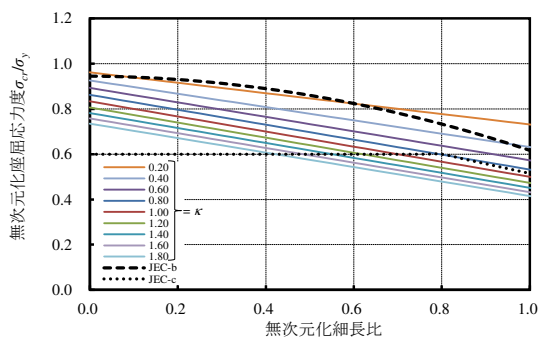
\*山形鋼サイズは、上部材が下部材以下のサイズであることを前提としている。



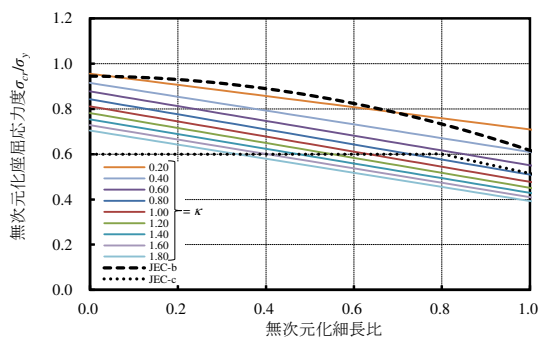
(a)  $H/L = 0.6$



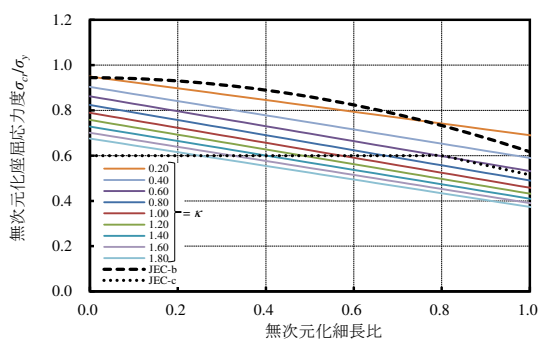
(b)  $H/L = 0.5$



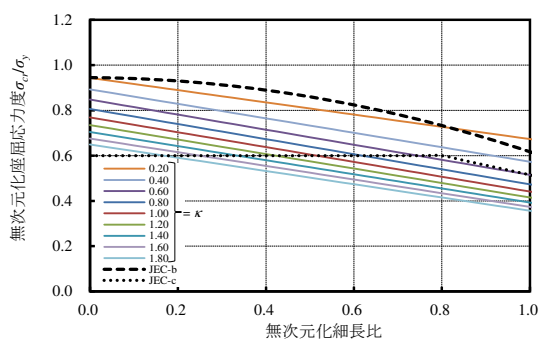
(c)  $H/L = 0.4$



(d)  $H/L = 0.3$



(e)  $H/L = 0.2$



(f)  $H/L = 1.0$

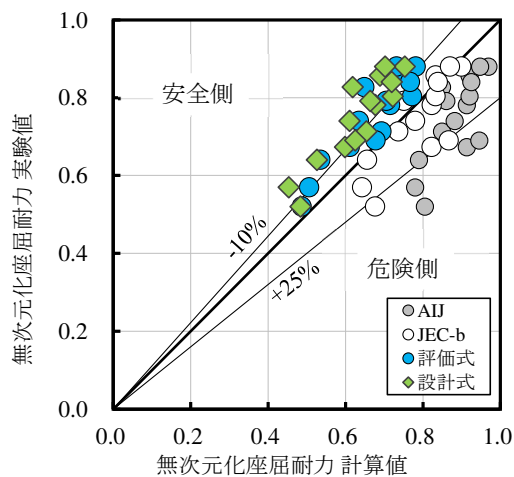
図 2.6.3 重ね継手を有する山形鋼部材の非弾性曲げ座屈耐力の設計式

## 2.6.2. 提案設計式と実験値の比較

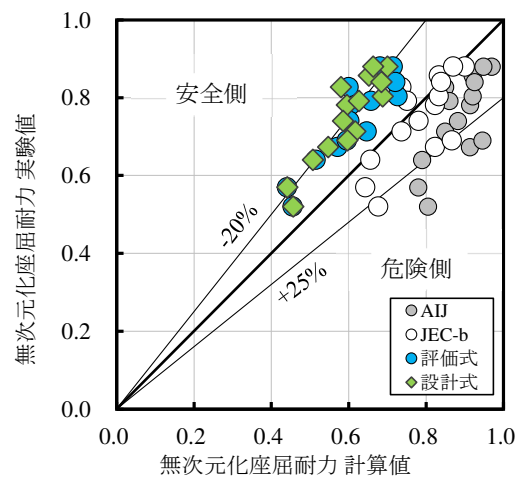
提案した設計式の適用性を実験値と比較して検証する。表 2.6.1 に設計値と評価式，実験値を比較して示す。同表に示すように，設計値は評価値と良好な対応を示し，評価値により実験値を安全側に評価できていることが確認できる。また，提案した設計式を用いれば，JEC-bカーブや AIJ カーブよりも重ね継手を有する山形鋼部材の非弾性曲げ座屈耐力を安全側に評価可能であることが確認できる。

表 2.6.1 座屈耐力計算値

No.	試験体名 (文献記載名)	実験結果		計算値								
		無次元化 細長比	無次元化 座屈耐力	既往の設計式		偏心率 $\kappa$	継手境界 $H_e$ で評価		設計式 $H=H_e$	継手位置 $H_c$ で評価		設計式 $H=H_c$
				JEC-b $\sigma_{cr}/\sigma_y$	AIJ $\sigma_{cr}/\sigma_y$		継手境界 $H_e/L$	評価式 $\sigma_{cr}/\sigma_y$		継手位置 $H_c/L$	評価式 $\sigma_{cr}/\sigma_y$	
1	CP-L-2	0.60	0.67	0.82	0.91	1.55	0.51	0.61	0.60	0.32	0.57	0.55
2	CP-L-3	0.60	0.78	0.82	0.91	1.31	0.67	0.72	0.68	0.41	0.61	0.59
3	CP-L-4	0.90	0.52	0.68	0.80	1.31	0.36	0.49	0.48	0.23	0.46	0.46
4	重ねSS400-1	0.58	0.80	0.83	0.92	0.85	0.62	0.77	0.72	0.50	0.73	0.69
5	重ねSS400-3	0.58	0.86	0.83	0.92	1.11	0.62	0.73	0.69	0.50	0.68	0.65
6	重ねJS690S-1	0.79	0.71	0.74	0.85	0.85	0.62	0.69	0.65	0.50	0.65	0.62
7	重ねJS690S-4	0.79	0.83	0.74	0.85	1.11	0.62	0.65	0.62	0.50	0.60	0.58
8	重ねJS690S-6	0.76	0.79	0.75	0.86	0.85	0.62	0.71	0.66	0.50	0.66	0.63
9	L150-15cl-30	0.36	0.88	0.90	0.97	1.32	0.66	0.78	0.75	0.50	0.71	0.70
10	L150-15cl-40	0.47	0.88	0.87	0.95	1.32	0.62	0.73	0.70	0.50	0.68	0.66
11	L150-15cl-60	0.70	0.74	0.78	0.88	1.32	0.58	0.63	0.61	0.50	0.60	0.59
12	L150-15cl-80	0.94	0.64	0.66	0.79	1.32	0.56	0.53	0.53	0.50	0.51	0.51
13	L150-15ql-40	0.48	0.69	0.87	0.94	1.32	0.37	0.63	0.62	0.25	0.60	0.60
14	L150-15ql-80	0.96	0.57	0.64	0.78	1.32	0.31	0.45	0.45	0.25	0.44	0.44
15	L130-12cl-40*	0.56	0.84	0.84	0.92	0.91	0.62	0.77	0.72	0.50	0.72	0.68



(a)  $H = H_e$  で評価



(b)  $H = H_c$  で評価

図 2.6.4 設計式の評価精度

### 2.6.3. $H/L$ の下限値の試算

先述した各種検討を踏まえると、対象鉄塔の組立図面が手元にない状況下でも、継手位置  $H/L$  の取り得る下限値  $H/L_{\min}$  をある程度把握できれば、座屈耐力を一律に安全側に把握可能となり、前節で提案した設計式を実務設計で運用する場合に有益な一資料になると考えられる。そこで、本項では送電用山形鋼鉄塔製作基準<sup>2.14)</sup>等に基づき、継手位置  $H/L$  の下限値  $H/L_{\min}$  の定式化を試みる。

図 2.6.5 に示すように、 $H/L$  の算定には重ね継手の重ね幅  $h_f$  と重ね継手の端部から節点までの距離  $h_s$  を把握する必要がある。本試算ではそれらの値が式(2-58)および式(2-59)のように表現されるものとして、係数  $\beta_f$  および  $\beta_s$  の取り得る最小値を試算することで分析する。

$$h_f = \beta_f \cdot F_1 \quad (2-58)$$

$$h_s = \beta_s \cdot F_1 \quad (2-59)$$

ただし、

- $h_f$  : 重ね継手幅
- $h_s$  : 上部材の下端から節点までの距離
- $\beta_f$  : 重ね幅係数
- $\beta_s$  : 端部距離係数
- $F_1$  : 重ね継手上側の支柱材の山形鋼フランジ幅

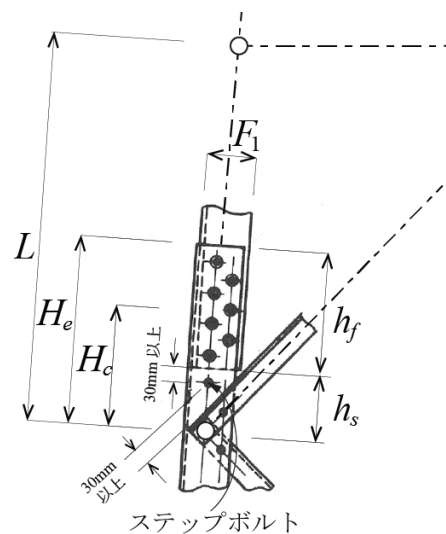


図 2.6.5 接合部節点の詳細図<sup>2.14)</sup>

最初に、重ね幅  $h_f$  を試算する。文献 2.14) では図 2.6.6 に示すように重ね継手の標準寸法が定められている。これを参考にすれば、 $h_f = e_1 + 2F_1 + e_1 \geq 3F_1$  と想定できるので、式(2-60)を採用する。

$$\beta_f \geq 3.0 \quad (2-60)$$

続いて、端部距離  $h_s$  を試算する。 $h_s$  の最小値の試算では図 2.6.7 に示すような G.PL が無い接合形式を考えれば十分である。同図(a)に示す接合形式を同図(b)のようにモデル化して考えると端部距離  $h_s$  は式(2-61)として算定でき、 $\beta_s$  は式(2-62)となる。同式より、実設計における腹材の最大サイズは経験的に L120×8 程度であり取り付け角度  $\theta_b$  は一般的に 45° であること、腕金下の支柱材の傾斜角度  $\theta_p$  は一般的に  $K=0.09 \sim 0.13$  ラジアン (82.6° ~ 84.9°) であるとされることなどを考慮し、以下に示すパラメータで  $\beta_s$  を表すことができる。

$$h_s = h_{s1} + h_{s2} + h_{s3} = 30 + \frac{30}{\sin(\theta_p - \theta_b)} + \frac{F_b}{2\sin(\theta_p - \theta_b)} = 30 + \frac{60 + F_b}{2\sin(\theta_p - \theta_b)} \quad (2-61)$$

$$\beta_s = \frac{h_s}{F_1} = \frac{1}{F_1} \left\{ 30 + \frac{60 + F_b}{2\sin(\theta_p - \theta_b)} \right\} \quad (2-62)$$

ただし、

- $F_1$  : 重ね継手上側の支柱材の山形鋼フランジ幅 (L45×4~L250×35)
- $F_b$  : 腹材の山形鋼フランジ幅 (L45×4~L120×8 かつ  $F_1$  以下)
- $\theta_p$  : 支柱材の傾斜角度 (70°, 80°, 90°)
- $\theta_b$  : 腹材の取り付け角度 (45°)

$\beta_s$  の算定結果を図 2.6.8 に示す。同図に示すように、 $\theta_p$  が大きい (コロビが大きい) ほど、 $\beta_s$  は小さくなる。また、重ね継手上側の支柱材の山形鋼フランジ幅  $F_1$  と  $\beta_s$  は反比例の関係にあり、例えば  $F_1 \geq 150$  では 0.5~1.5 の間に分布している。同図には参考として、各  $\theta_p = 70^\circ, 80^\circ, 90^\circ$  のそれぞれの下限值を評価できる曲線式を併せて示す。H/L の下限値の試算を目的とする本検討においては、 $\theta_p = 90^\circ$  の結果を包絡する曲線を採用し、式(2-63)とすれば十分安全側の評価を与える。

$$\beta_s \geq 100 / F_1 \quad (2-63)$$

以上より、 $H_c$  および  $H_e$  は式(2-64)および式(2-65)のように試算できる。

$$H_c = \frac{1}{2}h_f + h_s = \frac{1}{2}\beta_f F_1 + \beta_s F_1 \geq 1.5F_1 + 100 \quad (2-64)$$

$$H_e = h_f + h_s = \beta_f F_1 + \beta_s F_1 \geq 3F_1 + 100 \quad (2-65)$$

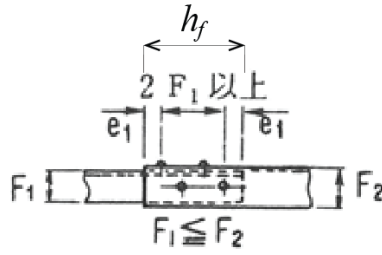
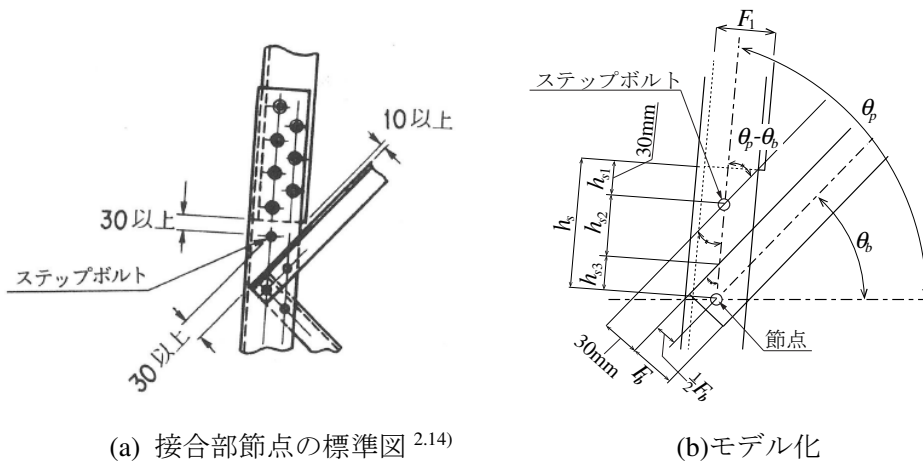


図 2.6.6 重ね継手幅の標準寸法<sup>2.14)</sup>



(a) 接合部節点の標準図<sup>2.14)</sup>

(b) モデル化

図 2.6.7 端部距離  $h_s$  のモデル化

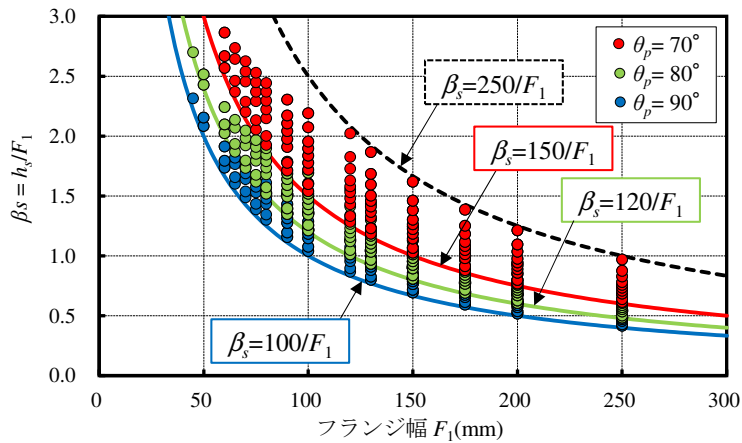


図 2.6.8  $\beta_s = h_s / F_1$  の分布

以上の検討から、継手位置  $H/L$  の下限値  $H/L_{\min}$  は、式(2-66)および補正係数  $\gamma$  を導入することで、 $H/L_{\min}$  は式(2-67)のように表すことができる。なお、補正係数  $\gamma=1.5$  の場合が  $H = H_c$ 、 $\gamma=3.0$  の場合が  $H = H_e$  とする評価に対応する。

$$\lambda_k = \frac{k \cdot L}{i_{v1}} \quad (2-66)$$

$$\frac{H}{L_{\min}} = \frac{k(\gamma F_1 + 100)}{\lambda_k \cdot i_{v1}} \quad (2-67)$$

ただし、

- $k$  : 主柱材の座屈長さ係数 (0.9)
- $\gamma$  :  $H=H_c$  の場合は 1.5,  $H=H_e$  の場合は 3.0
- $\lambda_k$  : 主柱材の有効細長比 (40, 50, 60, 70)
- $F_1$  : 上部材のフランジ幅 (L45×4 ~ L250×35)
- $i_{v1}$  : 上部材の断面二次半径 (L45×4 ~ L250×35)

上記の凡例に示すパラメータで  $H/L_{\min}$  を試算した結果を図 2.6.9 に示す。全体として、上部材のフランジ幅  $F_1$  と  $H/L_{\min}$  は反比例の関係にあり、フランジ幅の増加に伴い  $H/L_{\min}$  は一定値に収束する傾向にある。同図(a)の  $H = H_c$  の場合 ( $\gamma = 1.5$  の場合) では 0.1~0.4 の範囲に分布し、同図(b)の  $H = H_e$  の場合 ( $\gamma = 3.0$  の場合) では 0.2~0.6 の範囲に分布している。例として、有効細長比  $\lambda_k = 50$  の部材をみると、 $H = H_c$  の場合では 0.2 程度、 $H = H_e$  の場合では 0.3 程度の下限值が試算される。

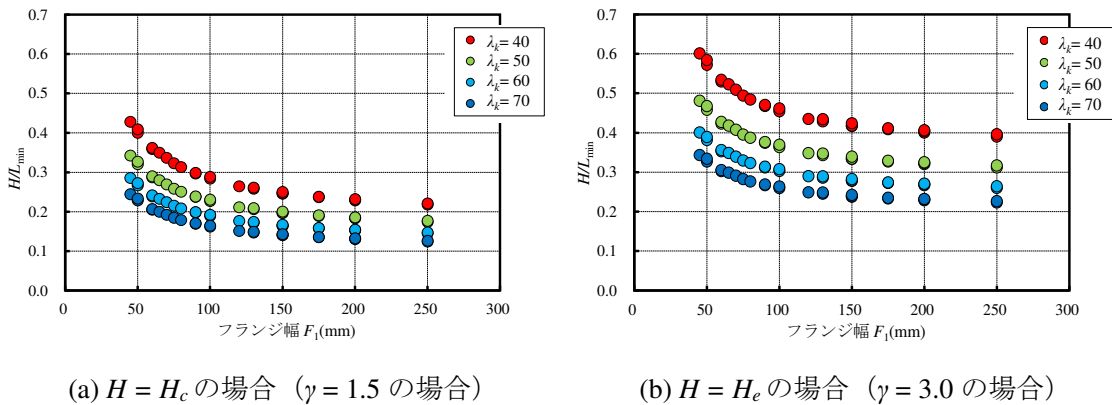


図 2.6.9  $H/L_{\min}$  の試算結果

#### 2.6.4. 異サイズ継手を考慮した場合の評価

継手の上下でサイズが異なる場合、実務設計では重ね継手上側のサイズが小さい方の単一部材として部材耐力を決定する。しかしながら、下側のサイズが上側より大きければ、小さいサイズのみ（同サイズ）で考える場合よりも、座屈耐力を多少大きく見込むことができる可能性がある。実務設計などでは、同影響は安全側の評価を与えると考えられ、無視してもよいといえるが、本項ではその評価法に関して考察する。

文献 2.5)では、式(2-68)に示す変断面圧縮材の等価断面二次モーメント補正係数 $\alpha$ によって、異サイズ継手の座屈耐力の補正が可能であることを述べている。また、文献 2.6), 2.17)では、断面二次モーメントの大きい部材単体として算定した細長比に、式(2-69)のように同係数を乗じて、等価な細長比 $\lambda_{eq}$ を評価する手法を提案している。図 2.6.10 には同文献に記載されている補正係数 $\alpha$ の分布を示す。同図に示すように、補正係数 $\alpha$ は上下サイズの断面二次モーメント比 $I_1/I_2$ および部材長に対する継手位置 $H/L$ に応じて決定され、 $I_1/I_2$ が大きいほど、 $H/L$ が大きいほど、その値も増加し、上側のサイズが小さい方の単一部材として算定される細長比 $\lambda$ をより低減する効果を発揮する。

$$\frac{\tan\left\{\sqrt{\frac{I_2}{I_1}}\alpha\left(1-\frac{H}{L}\right)\pi\right\}}{\tan\left(\sqrt{\alpha}\frac{H}{L}\pi\right)} = -\sqrt{\frac{I_2}{I_1}} \quad (2-68)$$

$$\lambda_{eq} = \frac{\lambda}{\sqrt{\alpha}} \quad (2-69)$$

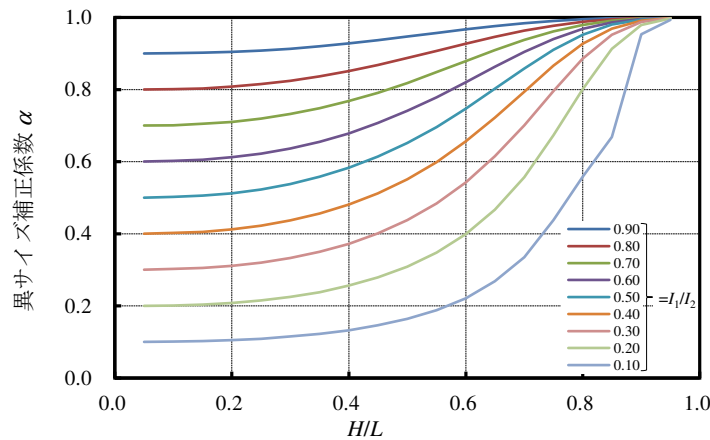


図 2.6.10 異サイズ継手における補正係数の分布 (文献 2.17)の Fig. 9)

等価細長比で評価する手法は、非弾性域の座屈耐力補正において同様にそのまま適用することに関しては議論の余地があるものの、文献 2.17) では非弾性域の部材においても、評価結果が実験値とよい対応を示すことが報告されている。よって、非弾性域を対象とする本検討においても、同係数による異サイズ継手の座屈耐力補正の適用性を追加で検証する。

一方で、異サイズ継手の補正係数  $\alpha$  は、大きなサイズの部材として算定した値を補正する数式となっている上、陽な形で表現されておらず非常に扱いづらい。そこで以降では、まず方程式(2-58)の近似解が、たわみ曲線を仮定するエネルギー法による解法から求まる陽な形の式で表せることを示す。誘導した簡易な近似式を用いて、非弾性域の曲げ座屈耐力における上記の等価細長比による評価手法の適用性を検証する。

図 2.6.11 に示すような異なる断面が連結した部材の座屈モデルを考え、たわみ曲線として正弦曲線を仮定する。

$$y = y_0 \sin \frac{\pi}{L} x \quad (2-70)$$

任意の位置における曲げモーメントは、

$$M = Py_x = Py_0 \sin \frac{\pi}{L} x \quad (2-71)$$

曲げによる歪エネルギーは、

$$U = \sum U_i = U_1 + U_2 = \int_0^{L-H} \frac{M^2}{2E_1I_1} dx + \int_{L-H}^L \frac{M^2}{2E_2I_2} dx \quad (2-72)$$

$$U_1 = \int_0^L \frac{M^2}{2E_1I_1} dx = \frac{P^2 y_0^2}{4E_1I_1} \left( L - H_0 - \frac{L}{2\pi} \sin 2 \left( 1 - \frac{H}{L} \right) \pi \right) \quad (2-73)$$

$$U_2 = \int_{L-H}^L \frac{M^2}{2E_2I_2} dx = \frac{P^2 \delta^2}{4E_2I_2} \left( H_0 + \frac{L}{2\pi} \sin 2 \left( 1 - \frac{H}{L} \right) \pi \right) \quad (2-74)$$

よって、

$$U = \frac{P^2 y_0^2 L}{4E_1I_1} \left\{ 1 + \left( \frac{E_1I_1}{E_2I_2} - 1 \right) \frac{H}{L} + \frac{1}{2\pi} \left( \frac{E_1I_1}{E_2I_2} - 1 \right) \sin 2 \left( 1 - \frac{H}{L} \right) \pi \right\} \quad (2-75)$$

一方、外力  $P$  のなす仕事  $T$  は、

$$T = \int_0^L \frac{P}{2} \left( \frac{dy}{dx} \right)^2 dx = \frac{P}{2} \int_0^L \left( \frac{y_0 \pi}{L} \cos \frac{\pi}{L} x \right)^2 dx = \frac{P y_0^2 \pi^2}{4L} \quad (2-76)$$

ポテンシャルエネルギーの停留原理より、

$$\frac{\partial}{\partial \delta} (U - T) = 0 \quad (2-77)$$

式(2-75)および式(2-76)を式(2-77)に代入し、 $P$ について整理すれば、座屈荷重  $P_{cr}$  を得る。

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 E_2 I_2}{L^2} \cdot \frac{1}{\frac{E_2 I_2}{E_1 I_1} + \left(1 - \frac{E_2 I_2}{E_1 I_1}\right) \frac{H}{L} + \frac{1}{2\pi} \left(1 - \frac{E_2 I_2}{E_1 I_1}\right) \sin 2 \left(1 - \frac{H}{L}\right) \pi} \quad (2-78)$$

$E_1 = E_2$  として等価断面二次モーメント補正係数  $\alpha$  は式(2-79)となる。

$$\alpha = \frac{1}{\frac{I_2}{I_1} + \left(1 - \frac{I_2}{I_1}\right) \frac{H}{L} + \frac{1}{2\pi} \left(1 - \frac{I_2}{I_1}\right) \sin 2 \left(1 - \frac{H}{L}\right) \pi} \quad (2-79)$$

図 2.6.12 には、式(2-79)の分布を、表 2.6.2 には同式と図 2.6.10 の間の誤差率を示す。同表に示すように、断面二次モーメント比  $I_1/I_2 = 0.1 \sim 0.3$  かつ継手境界  $H/L = 0.5 \sim 0.8$  程度の範囲では誤差が最大 20%以上になる場合があるものの、その他の実際の山形鋼支柱材が適用される  $H/L \leq 0.6$  の範囲では誤差が最大 5%程度と良好な対応を示している。以上より、異サイズ継手の補正係数  $\alpha$  の近似式は、エネルギー法による算定した陽な形の式として表せ、近似式でも同等な評価を得ることができると確認できた。

ところで、式(2-79)の補正係数  $\alpha$  は、大きいサイズの部材を基準に表現している。そこで、本項では同式を上側の小さいサイズの部材を基準にした式(2-80)のように表現することで、同式を異サイズ継手の補正係数  $\alpha$  として定義するものとする。図 2.6.13 に同式の算定結果を示す。また、表 2.6.3 には参考として、実際の山形鋼継手組み合わせによる断面二次モーメント比  $I_1/I_2$  の分布を参考として示す。同サイズの場合は  $I_1/I_2 = 1.00$  に対応する。

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 E_1 I_1}{L^2} \cdot \frac{1}{1 + \left(\frac{I_1}{I_2} - 1\right) \frac{H}{L} + \frac{1}{2\pi} \left(\frac{I_1}{I_2} - 1\right) \sin 2 \left(1 - \frac{H}{L}\right) \pi} \quad (2-80)$$

$$\alpha = \frac{1}{1 + \left(\frac{I_1}{I_2} - 1\right) \frac{H}{L} + \frac{1}{2\pi} \left(\frac{I_1}{I_2} - 1\right) \sin 2 \left(1 - \frac{H}{L}\right) \pi} \quad (2-81)$$

表 2.6.4 および図 2.6.14 に文献 2.17) と異サイズ継手の補正係数  $\alpha$  を式(2-82)のようにして、等価細長比  $\lambda_{eq}$  を用いて評価値および設計値を算定した結果を示す。

$$\lambda_{eq} = \frac{\lambda}{\sqrt{\alpha}} \quad (2-82)$$

実験値は 2.4.3 項と同様に文献 2.8) を参照し、サンプル数は少ないが L130×12 と L150×15 が中央で継がれた等価細長比 1.0 以下となる非弾性域に属する試験体を対象とする。同表に示すように、評価値は実験値とよい対応を示し、設計値は実験値を安全側に評価できている。また、同図に示すように、異サイズ継手を考慮すれば、設計式や評価式との対応がやや良好になる傾向もみられ、より合理的な部材設計が追求可能であると考えられる。

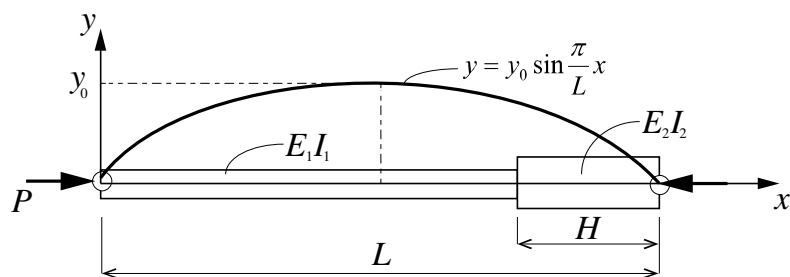


図 2.6.11 座屈モデル

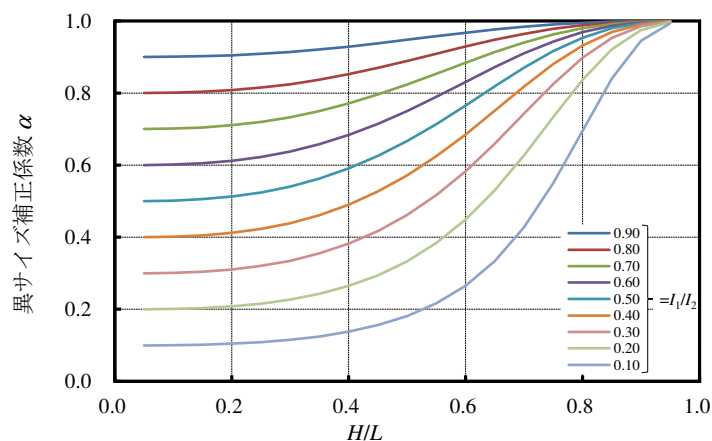


図 2.6.12 異サイズ継手における補正係数の近似式の分布

表 2.6.2 異サイズ継手における補正係数の精解と近似解の誤差率

誤差(%)		$I_1/I_2$								
		0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90
$H/L$	0.95	0.03	0.03	0.01	0.02	0.02	0.05	0.04	0.02	0.01
	0.90	0.83	0.43	0.19	0.06	0.04	0.03	0.02	0.06	0.03
	0.85	20.43	0.94	0.08	0.01	0.08	0.00	0.00	0.03	0.04
	0.80	19.78	4.32	1.35	0.54	0.17	0.06	0.06	0.00	0.04
	0.75	20.39	8.24	3.53	1.60	0.73	0.31	0.16	0.08	0.00
	0.70	21.69	11.18	5.59	2.90	1.45	0.64	0.22	0.12	0.03
	0.65	19.84	11.97	6.75	3.84	2.06	0.97	0.48	0.17	0.00
	0.60	16.95	11.19	7.04	4.25	2.41	1.25	0.56	0.20	0.01
	0.55	13.38	9.41	6.33	4.09	2.50	1.41	0.63	0.21	0.04
	0.50	9.80	7.30	5.10	3.57	2.20	1.20	0.67	0.21	0.04
	0.45	6.67	5.23	3.84	2.78	1.81	1.06	0.59	0.20	0.06
	0.40	4.41	3.38	2.60	1.86	1.27	0.85	0.37	0.14	0.05
	0.35	2.29	2.06	1.40	1.13	0.75	0.49	0.24	0.12	0.04
	0.30	0.38	0.88	0.55	0.49	0.40	0.30	0.09	0.06	0.06
	0.25	0.09	0.31	0.12	0.25	0.15	0.10	0.09	0.02	0.03
	0.20	0.40	0.05	0.14	0.01	0.09	0.02	0.05	0.02	0.04
0.15	0.05	0.27	0.16	0.04	0.13	0.02	0.07	0.05	0.01	
0.10	0.41	0.02	0.21	0.11	0.08	0.07	0.05	0.00	0.05	
0.05	0.07	0.07	0.06	0.05	0.04	0.03	0.02	0.02	0.01	

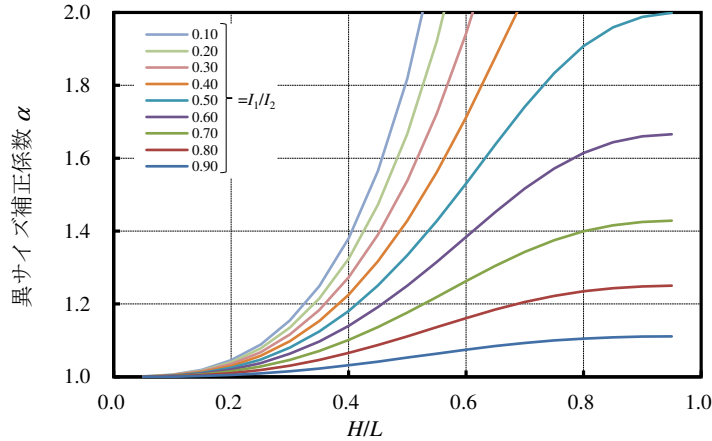


図 2.6.13 異サイズ継手における補正係数の近似解

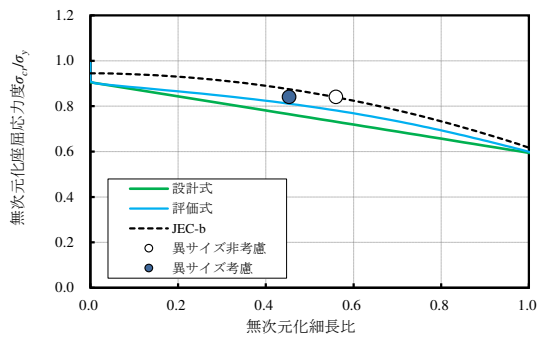
表 2.6.3 山形鋼の断面二次モーメント比

$I_1/I_2$	$I_1$	$I_2$	下側の大きなサイズの山形鋼																													
			L45x4	L50x4	L50x6	L60x4	L60x5	L65x6	L70x6	L75x6	L80x6	L90x6	L90x7	L100x7	L100x10	L120x8	L130x9	L130x10	L130x12	L150x10	L150x12	L150x15	L175x12	L175x15	L200x15	L200x20	L200x25	L250x25	L250x35			
	2.7	3.76	1.00	0.72	0.52	0.41	0.33	0.22	0.18																							
L45x4	2.7	3.76	1.00	0.72	0.52	0.41	0.33	0.22	0.18																							
L50x4	3.76		1.00	0.72	0.57	0.46	0.31	0.25	0.20																							
L50x6	5.23			1.00	0.79	0.65	0.43	0.34	0.28	0.23																						
L60x4	6.62				1.00	0.82	0.54	0.43	0.35	0.29	0.20	0.17	0.12	0.09																		
L60x5	8.09					1.00	0.66	0.53	0.43	0.35	0.24	0.21	0.15	0.11																		
L65x6	12.2						1.00	0.80	0.64	0.53	0.37	0.32	0.23	0.17	0.12																	
L70x6	15.3							1.00	0.81	0.66	0.46	0.40	0.29	0.21	0.14	0.10	0.08															
L75x6	19								1.00	0.82	0.57	0.50	0.36	0.26	0.18	0.13	0.10															
L80x6	23.2									1.00	0.69	0.61	0.44	0.32	0.22	0.15	0.12															
L90x6	33.4										1.00	0.87	0.63	0.46	0.32	0.22	0.17	0.13	0.11	0.09												
L90x7	38.3											1.00	0.72	0.53	0.36	0.26	0.20	0.15	0.13	0.10												
L100x7	53.2												1.00	0.74	0.50	0.35	0.28	0.21	0.18	0.15	0.11	0.09										
L100x10	72													1.00	0.68	0.48	0.38	0.28	0.24	0.20	0.15	0.12										
L120x8	106														1.00	0.71	0.55	0.41	0.35	0.29	0.22	0.18										
L130x9	150															1.00	0.78	0.58	0.49	0.41	0.31	0.25										
L130x12	192																1.00	0.74	0.63	0.53	0.40	0.33										
L150x10	258																	1.00	0.85	0.71	0.54	0.44	0.29	0.22	0.18							
L150x12	304																		1.00	0.83	0.63	0.52	0.34	0.26	0.22							
L150x15	365																			1.00	0.76	0.62	0.41	0.31	0.26							
L175x12	480																				1.00	0.81	0.54	0.41	0.34	0.17	0.13					
L175x15	589																					1.00	0.66	0.51	0.42	0.21	0.16					
L200x15	891																						1.00	0.77	0.63	0.31	0.24					
L200x20	1160																							1.00	0.82	0.41	0.31					
L200x25	1410																								1.00	0.49	0.37					
L250x25	2860																									1.00	0.75					
L250x35	3790																											1.00				

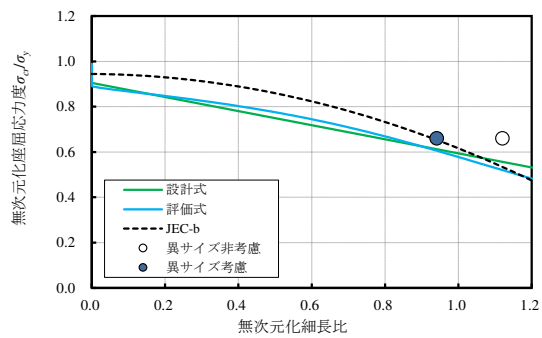
上側の小さなサイズの山形鋼（非弾性座屈耐力を決定づける）

表 2.6.4 異サイズ継手を考慮した座屈耐力の算定結果

試験体名	実験値		計算値								
	実験値 $\sigma_c/\sigma_y$	無次元化細長比	偏心率 $\kappa$	継手位置 $H/L$	$I_1/I_2$	異サイズ補正係数 $\alpha$	無次元化等価細長比	評価値 $\sigma_c/\sigma_y$	実験値/評価値	設計値 $\sigma_c/\sigma_y$	実験値/設計値
L130-12-cl-40(45)	0.84	0.56	0.91	0.62	0.53	1.53	0.45	0.80	1.05	0.75	1.11
L130-12-cl-80(91)	0.66	1.12	0.91	0.56	0.53	1.42	0.94	0.59	1.11	0.58	1.13



(a) L130-12-cl-40(45)



(b) L130-12-cl-80(91)

図 2.6.14 異サイズ継手を考慮した場合の評価結果

## 2.7. 第2章のまとめ

本章では重ね継手を有する山形鋼部材の非弾性域における曲げ座屈耐力を、送電用鉄塔部材の設計式である JEC カーブの基となっている Ježek の理論を踏襲した評価を試み、偏心量を直接パラメータとして含んだ座屈耐力評価式の構築し、その適用性を既往の実験値と比較し検証した。また、現行設計下での既存軸力部材の保有する実耐力の分析、重ね継手偏心を考慮した簡易な座屈設計式の提案を行った。以下に本章で得られた知見を整理して示す。

- 1) Ježek の偏心圧縮耐力の近似式と JEC カーブと比較した結果、JEC-b カーブは、Ježek の式において偏心率  $\kappa = 0.2$  程度に相当する座屈曲線であることが確認された。
- 2) Ježek の理論から、偏心率  $\kappa$  および重ね位置  $H/L$  をパラメータに含んだ重ね継手を有する部材の非弾性曲げ座屈耐力評価式を導出した。提案した評価式は重ね継手偏心に伴う付加曲げモーメントをパラメータに含み、耐力低下が顕著になる継手位置が材端部にある場合の傾向も概ね評価可能である。また、継手偏心に伴う付加曲げモーメントとしてその最大値を採用すれば安全側に座屈耐力が評価された。
- 3) 継手偏心による耐力低下を考慮していない JEC-b カーブでは重ね継手を有する山形鋼部材は危険側の判定になる場合があることが確認された。一方で、鋼材の実強度の高まりや設計時の裕度を見込めば、多くの組合せは設計時の想定軸力に対して必要な圧縮強度を保有している可能性があることも確認され、本検討は既存鉄塔の合理的なスクリーニング作業の一指標にもなりえる。
- 4) 導出した評価式を、座屈応力度を陽に求められる形の簡易式に近似し、非弾性域に属する重ね継手を有する山形鋼支柱材の設計式として提案した。提案した設計式は、非弾性域の既往の部材座屈実験結果を安全側に評価可能である。
- 5) 異サイズが継がれた場合には、小さいサイズの単一部材として考えれば、非弾性曲げ座屈耐力を本研究で提案した評価式および設計式で安全側に評価可能である。なお、非弾性域の本研究対象範囲においても、既往研究で提案されている等価細長比を準用して求めた評価値は、実験値とよい対応を示した。

## 【第2章の参考文献】

- 2.1) 電気学会 電気規格調査会標準規格 JEC-127(1965)：送電用鉄塔設計基準
- 2.2) 経済産業省：電気設備に関する技術基準を定める省令, 2017.3
- 2.3) 佐々木賢次, 川北章宗, 佐藤亘宏, 松尾康博：大型圧延山形鋼送電鉄塔の耐力試験, 日本鉄塔協会誌 No.81, pp.6-26, 1991.10
- 2.4) 福岡崇, 本郷榮次郎, 三上康郎, 深沢隆, 松尾康博, 新井聡：偏心継手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, C-1, 構造-III, pp.509-510, 2001.9
- 2.5) 鈴木陽, 小野徹郎, 佐藤篤司, 杉本靖夫, 馬淵孝：偏心接合を有する鉄塔山形鋼トラス個材の座屈応力度 その1 数値解析と解析結果, 日本建築学会学術講演梗概集, pp.689-690, 2005.9
- 2.6) 馬淵孝, 小野徹郎, 佐藤篤司, 大河内靖雄, 杉本靖夫：偏心接合を有する鉄塔山形鋼トラス個材の座屈応力度 その2 座屈応力度評価式の提案, 日本建築学会学術講演梗概集, pp.691-692, 2005.9
- 2.7) 馬淵孝, 小野徹郎, 佐藤篤司, 杉本靖夫, 石田交広：偏心接合を有する鉄塔山形鋼トラス個材の座屈応力度 その3 継手位置を考慮した座屈応力度評価式及び設計式の提案, 日本建築学会学術講演梗概集, pp.827-828, 2006.9
- 2.8) 小島章弘, 馬淵孝, 小野徹郎, 石田和人：偏心接合を有する鉄塔山形鋼トラス個材の座屈応力度 その4 圧縮座屈実験, 日本建築学会学術講演梗概集, pp.609-610, 2007.8
- 2.9) 電気協同研究会:既存送電用鉄塔の設計基準類の変遷と信頼性評価 第70巻3号, 2015,3
- 2.10) 若林実：鉄骨構造学詳細, 丸善株式会社, pp.155-162, 1985
- 2.11) 仲威雄, 加藤勉, 藤本盛久, 菅野誠：座屈論 建築学体系 12, 彰国社, pp.69-85, 1968
- 2.12) 日本建築学会：鋼構造許容応力度設計規準, 2019.10
- 2.13) 電気協同研究会：送電用大型鉄塔 第20巻4号, 1964.6
- 2.14) 日本鉄塔協会：送電用山形鋼鉄塔製作基準, 2020
- 2.15) 電気学会 電気規格調査会テクニカルレポート JEC-TR(2015)：送電用鉄塔設計基準
- 2.16) 村上慧斗, 山崎智之, 石田交広, 海老名翔：簡易硬さ試験による鋼材降伏点の推定に関する実験的研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1027-1028, 2022.9
- 2.17) 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集, 第81巻, 第726号, pp.1343-1353, 2016.8



## 第3章

### フラットバー付加補強した山形鋼支柱材の座屈耐力

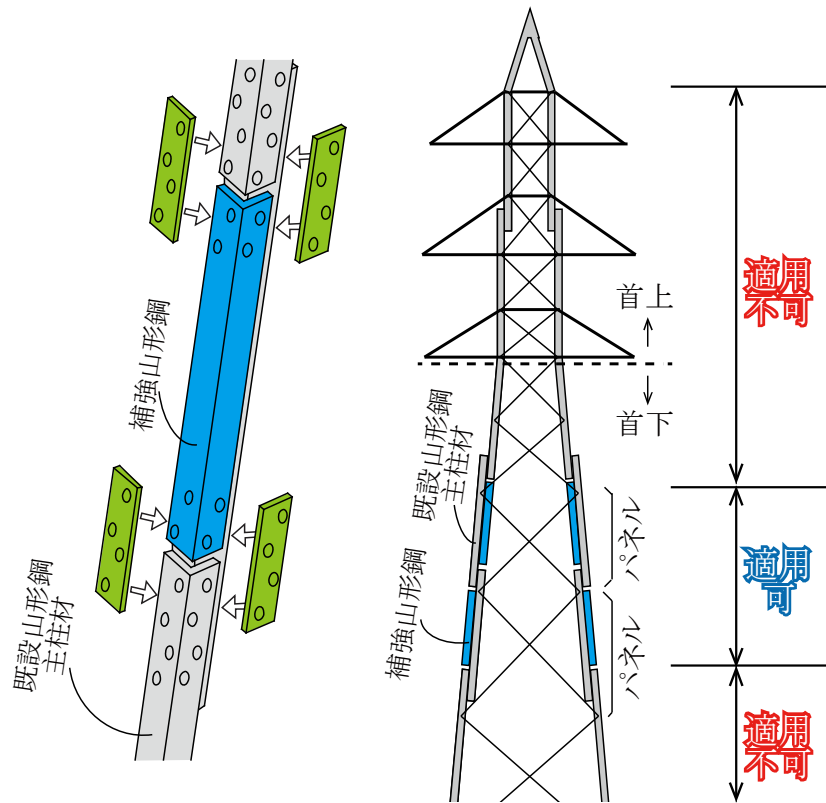


### 3.1. はじめに

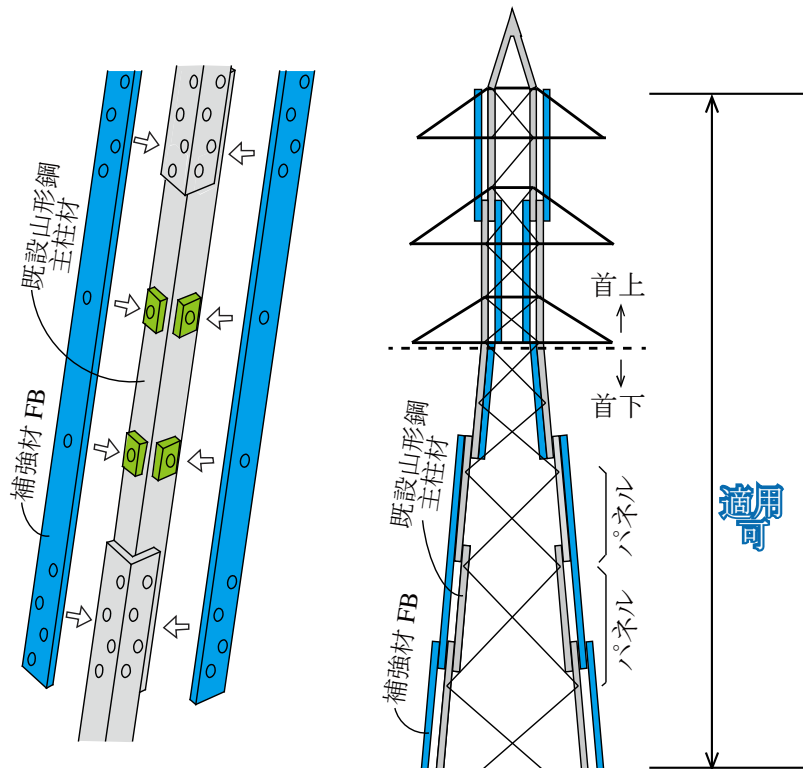
送電用鉄塔では風荷重が支配的なため耐震設計は省略されることが一般的であるが、近年では極大地震に対する社会的関心の高まりや耐震性能の明確化の気運が高まる中で、入力レベルが大きく、かつ設計時には見込んでいない過大な地震荷重に対する既存鉄塔の耐震性能評価も進められている<sup>3.1)</sup>。このように、設計基準の見直し等に伴う想定荷重の増大によって、既設鉄塔の信頼性確保を目的とした、構造的・経済的に合理的な補強工法の確立が求められている。特に、支柱材は鉄塔架構を維持する上で最重要部材であり、所定の座屈耐力の確保は極めて重要である。前章の2.5節で論じたように、鋼材の実強度等を見込めば必要な部材耐力は保有している可能性もあるが、重要な社会インフラとしての信頼性確保の観点からは、最重要部材の保有耐力は保守的に考えるべきともいえる。

送電用鉄塔において支柱材は部材取り換えが困難であり、支柱材が強度不足と判定された鉄塔を全て建替えや制振改修するには大幅なコストを要するため現実的ではない。そのような課題に対し、送電用鉄塔における山形鋼支柱材の既往の補強工法の一例として、図3.1.1(a)に示すように、特に第2章で論じた重ね継手偏心の弱点部をピンポイントで補強することを目的とした、重ね継手間に同サイズの山形鋼を付加させる補強工法（以降、突合せ補強）がある<sup>3.2)-3.8)</sup>。それに対して本章では、同図(b)に示す平鋼のフラットバー（以降、FBと表記する）付加補強を対象とし、同補強工法の確立を目指して、部材実験によりその補強効果や座屈性状を検証するとともに、補強後部材耐力の定量的評価を試みる。FB付加補強は、既設山形鋼の直交2面にFBを付加して断面性能の向上を図るものであり、既設山形鋼へ作用する軸力の伝達経路である上下の既存継手部にFB上下端部を接続することで軸力分担を期待する補強工法である。両者は溶接施工を要しない乾式補強であることは共通している一方で、FB付加補強は既設山形鋼の片面ずつ補強工事が可能であり、突合せ補強よりも施工性にやや優れる。また、FBは上下の既存継手間に単パネルもしくは複数パネルを横断するように連続的に付加させるため、首上パネルや既設山形鋼の重ね継手が非交互のパネルに対しても補強することが可能で、突合せ補強よりもその適用範囲が広く汎用性が高いといえる。一方で、FBは面外曲げ剛性が小さく、つづりボルト間で局所的に曲げ座屈を生じることが想定されるなど、合理的な部材補強を実施する上ではその特性を把握する必要があると考えられる。

以降では、最初に3.2節および3.3節でFB補強部材の座屈実験を実施する。続く3.4節では、実験で観測された座屈特性を踏まえて補強後の耐力評価式構築を試み、3.5節および3.6節で実験結果および有限要素法解析値との比較で、同評価法の適用性を検証する。最後に、3.7節では実務設計での運用を見据えて、FB補強の特性を整理し、その設計方針を提示する。



(a) 山形鋼付加補強（突合せ補強）…既往の補強法の一例



(b) フラットバー付加補強（FB 補強）…本章で対象とする補強法

図 3.1.1 山形鋼主柱材の補強工法

## 3.2. 実験概要

本節では補強効果に影響すると思われる因子をパラメータとした部材座屈実験を実施し、その補強効果や座屈性状を明らかにする。なお、本補強は重ね継手部の接合ボルトを1面ずつ外しながら施工することになるが、作業時の固定荷重は想定される外力に比べて十分小さい状況を主に対象とし、その際の初期応力（軸力）は無視できるものと仮定する。

### 3.2.1. 試験体概要

表 3.2.1 に試験体リストを、図 3.2.1 に各試験体の想定概念図を、図 3.2.2 には試験体形状概要図を示す。同表に示すように、試験体は実際の支柱材を想定し、L130×9(SS400)の細長比  $L_k/r=30, 50$ 、節点間に重ね継手が有り、無しの無補強試験体4体を基準に、補強試験体17体(No.9を除く)を設定した。補強材であるFBサイズは幅125mm、板厚9mmを基本とし、すべての試験体で山形鋼の外側かつ山形鋼の中央に付加した。補強試験体のパラメータは主に山形鋼とFBを接合する部材軸上のつづりボルトピッチ ( $p=195\text{mm}, 390\text{mm}, 780\text{mm}$ )、山形鋼とFBの間隙幅 ( $q=0\text{mm}, 9\text{mm}, 19\text{mm}$ ) となっている。以降に、主なパラメータとしたつづりボルトピッチおよび山形鋼とFBの間隙幅の設定方法を説明する。

つづりボルトピッチに関しては、既往文献の規定値をもとにそのパラメータを設定した。日本建築学会の鋼構造許容応力度設計規準<sup>3.9)</sup>には、組立圧縮材の最小ボルトピッチとして、「最薄材厚の  $0.73\sqrt{E/\sigma_y}$  倍以下かつ300mm以下」と記載されている。今回の最薄材厚9mm(SS400)の場合では、約194mm以下と試算される。また、日本鉄塔協会の送電用山形鋼鉄塔製作基準<sup>3.10)</sup>には、組立材のつづりボルトピッチは、「山形鋼フランジ幅の6倍以下」と記載されている。今回の山形鋼L130の場合には、780mm以下と試算される。以上を踏まえて、本実験では、最も短い寸法として195mm、最も長い寸法として780mmを設定し、その間の寸法として390mmをパラメータとした。3種類のつづりボルトピッチは、日本鉄塔協会の送電用山形鋼鉄塔製作基準の記載方法に準じ、山形鋼フランジ幅130mmとの比で示すと、それぞれ1.5倍、3.0倍、6.0倍に対応している。なお、重ね継手が有りの場合では重ね継手部の第一ボルトと母材上の隣接ボルトの距離をつづりボルトピッチとして設定している。また、 $L_k/r=30$ かつ重ね継手が有りのNo.9は部材長さがつづりボルトピッチ780mm以下であるため試験体として再現できず、当該シリーズのパラメータは195mm、390mmの2つとなっている。

山形鋼とFBの間隙幅に関しては、FBを付加するパネルもしくはその隣接パネルに重ね継手があるかどうかによって、継がれている山形鋼板厚分の間隙を生じることを想定してそのパラメータを設定した。隙間がない0mm、隣接パネルに板厚9mmの重ね継手が有る場合に

生じる 9mm, さらに板厚 9mm の重ね継手と板厚 10mm の重ね継手の複数の重ね継手部に連続的に FB を付加した場合に生じる  $9+10 = 19\text{mm}$  となっている。また, つづりボルト部の間隙部には 50mm 角のフィラープレート(F.PL) を挿入した。

その他に, 2 種類のボルトピッチを混合した試験体 (No.13) や, FB 単体の引張耐力 (= 降伏応力×断面積) が同程度の条件のもと降伏応力度の高い高強度材を使用し断面積を小さく抑えることで, FB 重量の低減を図った試験体 (No.18) も設定した。

表 3.2.1 試験体諸元

No.	既設山形鋼								フラットバー (FB)							備考	
	サイズ			材質	座屈長 $L_k$ (mm)	弱軸周りの断面二次半径 $r$ (mm)	$L_k/r$ (-)	重ね継手	サイズ			材質	つづりボルトピッチ		付面位置		山形鋼と FB の間隙幅 $q$ (mm)
	フランジ幅 (mm)	板厚 (mm)	断面積 ( $\text{mm}^2$ )						幅 (mm)	板厚 (mm)	断面積 ( $\text{mm}^2$ )		長さ $p$ (mm)	フランジ幅との比 (-)			
1	130	9	2274	SS400	771	25.7	30	無	125	9	1125	SS400	195	1.5	外	9	-
2	130	9	2274	SS400	771	25.7	30	無	125	9	1125	SS400	380	3	外	9	-
3	130	9	2274	SS400	771	25.7	30	無	125	9	1125	SS400	780	6	外	9	-
4	130	9	2274	SS400	1285	25.7	50	無	125	9	1125	SS400	195	1.5	外	9	-
5	130	9	2274	SS400	1285	25.7	50	無	125	9	1125	SS400	380	3	外	9	-
6	130	9	2274	SS400	1285	25.7	50	無	125	9	1125	SS400	780	6	外	9	-
7	130	9	2274	SS400	771	25.7	30	有	125	9	1125	SS400	195	1.5	外	9	-
8	130	9	2274	SS400	771	25.7	30	有	125	9	1125	SS400	380	3	外	9	-
9	130	9	2274	SS400	771	25.7	30	有	125	9	1125	SS400	780	6	外	9	再現不可で欠番
10	130	9	2274	SS400	1285	25.7	50	有	125	9	1125	SS400	195	1.5	外	9	-
11	130	9	2274	SS400	1285	25.7	50	有	125	9	1125	SS400	380	3	外	9	-
12	130	9	2274	SS400	1285	25.7	50	有	125	9	1125	SS400	780	6	外	9	-
13	130	9	2274	SS400	1285	25.7	50	有	125	9	1125	SS400	195,380	1.5, 3	外	9	-
14	130	9	2274	SS400	771	25.7	30	無	125	9	1125	SS400	380	3	外	0	-
15	130	9	2274	SS400	771	25.7	30	無	125	9	1125	SS400	380	3	外	19	-
16	130	9	2274	SS400	1285	25.7	50	無	125	9	1125	SS400	380	3	外	0	-
17	130	9	2274	SS400	1285	25.7	50	無	125	9	1125	SS400	380	3	外	19	-
18	130	9	2274	SS400	1285	25.7	50	無	100	6	600	SM570	380	3	外	9	-
19	130	9	2274	SS400	771	25.7	30	無	-	-	-	-	-	-	-	-	無補強
20	130	9	2274	SS400	1285	25.7	50	無	-	-	-	-	-	-	-	-	無補強
21	130	9	2274	SS400	771	25.7	30	有	-	-	-	-	-	-	-	-	無補強
22	130	9	2274	SS400	1285	25.7	50	有	-	-	-	-	-	-	-	-	無補強

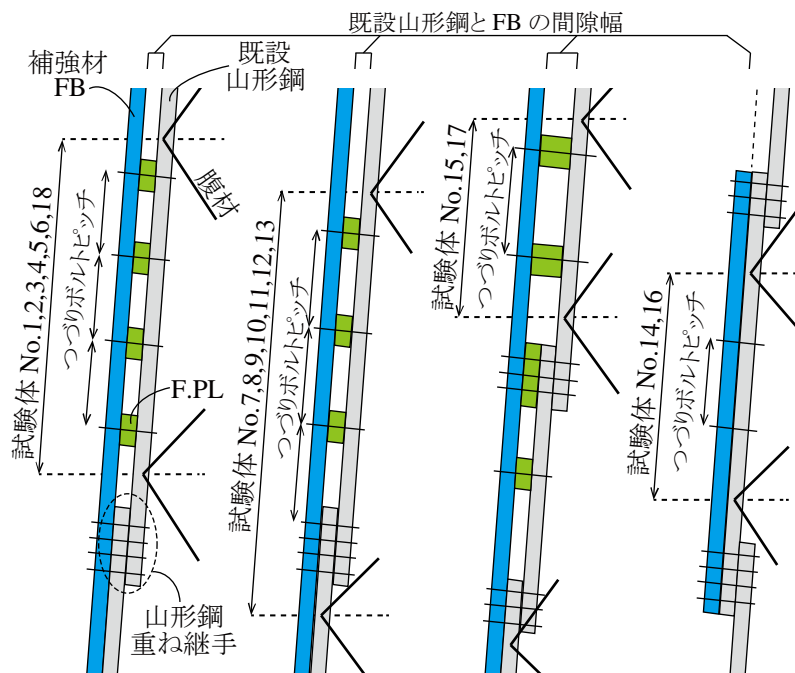


図 3.2.1 各試験体の概要図

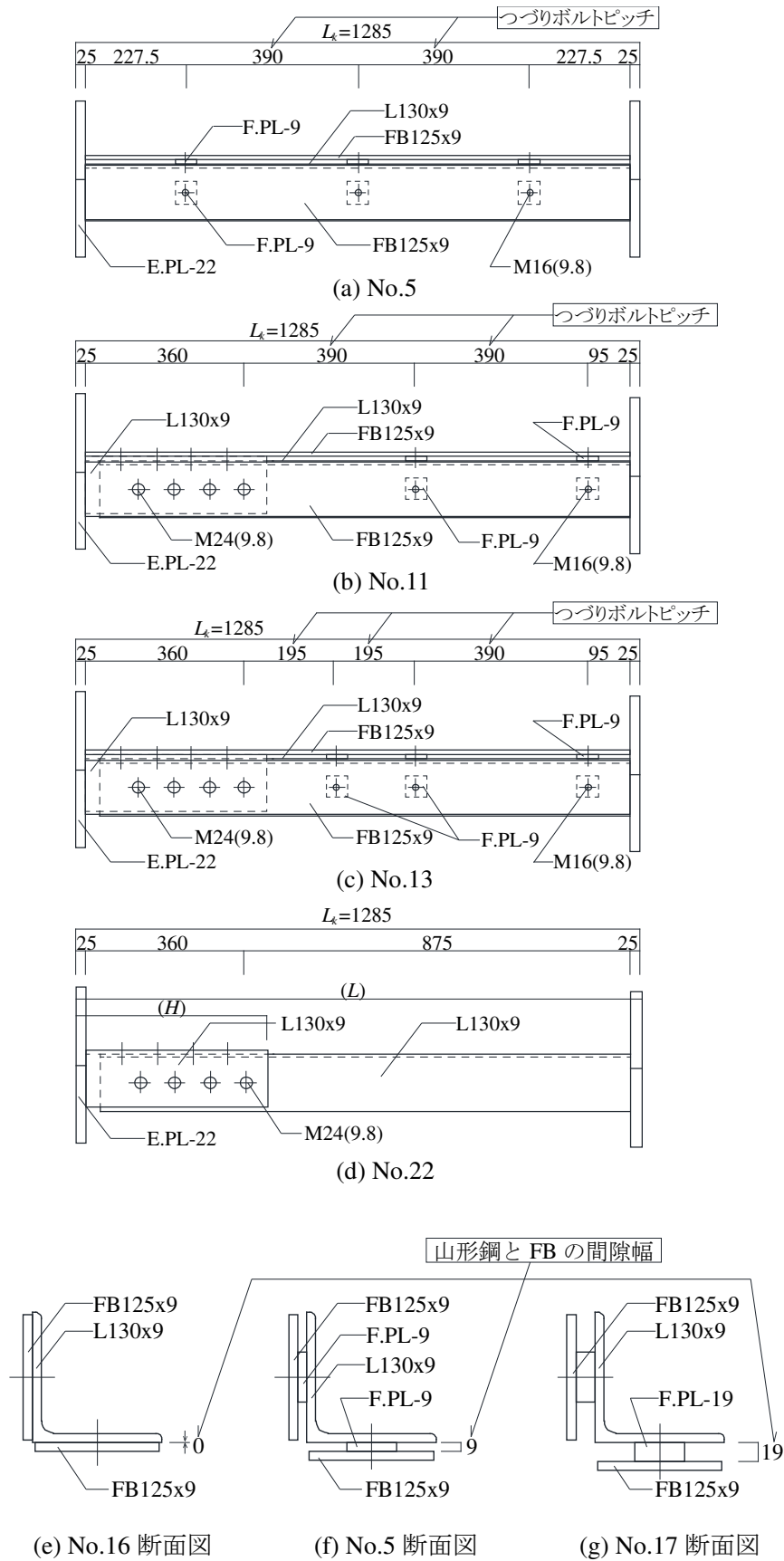


図 3.2.2 試験体の形状概要図

### 3.2.2. その他の試験体条件

試験体は実際の送電用鉄塔の実情を可能な限り再現する仕様としている。

ボルト接合部は普通ボルトを使用した支圧接合とし、締め付けトルクはボルトサイズに応じて定められている送電用鉄塔の仕様値<sup>3.11)</sup> (M16:45N・m, M24:260N・m) とする。ただし、本実験ではボルトが先行してせん断破断することを防止するため、すべてのボルトを強度区分 9.8 の高強度ボルトを使用する。重ね継手部は通常の鉄塔製作仕様と同様に、外側の山形鋼内 R 部分との干渉を避けるために内側の山形鋼角部を平らにカットしている。また、試験体はすべて溶融亜鉛めっきを施す。

試験体端部にはエンドプレート (E.PL) を設け、図 3.2.3 に示すように、山形鋼と FB はボルト締め付け後に E.PL に隅肉溶接で固定し、補強パネルの一部分を切り取った状況を模擬した試験体形状とした。これは、本補強法では、フラットバー上下端は既存山形鋼の重ね継手部に付加させることを前提とし、かつ施工時には接合ボルトを一端外してから FB が付加されることになるため、過荷重作用時には継手接合部のボルト支圧を介して補強材である FB も軸力を負担できると想定される仮定に基づいている。

表 3.2.2 に本実験での使用鋼材の JIS-5 号引張試験片に基づく素材試験結果を示す。

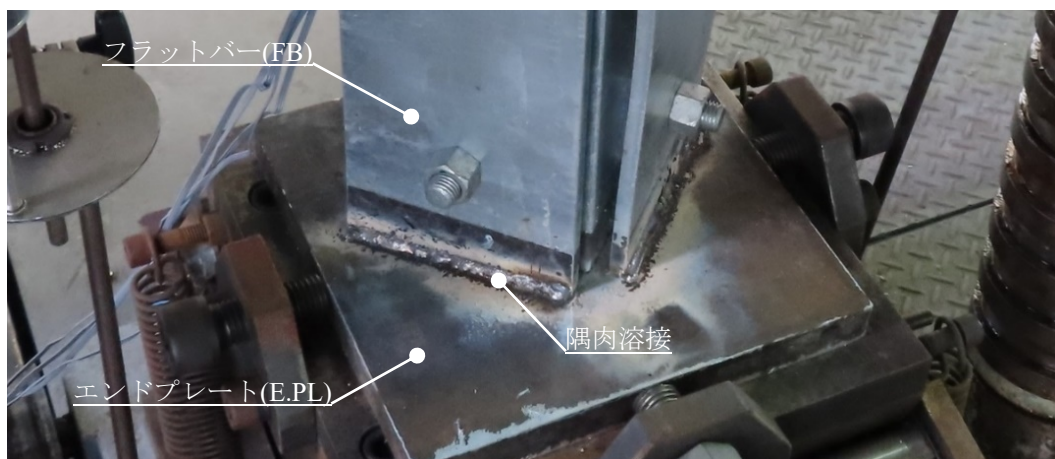


図 3.2.3 部材とエンドプレートの固定状況

表 3.2.2 使用鋼材の素材試験結果一覧

サイズ	対応部位	材質	$\sigma_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_u$ (N/mm <sup>2</sup> )	破断伸び (%)
L130x9	山形鋼	SS400	354	487	27
PL-9	FB, F.PL	SS400	308	436	30
PL-19	FB, F.PL	SS400	258	431	32
PL-6	FB	SM570	542	592	33

### 3.2.3. 荷重方法と計測計画

荷重は 3000kN 長柱圧縮試験機を用いて準静的単調一方向圧縮荷重とし、試験体が最大耐力を発生した後、耐力低下が確認されるまで荷重を行った。図 3.2.4 に試験セットアップ図を示す。

図 3.2.4 中に示すように、計測項目は荷重、材軸変位、構成断面の重心上の軸方向歪とする。材軸変位は試験体左右に取り付けた 2 本の LVDT 変位計により計測し、その平均値を荷重－変位関係に使用した。軸方向歪は荷重作用時の山形鋼および補強材である FB の弾性範囲における応力分担を確認することを目的とし、試験体中央付近の一断面に対して山形鋼外側の重心軸上に 2 枚、FB の中心軸上にそれぞれ 1 枚ずつ貼付した歪ゲージにより計測した。

また、試験体の境界条件は、治具側の試験体エンドプレート (E.PL) 端面がピンとなる回転治具を用いた。よって無補強時の試験体の細長比  $L_k/r$  の算定に用いる有効座屈長  $L_k$  はエンドプレート端の距離に対応する。回転治具の回転方向は試験体の山形鋼の弱軸回りである。また、文献 3.12) の荷重条件に倣い、補強後の部材に作用する軸力は補強対象の山形鋼重心に作用するものと考え、両端部はそれぞれ山形鋼とエンドプレート (E.PL) の重心を一致させた。

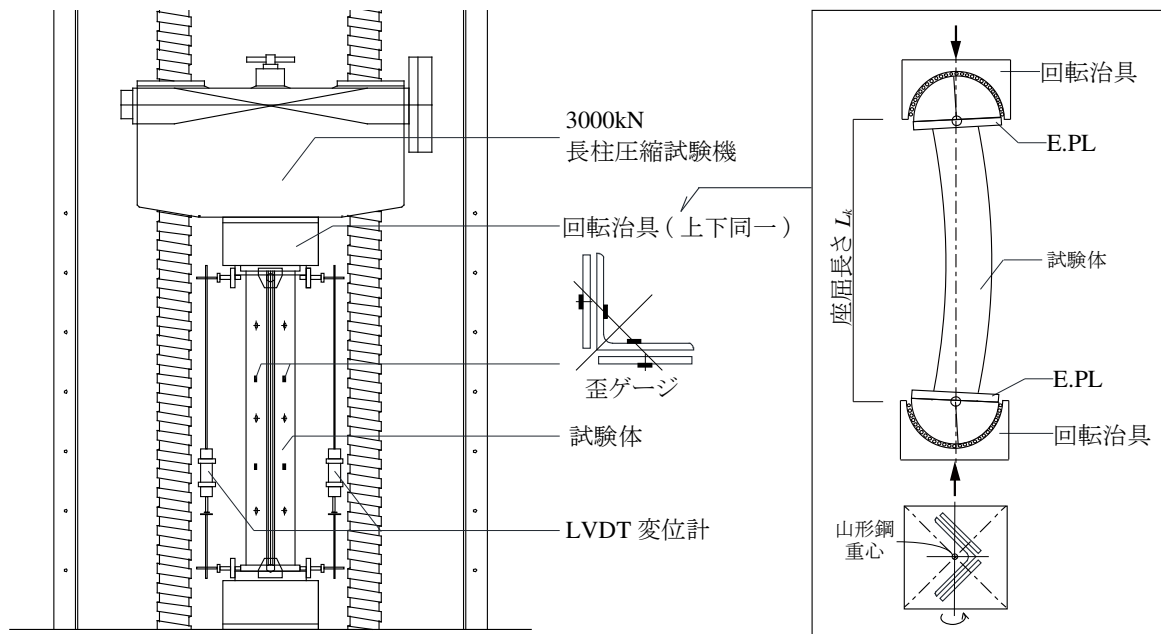


図 3.2.4 試験セットアップ図

### 3.3. 実験結果と考察

#### 3.3.1. 補強効果の傾向分析

表 3.3.1 に各試験体の最大耐力（座屈耐力）および後述する座屈モードの観測結果を示す。また、図 3.3.1 にはパラメータ毎の荷重－変位関係を整理して示す。同図中の▽印は最大荷重の座屈耐力点を示している。以降、各パラメータに着目した座屈耐力とその考察を述べる。

つづりボルトピッチに着目すると、図 3.3.1 (a)～(d)に示すように、細長比や重ね継手の有無に関わらず、つづりボルトピッチが短いほど補強効果による座屈耐力の上昇は大きく、つづりボルトピッチと補強効果には相関関係が確認される。これは次項にて示す最大耐力発現時の代表的な座屈性状にみられるように、つづりボルトピッチが大きいほど FB 個材の面外変形、つまりは FB のつづりボルトピッチ間での個材座屈がより発現しやすくなる影響に起因していると考えられる。なお、継手有りの試験体で最大耐力到達前に曲線の剛性変化がみられるのは、重ね継手部のすべり変形が生じているためである。

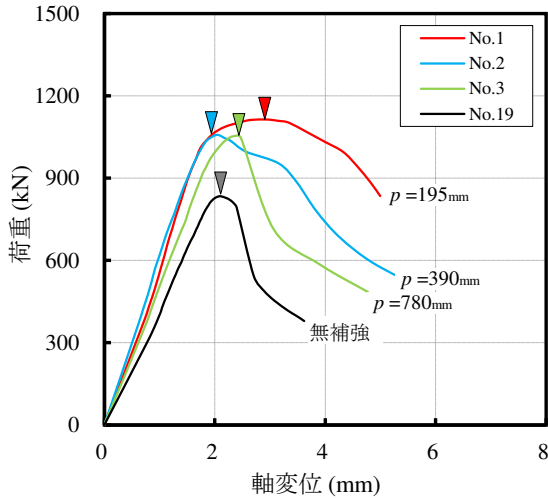
山形鋼と FB の間隙幅に着目すると、図 3.3.1 (e), (f)に示すように、間隙幅が小さいほど最大耐力が高く、間隙幅と補強効果にも相関関係がみられる。間隙幅は山形鋼と FB を含めた補強後断面の重心のずれに伴う付加曲げの大きさに影響を及ぼすことが考えられる。

図 3.3.1 (g)に示すように、2 種類のボルトピッチが混合する試験体 No.13 の最大耐力は、片方のつづりボルトピッチに統一してある試験体 No.10 および No.11 の間にあり、ボルトピッチの長い No.11 の最大耐力に比較的近い耐力となっている。よって、補強後の座屈耐力を定量的に評価するには、つづりボルトピッチをパラメータとして含めることが重要であると考えられる。

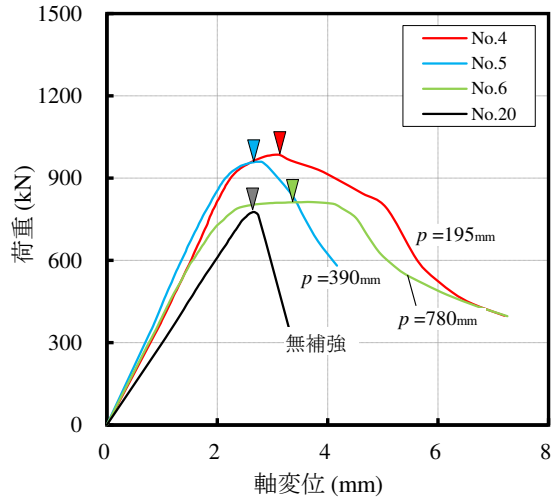
図 3.3.1 (h)に示すように、FB サイズを小さくかつ材質を高強度とした No.18 は、その他のパラメータ ( $L_k/r=50$ , つづりボルトピッチ  $p=390\text{mm}$ , 山形鋼と FB の間隙幅  $q=9\text{mm}$ , 重ね継手無し) が同条件の No.5 と比べて最大耐力が低い。同傾向は補強耐力を決定づける因子が FB 材質とは関係なしに FB 個材の弾性曲げ座屈が支配的であることを示唆している。これは、後述するように、補強後の座屈耐力を定量的に評価するには、FB 個材のつづりボルト間での座屈を考慮する必要があることを示している。

表 3.3.1 最大耐力 (座屈耐力) と座屈モードの実験結果

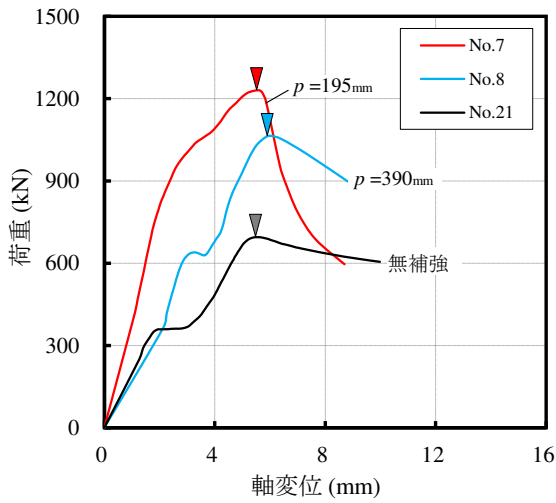
No.	既設山形鋼										フラットバー (FB)						実験結果		備考
	サイズ			座屈長 $L_k$ (mm)	弱軸周りの断面二次半径 (mm)	$L_k/r$ (-)	重ね継手	サイズ			材質	つづりボルトピッチ長さ $p$ (mm)	フランジ幅との比 (-)	付面位置	山形鋼とFBの間隙幅 $q$ (mm)	座屈耐力 (kN)	座屈モード (-)		
	フランジ幅 (mm)	板厚 (mm)	断面積 (mm <sup>2</sup> )					幅 (mm)	板厚 (mm)	断面積 (mm <sup>2</sup> )									
	(mm)	(mm)	(mm <sup>2</sup> )	(mm)	(mm)	(mm <sup>2</sup> )	(mm)	(mm)	(mm <sup>2</sup> )										
1	130	9	2274	SS400	771	25.7	30	無	125	9	1125	SS400	195	1.5	外	9	1113	I	-
2	130	9	2274	SS400	771	25.7	30	無	125	9	1125	SS400	380	3	外	9	1058	II	-
3	130	9	2274	SS400	771	25.7	30	無	125	9	1125	SS400	780	6	外	9	1052	II	-
4	130	9	2274	SS400	1285	25.7	50	無	125	9	1125	SS400	195	1.5	外	9	986	I	-
5	130	9	2274	SS400	1285	25.7	50	無	125	9	1125	SS400	380	3	外	9	959	I	-
6	130	9	2274	SS400	1285	25.7	50	無	125	9	1125	SS400	780	6	外	9	813	II	-
7	130	9	2274	SS400	771	25.7	30	有	125	9	1125	SS400	195	1.5	外	9	1231	II	-
8	130	9	2274	SS400	771	25.7	30	有	125	9	1125	SS400	380	3	外	9	1064	II	-
9	130	9	2274	SS400	771	25.7	30	有	125	9	1125	SS400	780	6	外	9	-	-	再現不可で欠番
10	130	9	2274	SS400	1285	25.7	50	有	125	9	1125	SS400	195	1.5	外	9	1195	I	-
11	130	9	2274	SS400	1285	25.7	50	有	125	9	1125	SS400	380	3	外	9	850	II	-
12	130	9	2274	SS400	1285	25.7	50	有	125	9	1125	SS400	780	6	外	9	777	II	-
13	130	9	2274	SS400	1285	25.7	50	有	125	9	1125	SS400	195,380	1.5, 3	外	9	891	II	-
14	130	9	2274	SS400	771	25.7	30	無	125	9	1125	SS400	380	3	外	0	1156	II	-
15	130	9	2274	SS400	771	25.7	30	無	125	9	1125	SS400	380	3	外	19	991	I	-
16	130	9	2274	SS400	1285	25.7	50	無	125	9	1125	SS400	380	3	外	0	1116	II	-
17	130	9	2274	SS400	1285	25.7	50	無	125	9	1125	SS400	380	3	外	19	910	I	-
18	130	9	2274	SS400	1285	25.7	50	無	100	6	600	SM570	380	3	外	9	820	II	-
19	130	9	2274	SS400	771	25.7	30	無	-	-	-	-	-	-	-	-	833	-	無補強
20	130	9	2274	SS400	1285	25.7	50	無	-	-	-	-	-	-	-	-	776	-	無補強
21	130	9	2274	SS400	771	25.7	30	有	-	-	-	-	-	-	-	-	695	-	無補強
22	130	9	2274	SS400	1285	25.7	50	有	-	-	-	-	-	-	-	-	594	-	無補強



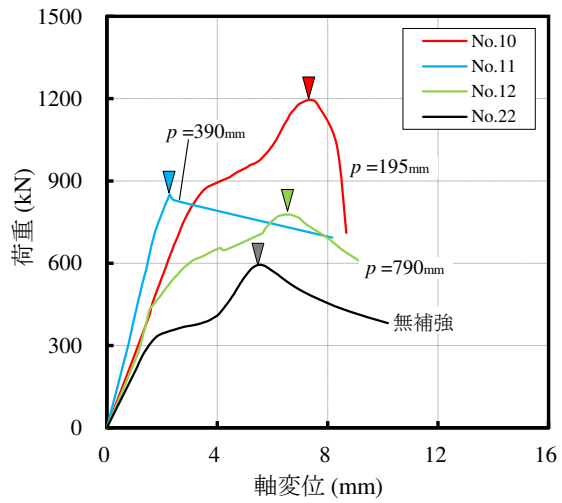
(a) つづりボルトピッチ( $L_k/r = 30$  継手無し)



(b) つづりボルトピッチ( $L_k/r = 50$  継手無し)

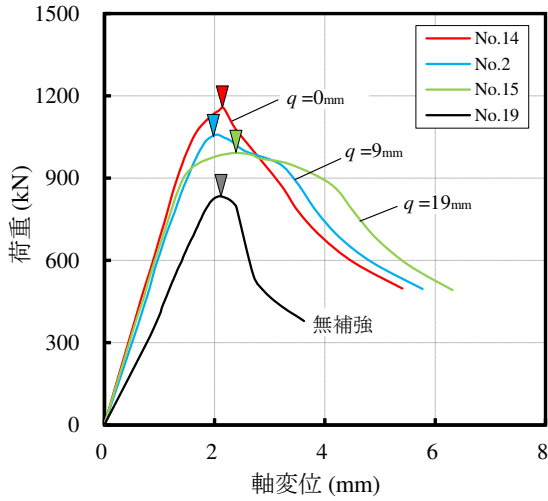


(c) つづりボルトピッチ( $L_k/r = 30$  継手有り)

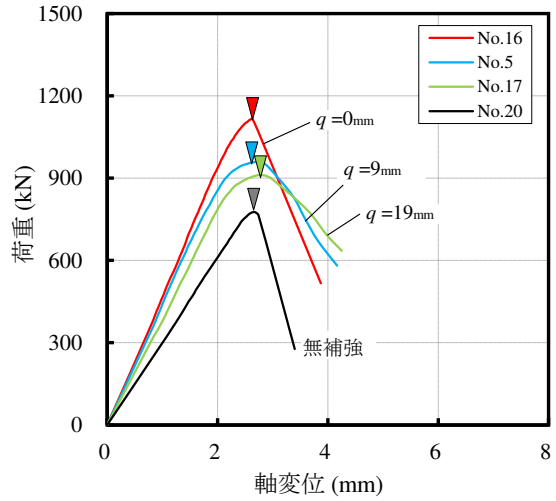


(d) つづりボルトピッチ( $L_k/r = 50$  継手有り)

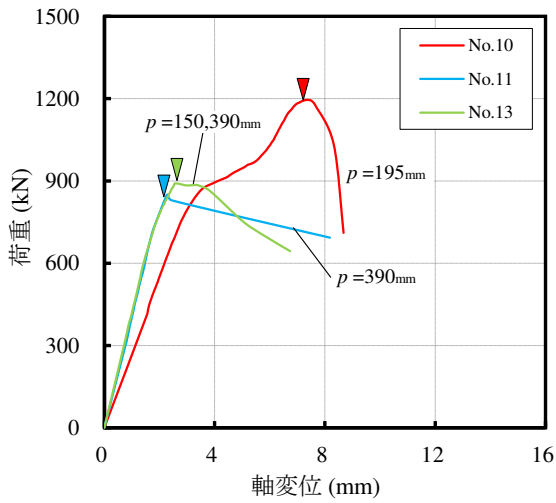
図 3.3.1 荷重-変位関係 (パラメータごとに比較) (1/2)



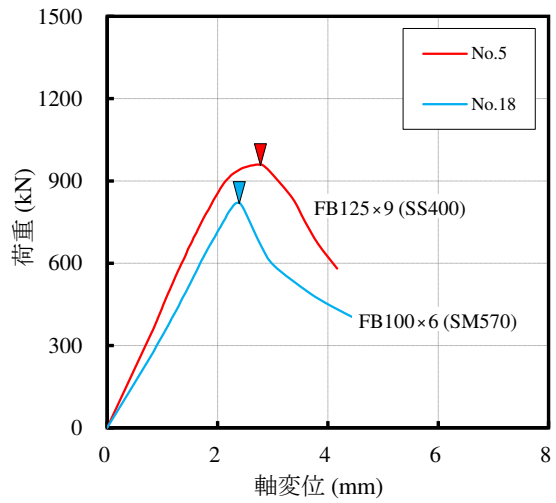
(e) 山形鋼とFBの間隙幅( $L_k/r = 30$ )



(f) 山形鋼とFBの間隙幅( $L_k/r = 50$ )



(g) つづりボルトピッチ混合



(h) FB 材質とサイズ

図 3.3.1 荷重-変位関係 (パラメータごとに比較) (2/2)

### 3.3.2. 特徴的な座屈性状

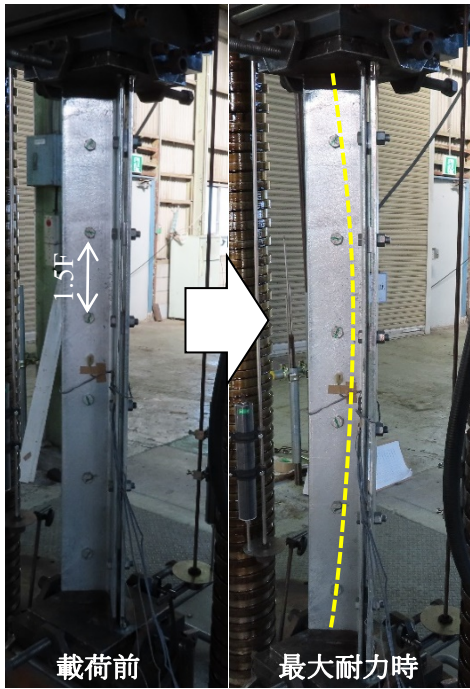
図 3.3.2 に本実験で観測された最大耐力発現時の特徴的な 2 種類の座屈性状の例を示す。なお、同図中の黄色破線は座屈変形を明瞭にするために、その変形を誇張表記して示したものである。また、図 3.3.3 には、それらの試験体の山形鋼および FB の重心位置に添付した軸方向歪の推移を示す。

図 3.3.2 に示すように、試験体 No.4 は山形鋼と FB が一体となって全体座屈を生じた際に最大耐力を発現した一方で、試験体 No.6 は山形鋼の 2 面に取りつく FB 個材がそれぞれつづりボルト間で曲げ座屈変形が進展した後に最大耐力を発現した。以降では、前者の座屈性状を座屈モードⅠ、後者の座屈性状を座屈モードⅡと呼称する。試験体 No.4 と No.6 では、つづりボルトピッチ  $p$  のみのパラメータが異なる試験体であり、試験体 No.4 は日本建築学会の鋼構造許容応力度設計規準<sup>3.9)</sup>に倣ったつづりボルトピッチ ( $p = 195\text{mm}$  : 山形鋼フランジ幅  $F$  の 1.5 倍) であるのに対し、試験体 No.6 は日本鉄塔協会の送電用山形鉄塔製作基準<sup>3.10)</sup>に倣ったつづりボルトピッチ ( $p = 780\text{mm}$  : 山形鋼フランジ幅  $F$  の 6 倍) である。

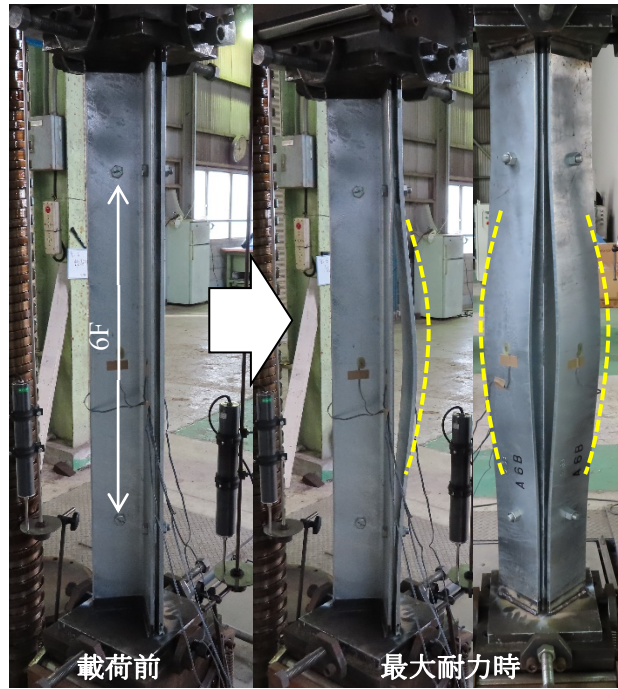
上記の異なる座屈モードの歪推移を確認すると、図 3.3.3(a)に示すように、座屈モードⅠとなった試験体 No.4 は最大耐力に到達するまで山形鋼と FB は概ね同一の圧縮歪を生じており、山形鋼と FB が一体的に合成断面として機能していると考えられる。それに対して、図 3.3.3(b)に示すように、座屈モードⅡとなった試験体 No.6 は、最大耐力到達前に山形鋼と FB の歪推移に差異が生じはじめていて、FB は引張歪の急激な増加が見られる。FB に引張歪が生じた要因は、FB が外側にたわみ変形を生じたことで、計測した表面歪が引張側となっていたためである。

その他の試験体の目視で判定した最大耐力発現時の座屈モードの種別は、表 3.3.1 中に示した通りであり、特につづりボルトピッチ  $p$  が短い場合ほど座屈モードⅠに、ボルトピッチ長い場合ほど座屈モードⅡになりやすい傾向が概ね確認される。

本実験で設定したパラメータとそれらの座屈モードを決定づける因子として、つづりボルトピッチ  $p$  は FB 個材のつづりボルト間での板曲げ座屈耐力と関係するため、座屈モードⅡの発現耐力に影響すると考えられる。また、山形鋼と FB の間隙幅  $q$  は山形鋼単体と FB との合成断面の間の重心差による付加曲げおよび合成断面とみた等価細長比に影響すると考えれば、それらは座屈モードⅠの発現耐力に影響すると考えられる。したがって、補強後の座屈耐力を定量的に評価するにはこれらの因子を網羅した評価式を構築する必要があるといえる。

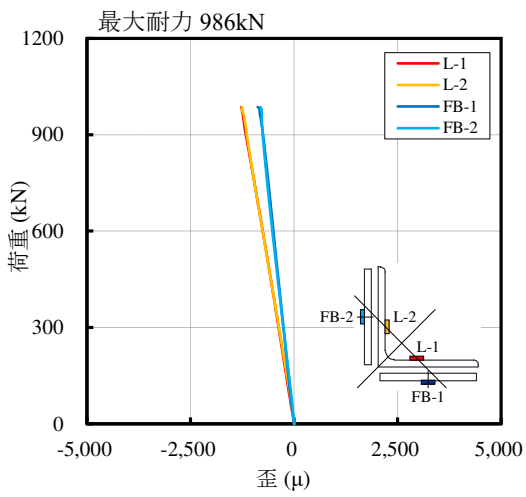


(a) 座屈モードI (No.4)

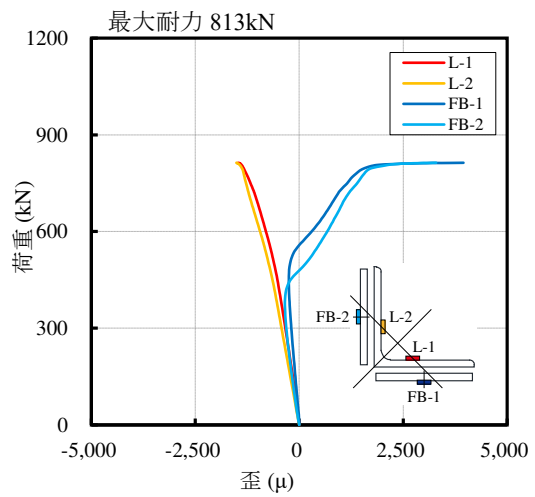


(b) 座屈モードII (No.6)

図 3.3.2 最大耐力発現時の特徴的な座屈性状



(a) 座屈モードI (No.4)



(b) 座屈モードII (No.6)

図 3.3.3 山形鋼とフラットバーの軸歪推移

### 3.4. 補強後の座屈耐力評価法の構築

本節では、前節の実験において観測された座屈性状を踏まえた FB を付加した補強後部材の座屈耐力評価式の一案を検討する。

先述したように、特に、2種類の座屈モードを決づける因子として、つづりボルトピッチ  $p$  は FB 個材のつづりボルトピッチ間での板曲げ座屈耐力と関係するため、座屈モードIIの発現耐力に影響すると考えられる。また、山形鋼と FB の間隙幅  $q$  は山形鋼単体と FB との合成断面の間の重心差による付加曲げおよび合成断面とみた等価細長比に影響すると考えれば、それらは座屈モードIの発現耐力に影響すると考えられる。したがって、以降ではこれらの因子を網羅した評価式構築を試みる。

#### 3.4.1. 座屈耐力評価の方針

既設材に補強材を付加した座屈耐力評価の一手法としては、組立圧縮材としての評価が想起される。本補強は、山形と矩形の異種断面の組合せとなるが、補強後断面の弱軸回り（山形鋼の弱軸回り）は充腹軸と判断できるので、座屈モードIは合成断面としての評価が可能と考えられる。しかしながら、座屈モードIIは山形鋼の直交2面に取り付くFBのつづりボルト間での個材座屈の影響を考慮する必要があり、これは組立圧縮材として留意する必要がある非充腹軸回りに関する検討とはメカニズムが異なり、適切な耐力評価が必要と考えられる。

そこで、座屈モードIを想定して評価される座屈耐力を  $L+FBN_{cr,I}$ 、座屈モードIIを想定して評価される座屈耐力を  $L+FBN_{cr,II}$  とし、式(3-1)のように両者のいずれか小さい方を補強後の座屈耐力  $L+FBN_{cr}$  として評価することを試案する。

そして、2種類の座屈モードを図 3.4.1 に示すようにモデル化して考え、次項からそれぞれの座屈耐力評価法を、山形鋼と FB の間隙幅  $q$  やつづりボルトピッチ  $p$  の因子を網羅できるような形式での構築を試みる。

$$L+FBN_{cr} = \min\{L+FBN_{cr,I}, L+FBN_{cr,II}\} \quad (3-1)$$

ただし、

$L+FBN_{cr}$  : 補強後の座屈耐力評価値

$L+FBN_{cr,I}$  : 座屈モードIの座屈耐力評価値

$L+FBN_{cr,II}$  : 座屈モードIIの座屈耐力評価値

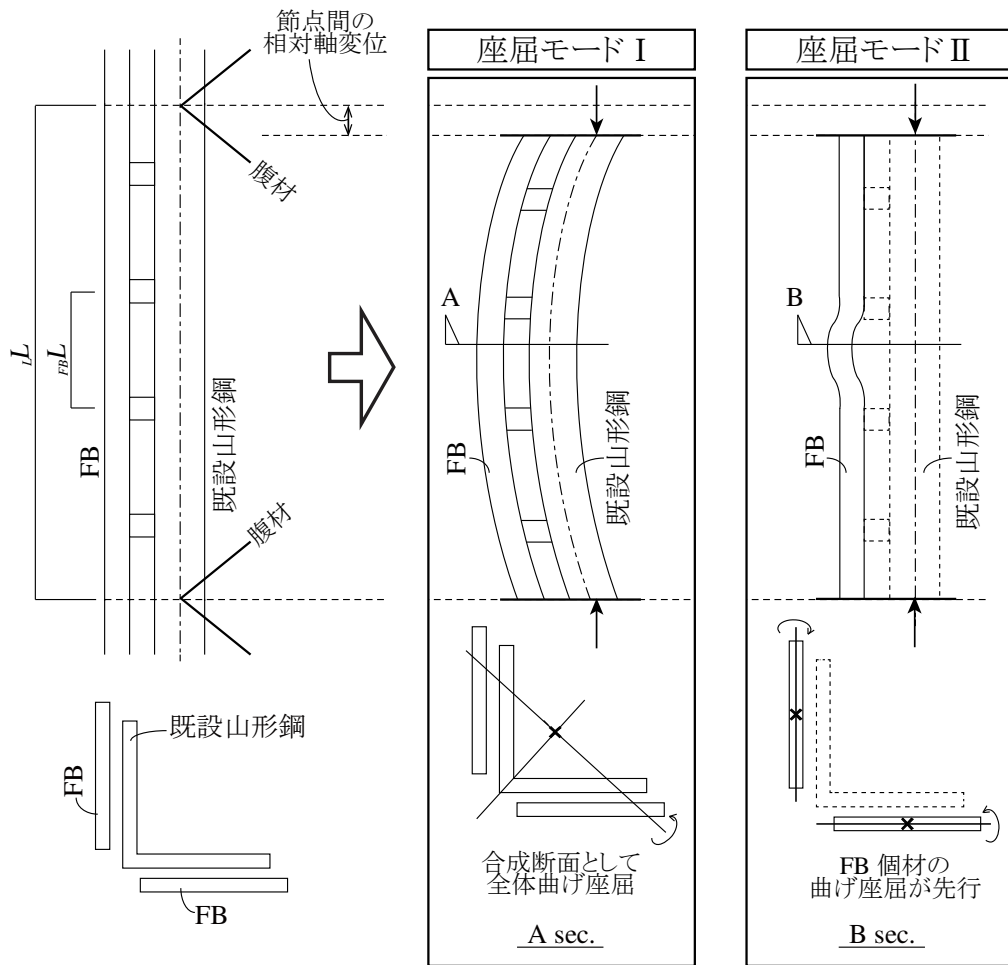


図 3.4.1 座屈性状のモデル化

### 3.4.2. 座屈モード I の評価

山形鋼と FB が一体となって全体曲げ座屈を生じる座屈モード I の耐力は、山形鋼と FB の間隙幅  $q$  および合成断面とみた等価細長比を考慮した評価をする必要がある。そこで、式(3-2)および式(3-3)に示すように、Ježek の偏心圧縮の近似耐力を援用して評価することを考える。第 2 章において先述したように、Ježek の理論は偏心圧縮に伴い断面の端が塑性化した状態での釣合い条件から座屈耐力を算定する手法で、たわみ曲線として正弦曲線を仮定することにより簡易な近似式が導かれ<sup>3.13)</sup>、また実務設計における送電用鉄塔部材の座屈耐力設計式 JEC カーブ<sup>3.14)</sup>の基となっている式でもある。

Ježek の偏心圧縮の近似耐力を準用すれば、式(3-2)中の偏心率  $\kappa$  (= 偏心距離 / 断面の核半径) の部分に、図 3.4.2 に示す山形鋼と合成断面との重心距離を偏心距離として算定することで付加曲げを考慮できる。その過程で山形鋼と FB の間隙幅  $q$  をパラメータとして内包した評価が可能と考えられる。また、同式中の等価細長比において、山形鋼と FB が一体的に挙動する合成断面としての評価が可能と考えられる。なお、重ね継手の重ね幅部分における曲げ剛性上昇効果は、部材耐力の安全側評価を与えるものであると考えて無視しても安全側の評価になると考えられる。

$$L+FB\lambda_k^2 = \begin{cases} \frac{\pi^2 E}{L+FB\sigma_{cr}} \left\{ \frac{3 \left( \frac{L+FB\sigma_y}{L+FB\sigma_{cr}} - 1 \right) - \kappa}{3 \left( \frac{L+FB\sigma_y}{L+FB\sigma_{cr}} - 1 \right)} \right\}^3 & (\kappa < 3) \\ \frac{\pi^2 E}{L+FB\sigma_{cr}} \sqrt{\frac{L+FB\sigma_{cr}}{L+FB\sigma_y} \left( \frac{L+FB\sigma_y}{L+FB\sigma_{cr}} - \frac{L+FB\sigma_{cr}}{L+FB\sigma_y} - \frac{2}{3}\kappa \right)} & (\kappa \geq 3) \end{cases} \quad (3-2)$$

$$L+FBN_{cr,1} = L+FB\sigma_{cr} \cdot L+FB A \quad (3-3)$$

ただし、

$L+FB A$  : 山形鋼と FB を合成断面とした際の断面積 (=  $LA + 2FB A$ )

$LA$  : 山形鋼の断面積

$FB A$  : FB の断面積

$L+FB\sigma_{cr}$  : 山形鋼と FB を合成断面とした座屈応力度

$L+FB\sigma_y$  : 山形鋼と FB を合成断面とした際の降伏応力度で  $(LA\sigma_y + 2FB A FB\sigma_y)/(LA + 2FB A)$  とする

$\sigma_y$  : 山形鋼の降伏応力度

$FB\sigma_y$  : FB の降伏応力度

$L+FB\lambda_k$  : 山形鋼と FB を合成断面とした際の細長比 (=  $Lk \cdot L/L+FB r_v$ )

- $lL$  : 補強後部材の節点長さ
- $lk$  : 補強後部材の座屈長さ係数
- $L+FB I_v$  : 山形鋼と FB の合成断面の弱軸回りの断面二次半径
- $\kappa$  : 山形鋼と FB の合成断面重心の山形鋼単体重心に対する偏心率 ( $= e/L+FB S$ )
- $e$  : 山形鋼と FB の合成断面重心と山形鋼単体重心との偏心距離
- $L+FB S$  : 山形鋼と FB の合成断面における核半径 ( $= (L+FB Z_v/L+FB A)^{1/2}$ )
- $L+FB Z_v$  : 山形鋼と FB の合成断面の弱軸回りの断面係数
- $E$  : 鋼材のヤング係数

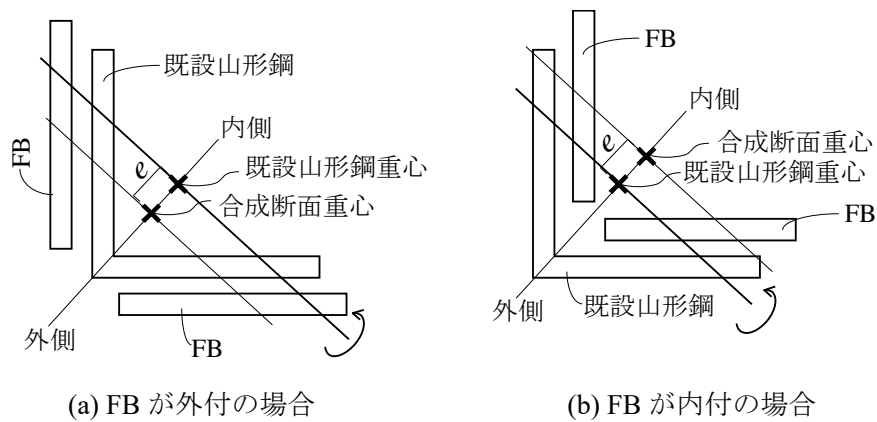


図 3.4.2 座屈モード I の評価概念図

### 3.4.3. 座屈モード II の評価

FB 個材の板曲げ座屈耐力が誘発され、最大耐力を発現する座屈モード II は、FB 個材の座屈性状に影響するつづりボルトピッチ  $p$  を考慮した評価をする必要がある。そこで、山形鋼および FB のそれぞれの個材座屈に着目し、可能な限り種々の既存の設計式や解析手法を準用する形で、FB 個材の座屈後挙動も考慮した、耐力の累加方式で評価することを考える。以降で示すように、FB 個材の座屈応力度  $FB\sigma_{cr}$  の評価過程において、つづりボルトピッチ  $P$  をパラメータとして内包した評価が得られると考えられる。

図 3.4.3 には FB が山形鋼よりも先行して個材座屈する場合の個材荷重-軸変位関係の概念図を示す。該当パネルの山形鋼と FB が同一の軸変形を生じるとする仮定を前提にすると、補強後の最大耐力は、FB の座屈後劣化の程度に起因し、FB が座屈後劣化を生じかつ山形鋼が座屈を生じる時点、もしくは山形鋼が弾性範囲でかつ FB 座屈時点の、両者の最大値にて式(3-4)のように評価される。後者は、FB 個材の細長比が大きく、個材座屈後の耐力劣化がより著しい場合の現象に対応している。

$$L+FBN_{cr,II} = \max\{L+FBN_{cr,II-1}, L+FBN_{cr,II-2}\} \quad (3-4)$$

ただし、

$L+FBN_{cr,II-1}$  : 山形鋼の個材座屈時に発現する補強後耐力

$L+FBN_{cr,II-2}$  : FB の個材座屈時に発現する補強後耐力

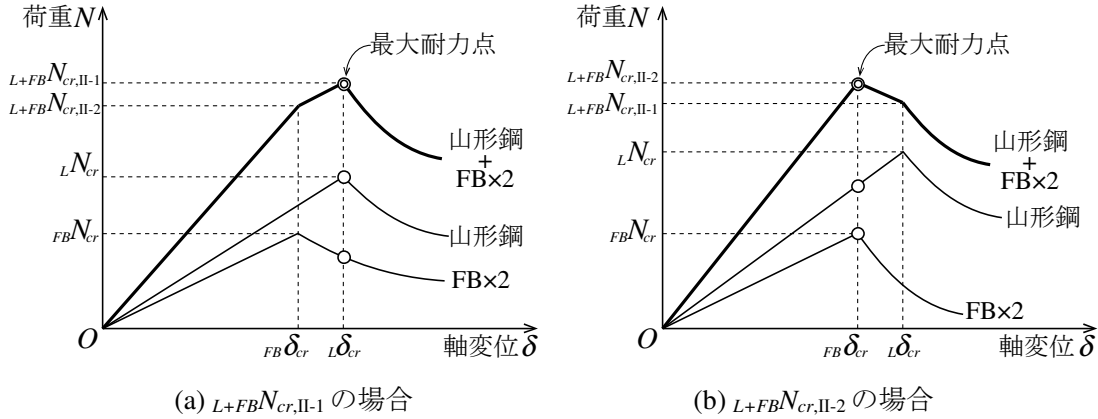


図 3.4.3 座屈モード II の評価概念図

図 3.4.3 に示す山形鋼および FB の個材座屈時の軸変位  $\delta_{cr}$  は、部材の座屈等価軸歪<sup>3.15)</sup> $\varepsilon_{cr}$  を介して個材の座屈応力度  $\sigma_{cr}$  および補強対象の山形鋼部材節点長  $L$  を用いて、式(3-5)の関係で定義できる。

$$\delta_{cr} = \varepsilon_{cr} \cdot L = \frac{\sigma_{cr}}{E} \cdot L \quad (3-5)$$

以降では個材の荷重  $N$  と軸変位  $\delta$  の関係式を、例えば山形鋼  $L$  では  $N=LN(\delta)$  のように荷重を軸変位の関数と表記して考え、 $L+FBN_{cr,II-1}$  および  $L+FBN_{cr,II-2}$  のそれぞれの算定方法を整理して示す。

図 3.4.3(a) に示す山形鋼個材の座屈時の発現耐力  $L+FBN_{cr,II-1}$  は式(3-6)で表される。

$$L+FBN_{cr,II-1} = LN(L\delta_{cr}) + FBN(L\delta_{cr}) = LN_{cr} + FBN(L\delta_{cr}) \quad (3-6)$$

$LN_{cr}$  は山形鋼個材の座屈耐力であり、無補強時の山形鋼部材の座屈応力度  $L\sigma_{cr}$  に山形鋼の断面積  $L A$  を乗じて求まる。細長比の小さな非弾性座屈領域の  $L\sigma_{cr}$  は、送電用鉄塔の山形鋼支柱材の座屈耐力設計式である JEC-b カーブ式(3-7)<sup>3.14)</sup>を用いることで評価できる。なお、重ね継手が有る場合には前章の 2.6 節で示した座屈設計式(3-8)を用いることで、継手偏心による影響を考慮した評価が可能である。

$$L\sigma_{cr} = L\sigma_y \left\{ K_0 - K_1 \frac{L\lambda_k}{\pi} \sqrt{\frac{L\sigma_y}{E}} - K_2 \left( \frac{L\lambda_k}{\pi} \sqrt{\frac{L\sigma_y}{E}} \right)^2 \right\} \quad (3-7)$$

$$L\sigma_{cr} = L\sigma_y \left\{ \sigma_{c0} + (\sigma_{c1} - \sigma_{c0}) \frac{L\lambda_k}{\pi} \sqrt{\frac{L\sigma_y}{E}} \right\} \quad (3-8)$$

ただし、

$L\sigma_y$  : 山形鋼の降伏応力度

$L\lambda_k$  : 山形鋼部材の有効細長比

$E$  : 鋼材のヤング係数

\*  $K_0 \sim K_2$  は使用箇所と断面形状によって決まる係数で、山形鋼支柱材の場合  $K_0 = 0.945$ ,  $K_1 = 0.0123$ ,  $K_2 = 0.316$

山形鋼個材の座屈時の FB の座屈後耐力である  $FBN(L\delta_{cr})$  を評価するには、FB 個材の座屈後劣化を評価する必要がある。そこで、FB 個材の座屈後耐力は、弾塑性立体応力解析におけるトラス要素の座屈後挙動を再現するモデルとしてトラス鉄塔の部材座屈後の非線形挙動の分析<sup>3.16)</sup>などにおいても汎用的に使用されている修正柴田若林モデル<sup>3.17)</sup>の Stage C の応力関数を援用することで評価する。図 3.4.4 に修正柴田若林モデルの Stage C の概念図を示す。

FB 個材の座屈応力度  $FB\sigma_{cr}$  は安全率を除いた鋼構造許容応力度設計規準式<sup>3.9)</sup>で評価する。FB は最長つづりボルト間で曲げ座屈するものとし、その座屈長さ係数  $FBk$  は本実験および後述する解析結果との対応から文献 3.9)にも記載されている両端拘束条件の推奨値 0.65 が妥当と考えられたが、両端ピンを仮定する 1.0 とすればより安全側評価を得られる。

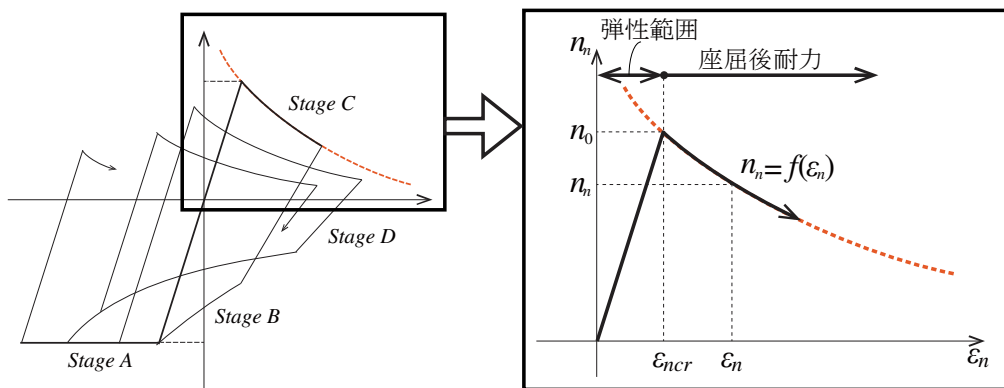


図 3.4.4 修正柴田若林モデルの StageC<sup>3.17)</sup>

以上を踏まえると、 $FBN(L\delta_{cr})$  は修正柴田若林モデルの耐力劣化関数を準用した式(3-9)を用いて、式(3-10)のように表される。

$${}_{FB}n_n = \frac{1}{\sqrt{{}_{FB}P_1 \left( \frac{{}_{FB}}{L} \varepsilon_{ncr} - {}_{FB} \varepsilon_{ncr} + {}_{FB} n_c \right) + {}_{FB} P_2}} \cdot \frac{{}_{FB}n_0}{{}_{FB}n_c} \quad (3-9)$$

$${}_{FB}N(L\delta_{cr}) = 2 \cdot {}_{FB}n \cdot {}_{FB}\sigma_y \cdot {}_{FB}A \quad (3-10)$$

ただし,

$${}_{FB}P_1 = (10/{}_{FB}n_E - 1)/3$$

$${}_{FB}P_2 = 4/{}_{FB}n_E + 0.6$$

$${}_{FB}n_E = \pi^2 E / ({}_{FB}\lambda_k \cdot {}_{FB}\sigma_y)$$

$${}_{FB}n_0 = {}_{FB}\sigma_{cr} / {}_{FB}\sigma_y$$

${}_{FB}n_c$  は 3 次方程式  ${}_{FB}P_1 \cdot {}_{FB}n_c^3 + {}_{FB}P_2 \cdot {}_{FB}n_c^2 - 1 = 0$  の  $0 < {}_{FB}n_c \leq 1$  における実数解

\*  ${}_{FB}P_1, {}_{FB}P_2, {}_{FB}n_E, {}_{FB}n_0, {}_{FB}n_c$  は FB 個材の修正柴田若林モデルの Stage C に基づく応力関数を決定づける係数

${}_{FB}\lambda_k = {}_{FB}k \cdot {}_{FB}L / {}_{FB}r$  ( ${}_{FB}L$  が, 上述してきたつづりボルトピッチ  $p$  に該当する)

${}_{FB}r = {}_{FB}t / 12^{1/2}$  (FB は矩形の弱軸方向の断面二次半径)

$${}_{FB}\varepsilon_{ncr} = {}_{FB}\sigma_{cr} / {}_{FB}\sigma_y$$

$$\frac{{}_{FB}}{L} \varepsilon_{ncr} = L \varepsilon_{ncr} \cdot L \varepsilon_y / {}_{FB} \varepsilon_y = L \sigma_{cr} / {}_{FB} \sigma$$

${}_{FB}A$  : FB の断面積

${}_{FB}L$  : FB の最長つづりボルトピッチ (FB の座屈長さ)

${}_{FB}k$  : FB が最長つづりボルトピッチ間で座屈する際の座屈長さ係数

${}_{FB}r_y$  : FB の断面二次半径

${}_{FB}t$  : FB の板厚

また, 図 3.4.3(b)に示す FB 座屈時に発現する耐力  ${}_{L+FB}N_{cr,II-2}$  は式(3-11)で表される。

$${}_{L+FB}N_{cr,II-2} = L N({}_{FB}\delta_{cr}) + {}_{FB}N({}_{FB}\delta_{cr}) = L N({}_{FB}\delta_{cr}) + {}_{FB}N_{cr} \quad (3-11)$$

${}_{FB}N_{cr}$  は 2 面分の FB の個材座屈耐力であり, FB の座屈応力度  ${}_{FB}\sigma_{cr}$  と断面積  ${}_{FB}A$  から求まり,  $L N({}_{FB}\delta_{cr})$  は FB 座屈時の弾性状態の山形鋼が負担する軸力であり, 式(3-12)のように FB の座屈応力度  ${}_{FB}\sigma_{cr}$  に山形鋼の断面積  $L A$  を乗じて求まる。

$$L N({}_{FB}\delta_{cr}) = L N_{cr} \cdot \frac{{}_{FB}\delta_{cr}}{L \delta_{cr}} = L \sigma_{cr} \cdot L A \cdot \frac{{}_{FB}\sigma_{cr}}{L \sigma_{cr}} = {}_{FB}\sigma_{cr} \cdot L A \quad (3-12)$$

以上に示した方法では, FB 個材の座屈応力度  ${}_{FB}\sigma_{cr}$  の評価過程において, つづりボルトピッチ  $p$  をパラメータとして内包した評価となっている。

### 3.5. 提案評価式の適用性

前節で示した補強後の座屈耐力評価式の適用性を、実験結果との比較により検証する。表 3.5.1 には評価値の算定結果を実験値と比較して示す。同表には実験において目視で判定した最大耐力発現時の座屈モードの種別と、評価式上で判定された座屈モードの種別も比較して示す ( $L+FBN_{cr} = L+FBN_{cr,I}$ となる評価される場合を座屈モードI,  $L+FBN_{cr} = L+FBN_{cr,II}$ と評価される場合を座屈モードIIとして判定)。

最初に、評価式の特徴である座屈モードIIの耐力累加方式の評価法の妥当性を確認する。図 3.5.1 には FB の座屈変形が特に顕著で座屈モードIIで最大耐力を発現した試験体 No.18 を例に荷重-変位関係の実験値と評価式の推移を比較して示す。なお、同図中には次節の有限要素法による再現解析モデルの結果も併せて図示している。同図に示すように、最大耐力に着目すると試験体 No.18 の最大耐力決定要因は座屈モードIIと評価され、座屈モードの判定は実験結果と概ね対応することがみてとれる。また、最大耐力に至るまでの推移も評価式は実験値と概ね対応しており、個材の荷重-変位関係の累加方式で最大耐力を評価する手法は概ね妥当であると考えられる。

続いて、全ての試験体の最大耐力の対応を確認する。図 3.5.2 に示すように評価値は、試験体 No.3 および No.12 を除けば概ね-15%~+10%の誤差で実験値と対応し、全体の傾向を概ね捉えていることが確認される。また、表 3.5.1 に示すように、座屈モードの判定に関して、本実験での座屈モードと評価上で判定される座屈モードは全体的に概ね対応しており、同傾向からはそれぞれの座屈モードの座屈耐力評価手法が概ね妥当であると考えられる。

評価誤差は評価式構築で援用した各種既存手法の個別の誤差が含まれるが、他の試験体と比較して実験値を過度に小さく評価している試験体 No.3 および No.12 に着目し、その要因を分析する。図 3.5.3 に試験体 No.3 および No.12 の最大耐力発現時の状況を示す。同図に示すように、山形鋼の2面に取りつく FB の内、片面は FB 個材の座屈変形が顕著になっているものの、もう片面は山形鋼側に接触し座屈変形が抑制されている。座屈モードIIの評価では2面の FB の個材座屈が同様に進展することを仮定しており、これらの試験体はこの仮定と異なる性状を示したため実験値よりも過小評価になったと考えられる。ただし、評価としては、2面の FB の個材座屈を仮定する方法であれば、安全側の耐力評価が可能であるといえる。

また、参考として、図 3.5.4 には片方の座屈モード単独での評価値(座屈モードIは式(3-3)、座屈モードIIは式(3-4))と実験値を比較して示す。座屈モードIおよびIIのどちらも概ね-15%~+25%に分布し、両者の最小値を評価値として採用する図 3.5.2 と比べて全体的にやや危険側評価を与えており、座屈モードIおよびIIの最小値を採用する提案手法の有用性が確認される。

表 3.5.1 評価値と実験値の比較

No.	フラットバー(FB)				山形鋼と FBの 間隙幅 $q$ (mm)	評価値										実験値			
	サイズ		つづり ボルト ピッチ $p$ (mm)	山形鋼と FBの 間隙幅 $q$ (mm)		座屈モード I					座屈モード II					$L_{+FB}N_{cr}$ (kN)	座屈 モード	$L_{+FB}N_{cr}$ (kN)	座屈 モード
	幅 (mm)	板厚 (mm)				$K$ (-)	$L_{+FB}\sigma_{cr}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$L_{+FB}N_{cr,1}$ (kN)	$FB\sigma_{cr}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$L\sigma_{cr}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$L_{+FB}N_{cr,II-1}$ (kN)	$L_{+FB}N_{cr,II-2}$ (kN)	$L_{+FB}N_{cr,II}$ (kN)	$L_{+FB}N_{cr}$ (kN)	座屈 モード				
1	125	9	195	9	26.2	0.527	252	1140	281.0	315.4	1338	1271	1338	1140	1113	I	I		
2	125	9	380	9	26.2	0.527	252	1140	201.3	315.4	1129	911	1129	1129	1058	II	II		
3	125	9	780	9	26.2	0.527	252	1140	53.4	315.4	812	242	812	812	1052	II	II		
4	125	9	195	9	43.6	0.527	230	1041	281.0	283.1	1275	1271	1275	1041	986	I	I		
5	125	9	380	9	43.6	0.527	230	1041	201.3	283.1	1066	911	1066	1041	959	I	I		
6	125	9	780	9	43.6	0.527	230	1041	53.4	283.1	741	242	741	741	813	II	II		
7	125	9	195	9	26.2	0.527	252	1140	281.0	268.5	1247	1271	1271	1140	1231	I	II		
8	125	9	380	9	26.2	0.527	252	1140	201.3	268.5	1038	911	1038	1038	1064	II	II		
10	125	9	195	9	43.6	0.527	230	1041	281.0	218.3	1152	1271	1271	1041	1195	I	I		
11	125	9	380	9	43.6	0.527	230	1041	201.3	218.3	942	911	942	942	850	II	II		
12	125	9	780	9	43.6	0.527	230	1041	53.4	218.3	599	242	599	599	777	II	II		
13	125	9	195,380	9	43.6	0.527	230	1041	201.3	218.3	942	911	942	942	891	II	II		
14	125	9	380	0	26.8	0.275	283	1278	201.3	315.4	1129	911	1129	1129	1156	II	II		
15	125	9	380	19	25.1	0.786	229	1035	201.3	315.4	1129	911	1129	1035	991	I	I		
16	125	9	380	0	44.7	0.275	264	1195	201.3	283.1	1066	911	1066	1066	1116	II	II		
17	125	9	380	19	41.9	0.786	207	936	201.3	283.1	1066	911	1066	936	910	I	I		
18	100	6	380	9	46.8	0.370	301	1044	94.9	283.1	746	330	746	746	820	II	II		

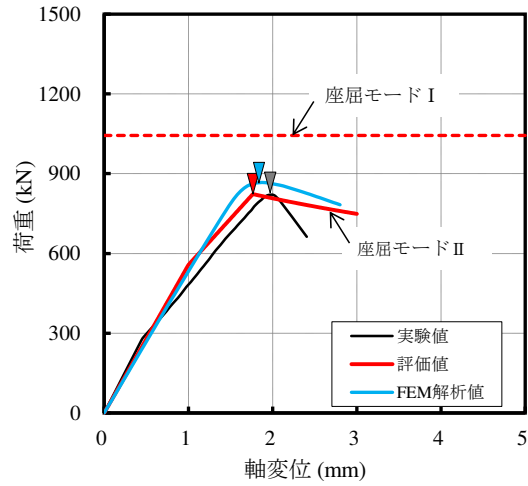


図 3.5.1 荷重-変位関係の比較 (No. 18 (No. A3))

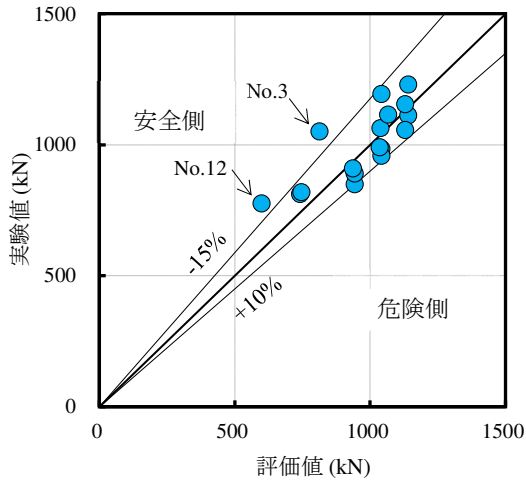


図 3.5.2 評価値と実験値の比較

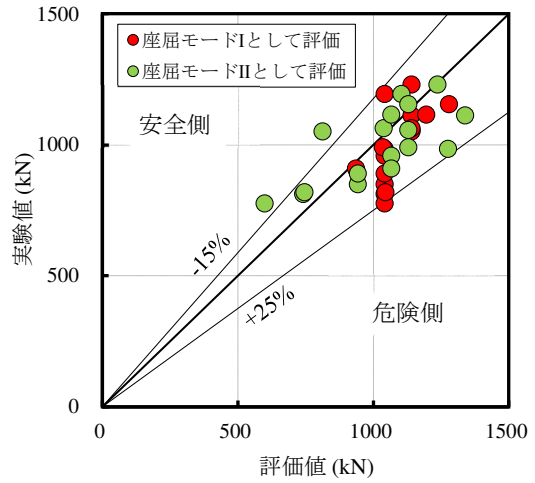
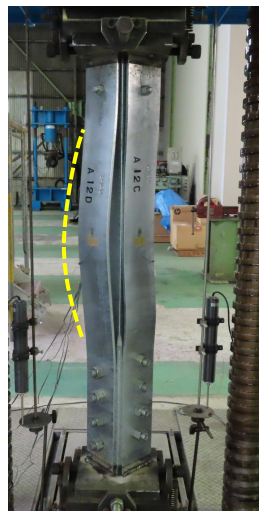


図 3.5.4 評価値と実験値の比較 (座屈モード I, II での単独評価)



(a) No.3



(b) No.12

図 3.5.3 座屈モード II (片面の FB の座屈変形が抑制された事例)

### 3.6. 有限要素法解析による追加検証

本節では、部材実験では検討できていない種々のパラメータに対しての提案する座屈耐力評価式の適用性検証を目的に、汎用有限要素法プログラム Adina ver.9.6 を用いた弾塑性数値解析（以降、FEM 解析）を実施する。

#### 3.6.1. 有限要素法解析の概要

図 3.6.1 に FEM 解析モデルの概要を示す。FEM 解析モデルは 3 次元ソリッド要素により構成され、山形鋼および FB をともに 8 節点 6 面体要素とし、要素サイズはすべて  $10 \times 10 \times 10\text{mm}$  程度の立方体となるように構築した。つづりボルト部分と重ね継手部分の部材同士はボルト部分で構成要素同士が一体化しているものとして、他の部分では構成要素どうしの接触を考慮し、ボルトおよびボルト孔はモデル化しない。解析モデルの境界条件は、同図中に示す通り、本実験でのエンドプレート端面に対応する山形鋼および FB の上下端部の断面を山形鋼重心に配置されて節点 P および節点 Q に剛体要素を介して接続し、上端山形鋼の節点 P に材軸方向の強制変位を与え、実験の準静的単調一方向圧縮載荷を再現した。解析モデルには、初期不整として部材中央部の不整を最大（部材長の  $1/1000$ ）としたサイン波を初期形状として既往研究<sup>3.3)</sup>と同様に与えた。また、材料特性は、素材試験時に応力-歪履歴が計測できていなかったため、二次勾配を弾性一次勾配の  $1/100$  とした bi-linear 型とし、降伏応力度は本実験での使用鋼材の素材試験値を設定した。全ての鋼材の弾性一次勾配（ヤング率）およびポアソン比は  $E = 206000\text{N/mm}^2$ （送電用鉄塔設計の仕様値<sup>3.20)</sup>、 $\nu = 0.3$  とした。ただし、素材試験値のない SS540 は  $400\text{N/mm}^2$  ( $t \leq 16$ )・ $390\text{N/mm}^2$  ( $t > 16$ )、SM490 は  $325\text{N/mm}^2$  ( $t \leq 16$ )・ $315\text{N/mm}^2$  ( $t > 16$ )、H-SA700A は  $700\text{N/mm}^2$  の規格値をそれぞれ設定した。

図 3.6.2 に、上記のモデル化条件で再現した試験体 No.5 と No.18 の解析結果を示す。なお、試験体 No.5 と No.18 は、後述するパラメトリックスタディ解析リストの No.A1 と No.A3 にそれぞれ対応している。同図に示すように、座屈耐力の解析値は実験値と概ね対応し、それぞれの座屈モードも再現できており、特に座屈モードⅡとなった試験体 No.18 に関しては、図 3.5.1 中に示した通り、荷重-変位関係も概ね実験値の傾向と対応していることが確認され、上記の解析モデル化方法は最大耐力値を検証する上では妥当と考えられる。

したがって、以降では上記条件のモデル化により、本実験では検討できていない種々のパラメータに対してパラメトリックスタディ解析を進める。

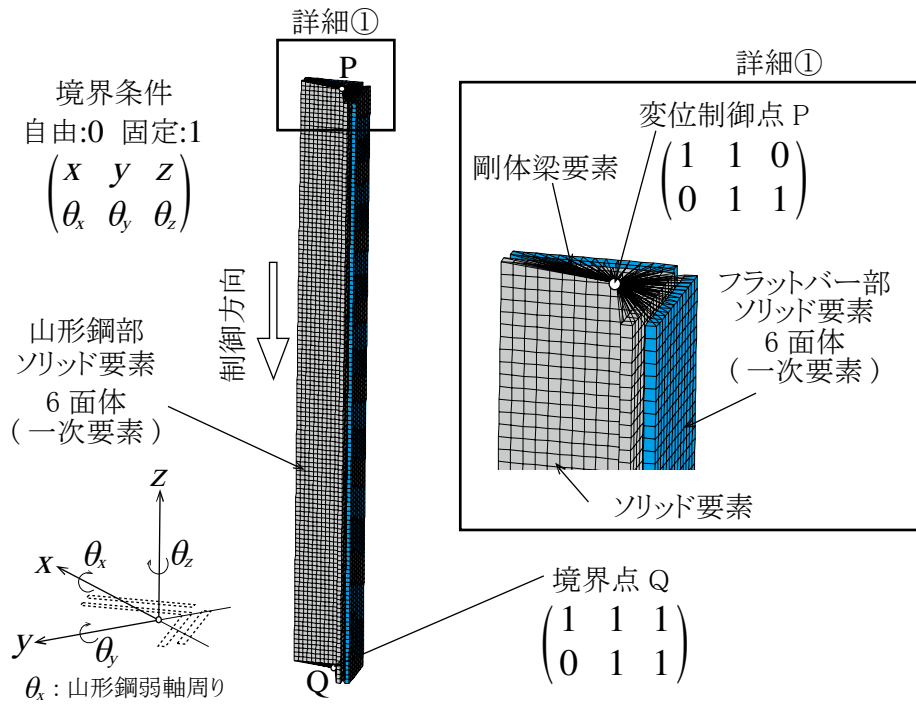
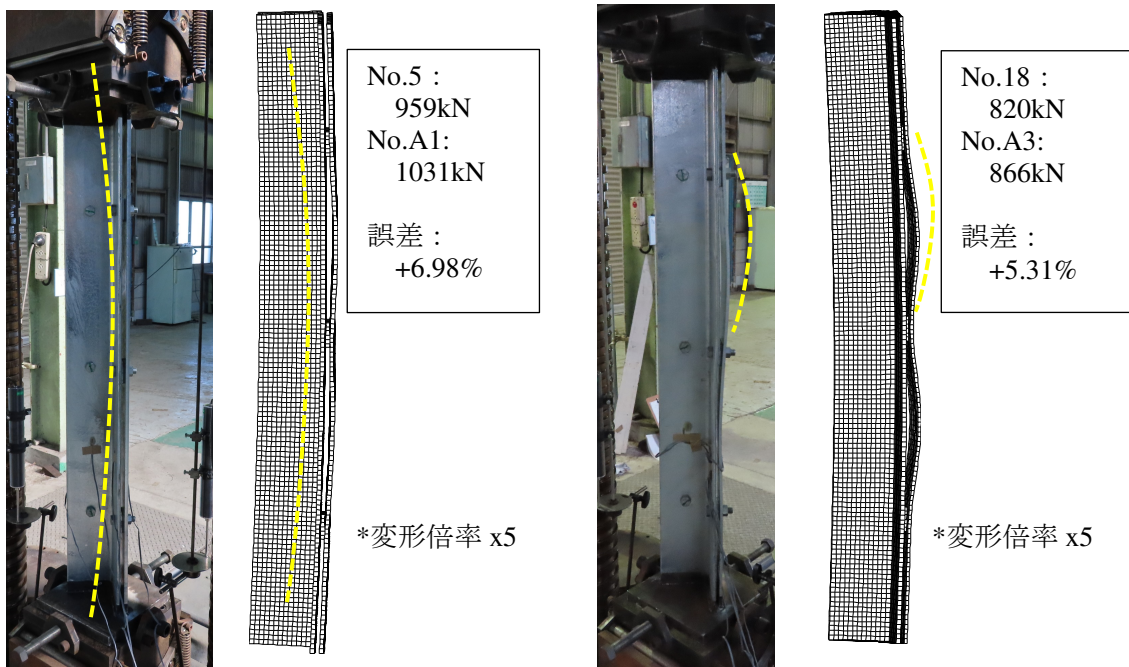


図 3.6.1 解析モデルの概要



(a) No.5 と No.A1 の比較 (座屈モードI) (b) No.18 と No.A3 の比較 (座屈モードII)

図 3.6.2 部材実験と有限要素法解析の比較

### 3.6.2. パラメトリックスタディ解析結果

前項で構築した解析モデルにより、パラメトリックスタディ解析を実施し、実験では検討できていない種々のパラメータに対しての提案する耐力評価式の適用性を追加検証する。

表 3.6.1 に解析モデル一覧を示す。同表に示すように、解析パラメータは以下に列挙する通りで、実際の送電用山形鋼鉄塔に使用される山形鋼サイズおよび材質に準拠し、実験の再現解析モデル 2 体も含め、計 31 体のモデルを設定した。

#### 【解析パラメータ】

- ・実験の再現解析モデル (No.A1, A3)
- ・L130x9 を基準に、FB を山形鋼の内側に付加 (No.A2)
- ・L130x9 を基準に、FB の幅や板厚を変化 (No.A4～A7)
- ・L130x9 を基準に、FB を実験よりもさらに高強度としたスリム形状 (No.A8)
- ・つづりボルトピッチ 3F 一定で、L130x9 以外の山形鋼サイズに変化 (No.A9～A16)
- ・130x9 より大サイズの L200x15 を基準に、間隙幅を変化 (No.A17, A18)
- ・130x9 より大サイズの L200x15 を基準に、つづりボルトピッチを変化 (No.A19～A21)
- ・130x9 より大サイズの L200x15 を基準に、継手有無を変化 (No.A22～A24)
- ・130x9 より大サイズの L200x15 を基準に、FB 板厚を変化 (No.A25, A26)
- ・130x9 より大サイズの L200x15 を基準に、FB 材質を変化 (No.A27, A28)
- ・L130x9 より小サイズの L90x7 を基準に、つづりボルトピッチを変化 (No.A29～A31)

表 3.6.1 中に最大耐力および座屈モードの解析値を、図 3.6.3 に最大耐力の解析値と評価値を比較して示す。同図に示すように、前節の実験値との比較と概ね同様、評価値は-20%～+5%程度の精度でやや安全側に解析値と対応し、全体傾向や座屈モードの判定も概ね捉える。他と比べてやや安全側の評価となっているものは重ね継手を有する試験体であり、継手部のボルトが千鳥配置のため 2 面の FB のつづりボルトピッチが異なっていて、ピッチの長い片面の FB の個材座屈のみが進展したためである。

また、図 3.6.4 に示すように、一方の座屈モードを仮定して評価すると全体的にやや危険側の評価となるのは前節の実験値との比較と同傾向であり、解析値との比較からも座屈モード I および II の最小値を耐力評価値として採用する評価法の有用性が確認される。

以上から、部材実験で検討できていない種々の断面サイズにおいても、構築した評価式は、実験値との比較と同程度の誤差範囲内で、やや安全側に補強後部材の座屈耐力を定量的に適用できることが確認された。

表 3.6.1 解析モデル一覧

No.	既設山形鋼				フラットバー (FB)					評価値				解析値	
	サイズ	材質 (-)	$L_t/r$ (-)	重ね継手 (-)	サイズ	材質 (-)	つづり ボルト ピッチ $p$ (mm)	付面 位置 (-)	間隙 幅 $q$ (mm)	モード I	モード II	$L+FB N_{cr}$ (kN)	座屈 モード -	$L+FB N_{cr}$ (kN)	座屈 モード (-)
										$L+FB N_{cr, I}$ (kN)	$L+FB N_{cr, II}$ (kN)				
A1	L130x9	SS400	50	無	FB125x9	SS400	380	外	9	1041	1066	1041	I	1031	I
A2	L130x9	SS400	50	無	FB125x9	SS400	380	内	9	849	1066	849	I	871	I
A3	L130x9	SS400	50	無	FB100x6	SM570	380	外	9	1044	746	746	II	866	II
A4	L130x9	SS400	50	無	FB125x6	SS400	380	外	9	990	766	766	II	900	II
A5	L130x9	SS400	50	無	FB125x12	SS400	380	外	9	1154	1605	1154	I	1161	I
A6	L130x9	SS400	50	無	FB100x9	SS400	380	外	9	916	982	916	I	914	I
A7	L130x9	SS400	50	無	FB150x9	SS400	380	外	9	1374	1151	1151	II	1208	II
A8	L130x9	SS400	50	無	FB65x6	H-SA700A	380	外	9	1033	697	697	II	781	II
A9	L75x6	SS400	40	無	FB75x6	SS400	225	外	6	310	359	310	I	430	I
A10	L90x7	SS400	40	無	FB90x6	SS400	270	外	7	418	440	418	I	433	I
A11	L120x8	SS540	40	無	FB100x6	SM490	360	外	8	850	737	737	II	801	II
A12	L150x10	SS540	40	無	FB150x9	SM490	450	外	10	1506	1351	1351	II	1319	II
A13	L175x12	SS540	40	無	FB150x12	SM490	525	外	12	1944	2014	1944	I	1854	II
A14	L200x15	SS540	40	無	FB200x16	SM490	600	外	15	3029	3329	3029	I	3153	I
A15	L200x25	SS540	40	無	FB200x25	SM490	600	外	25	4119	5791	4119	I	4581	I
A16	L250x25	SS540	40	無	FB250x25	SM490	750	外	25	5543	7038	5543	I	5961	I
A17	L200x15	SS540	40	無	FB200x16	SM490	600	外	0	3487	3329	3329	II	3382	I
A18	L200x15	SS540	40	無	FB200x16	SM490	600	外	30	2742	3329	2742	I	2898	I
A19	L200x15	SS540	40	無	FB200x16	SM490	300	外	15	3029	3837	3029	I	3215	I
A20	L200x15	SS540	40	無	FB200x16	SM490	900	外	15	3029	2611	2611	II	2670	II
A21	L200x15	SS540	40	無	FB200x16	SM490	1200	外	15	3029	2292	2292	II	2548	II
A22	L200x15	SS540	40	有	FB200x16	SM490	300	外	15	3029	3362	3029	I	3747	I
A23	L200x15	SS540	40	有	FB200x16	SM490	600	外	15	3029	2973	2973	II	3487	II
A24	L200x15	SS540	40	有	FB200x16	SM490	900	外	15	3029	2213	2213	II	2958	II
A25	L200x15	SS540	40	有	FB200x16	SM490	1092	外	15	3029	1963	1963	II	2826	II
A26	L200x15	SS540	40	無	FB200x6	SM490	600	外	15	2505	2000	2000	II	2315	II
A27	L200x15	SS540	40	無	FB200x19	SM490	600	外	15	3140	3764	3140	I	3344	I
A28	L200x15	SS540	40	無	FB200x16	SS400	600	外	15	2713	3026	2713	I	2886	I
A29	L90x7	SS400	40	無	FB90x6	SS400	135	外	7	418	506	418	I	634	I
A30	L90x7	SS400	40	無	FB90x6	SS400	405	外	7	418	345	345	II	408	II
A31	L90x7	SS400	40	無	FB90x6	SS400	540	外	7	418	306	306	II	368	II

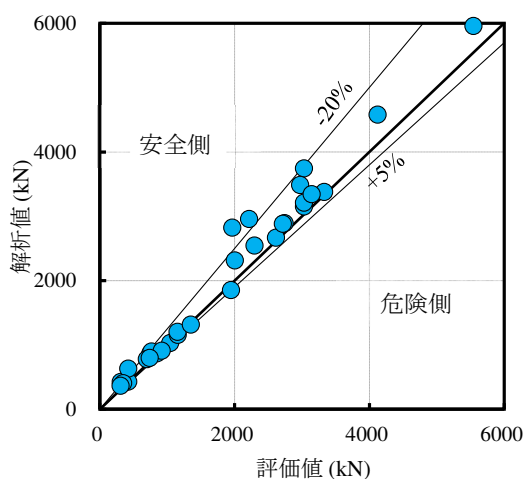


図 3.6.3 評価値と解析値の比較

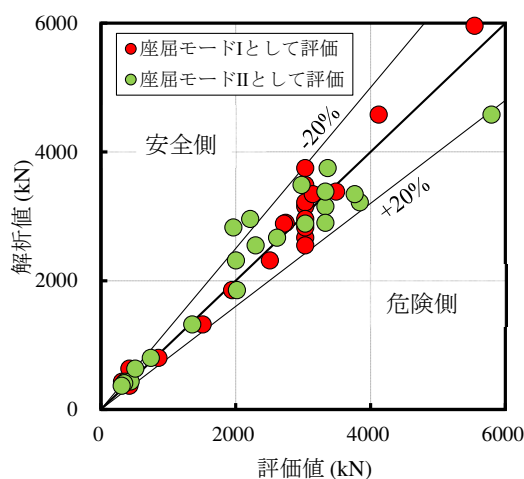


図 3.6.4 評価値と解析値の比較  
(座屈モード I, II での単独評価)

### 3.7. 実務での補強設計方針

本節では本補強法を実基に適用する際に、設計者が留意すべき事項などを整理する。

#### 3.7.1. 補強効果の特性整理

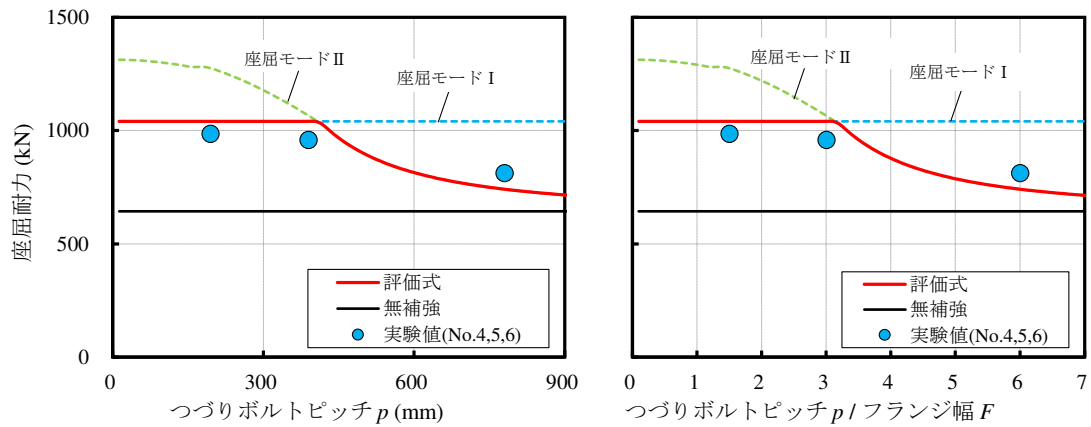
実験値および解析値との比較によりその適用性を確認できた補強後の耐力評価式に含まれる因子に着目し、FB を付加する本形式の補強効果の特性を整理する。

補強後耐力へ影響を与えるパラメータとしては、既設山形鋼サイズ、FB サイズ、山形鋼とFB の間隙幅、つづりボルトピッチなど設計変数が多い。そこで、FB 個材座屈の発現に大きく寄与し、それゆえ座屈モードの分岐に大きく寄与すると考えられるパラメータの一つであるつづりボルトピッチ  $p$  が補強効果に与える影響に着目する。

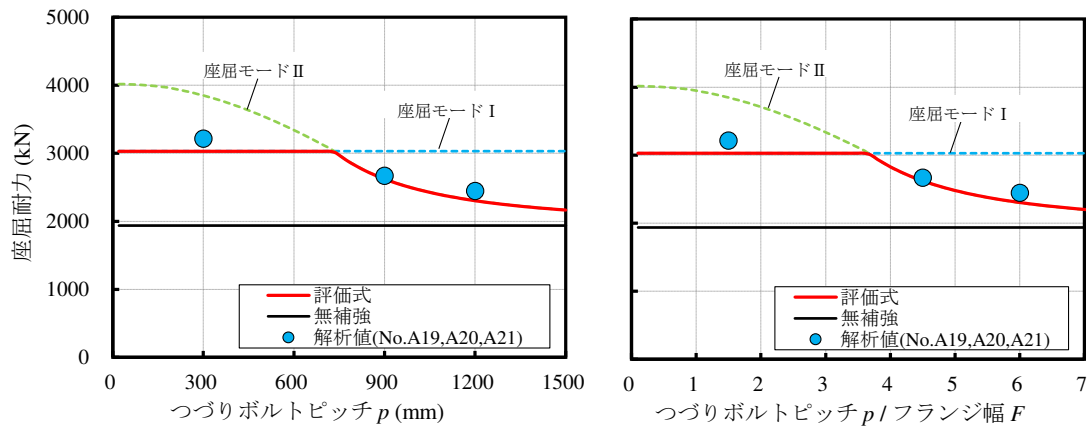
図 3.7.1 に、座屈耐力とつづりボルトピッチ  $p$  の関係を、実験および解析でその影響を検討した L130x9 および L200x15 の 2 種類の山形鋼サイズを例に示す。なお、左図は横軸をつづりボルトピッチ  $p$  (mm) で表し、右図はつづりボルトピッチ  $p$  (mm) を山形鋼フランジ幅  $F$  (mm) で除し無次元化表記している。同図に示すように、座屈モード I の評価耐力に関しては、つづりボルトピッチ  $p$  に関わらず一定の線（青点線）で表され、座屈モード II の評価耐力はつづりボルトピッチ  $p$  が長いほど評価耐力が低下する曲線（緑点線）で表される。両者の座屈モード評価値の最小値が補強後耐力と判定されるので、両曲線の下限をなぞる線（赤線）が補強後の座屈耐力の評価曲線となる。無補強時の座屈耐力（黒線）からの上昇分が補強による耐力上昇効果といえる。評価式の曲線（赤線）は、つづりボルトピッチ  $p$  がある長さ以下であると、座屈モード I と判定されるため補強後耐力は一定値になるが、長いと座屈モード II の判定になるためその長さに応じて補強後耐力は低下する。ちなみに、同図中に示すように、実験値および解析値のプロットはこの傾向を概ね捉えていることが確認される。

以上を踏まえると、実際は他部材との干渉などの考慮から必ずしも最適なつづりボルトピッチを実現できるとは限らないものの、つづりボルトピッチを座屈モードの分岐点の長さ以下とすれば、補強効果を最大化することができるため、座屈モード I を設計目標として、特につづりボルトピッチ  $p$  に注意して補強設計をすればよいと考えられる。また、座屈モード II では想定する最大耐力発現前に FB の座屈たわみの残留変形が生じる可能性もあり、それによる景観不安をまねく恐れも考えられるため、補強効果の観点からだけでなく、座屈モード II を避ける意味でも座屈モード I を設計目標とすることが望ましいと考えられる。

3.2.1 項にて説明したつづりボルトピッチの既往文献の規定値に関して、日本建築学会の鋼構造許容応力度設計規準<sup>3.9)</sup>に倣った  $1.5F$  とすれば座屈モード I となるものの、日本鉄塔協会



(a) L130x9( $L_k/r = 40$ ) + FB125x9 の実験値と評価式の対応



(b) L200x15( $L_k/r = 50$ ) + FB200x16 の解析値と評価式の対応

図 3.7.1 つづりボルトピッチと補強効果の関係

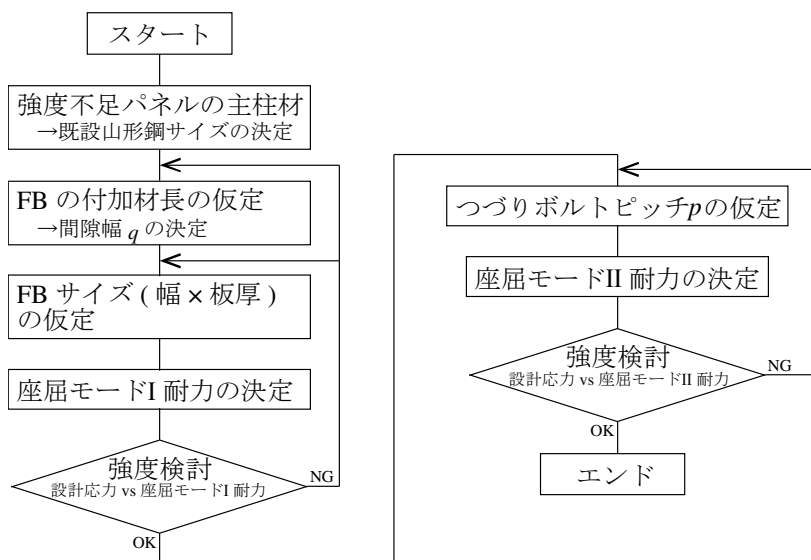


図 3.7.2 設計フロー

の送電用山形鉄塔製作基準<sup>3.10)</sup>に倣った  $6.0F$  の場合では座屈モードⅡとなる傾向となっており、本補強では送電用鉄塔の慣例をそのまま適用することには注意が必要といえる。

本補強は、補強後耐力の計算に使用するパラメータが多く複雑であるが、以上に述べた補強特性を踏まえると、その設計フローは図 3.7.2 に示す通りに整理できる。設計応力に対して、座屈モードⅠ耐力で強度不足を解消できるように、最初に間隙幅  $q$  や FB サイズを決定し、その後つづりボルトピッチ  $p$  の最低長さを確認し、座屈モードⅡ耐力が座屈モードⅠ耐力を上回るように設計すればよい。

### 3.7.2. その他留意事項

#### (1) 補強に伴う剛性・重量変化の影響

本補強法は、支柱材取換えや制振デバイスを用いた改修、建替えと比較して、低コストかつ実用的な耐震補強として活用できると考えられる。ただし、補強材付加による強度補強型の本形式は、広範なパネルに補強が施された場合には、鉄塔架構の剛性や質量増加に伴い振動特性が変化し地震力が増加することも想定されるため、その場合は別途固有値解析を実施して個別に振動特性を確認するなど、その影響を十分留意する必要がある。

#### (2) 被補強材（既設山形鋼支柱材）の初期応力が過大な場合への適用

本章の検討では、送電用鉄塔の固定荷重としては主に自重および架渉線重量が支配的で、支柱材に作用する初期応力は部材耐力に対して十分小さく、その影響は無視できる場合を想定している。しかしながら、補強対象の鉄塔の架渉線が重角度で水平角度荷重に起因する初期応力が大きく無視できない場合では、既設山形鋼の接合ボルトを一面ずつ取り外しながらの施工作业となり、残る一面で同応力を負担する状況になりえるため、耐力評価上その影響を十分考慮する必要があるといえる。また、初期応力としては上記他にも施工時の作業時風荷重も想定される。既設山形鋼の初期応力が過大な場合には、FB と一体的な挙動する前に山形鋼にのみに損傷が集中し、想定した補強効果が十分得られなくなることが懸念される。

被補強材の初期応力を考慮した補強効果を評価する方法<sup>3.18)</sup>としては、今回の場合では例えば以下の 2 つのような案により補強後耐力の評価値を低減させることで安全側設計が可能になると考えられる。①：耐力評価式上のそれぞれの座屈モードの計算過程で既設山形鋼の降伏応力度  $L\sigma_y$  を初期応力度  $L\sigma_D = LN_D/LA$  分低減させた値  $L\sigma_y^* = L\sigma_y - L\sigma_D$  に置き換える。②：補強後耐力を既設山形鋼と補強材の軸剛性比に準じ  $2FBAL/LA \cdot LN_D$  分低減させた評価値とする。ただし、これらの案の妥当性に関しては実験的には確認する必要があると考えられ、重角度鉄塔などへの施工可否も含めて、今後別途検証する必要があるといえる。

### 3.8. 第3章のまとめ

本章では、送電用鉄塔の山形鋼支柱材の補強方法として、フラットバー（FB）を付加した補強工法を対象に、補強部材の載荷実験を実施し、その補強効果および特性を確認するとともに、実験で観測された座屈性状を踏まえた補強後の座屈耐力評価式を提案し、その適用性を実験値および解析値との比較により検証した。以下に本章で得られた知見を整理して示す。

- 1) 部材実験の結果、FB付加による座屈耐力の上昇効果が確認でき、特に山形鋼とFBのつづりボルトピッチや間隙幅が補強効果に影響を与える因子であることが確認された。前者はFBを付加する範囲内の重ね継手の状況、後者は他部材との干渉等の制約を受けるなど、それらを考慮して適切に補強する必要があるといえる。
- 2) 補強後部材の特徴的な座屈性状として、山形鋼とFBが一体となって全体座屈を生じ最大耐力を発現する座屈モードI、FB個材がつづりボルト間で座屈変形進展後に最大耐力を発現する座屈モードIIの2種類の座屈モードが観測され、それらの座屈性状は上記の間隙幅やつづりボルトピッチを因子として決定されることが考えられる。
- 3) 実験結果の座屈性状を踏まえ、座屈モードIと座屈モードIIのいずれか小さい方を補強後の座屈耐力として評価する手法を提案した。その結果、座屈モードIIはJežekの偏心圧縮の近似耐力を援用した評価、座屈モードIIは山形鋼およびFBの個材座屈に着目した耐力の足し合わせとした評価とすることで、座屈モードの判定やその耐力を概ねやや安全側で捉えることができることが確認できた。
- 4) 補強設計に際しては、補強効果を最大化でき、かつ残留変形による景観不安を避けることを目的に、座屈モードIを設計目標とすることが適切であると考えられる。

本章ではその座屈性状や補強効果を部材実験のみでしか確認できていないが、その後の検討の文献(3.19)では実規模骨組試験を実施し、本補強工法の施工性、部材実験では再現できない材端条件下での補強効果の有無、補強箇所以外の部材に悪影響を与えないか、接合部のすべり変形が悪影響を及ぼさないかといった点が検証されている。その結果、部材実験と同様に座屈モードIIよりも座屈モードIの方が補強効果は高く、その補強効果も本章に示した評価法で定量的に把握可能であることが確認されている。

### 【第3章の参考文献】

- 3.1) 電気協同研究会：送電用鉄塔耐震設計と課題，第73巻，第3号，2018.3
- 3.2) 大園智章，山崎智之，村上慧斗，高木峻一，中村毅，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1 単材座屈試験，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造-III，pp.835-836，2021.9
- 3.3) 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 有限要素法解析，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造-III，pp.837-838，2021.9
- 3.4) 村上慧斗，山崎智之，大園智章，高木峻一，中村毅，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3 骨組試験，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造-III，pp.839-840，2021.9
- 3.5) 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1 座屈試験，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造-III，pp.841-842，2021.9
- 3.6) 神谷勇成，高木峻一，佐藤篤司，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，構造-III，pp.843-844，2021.9
- 3.7) 高木峻一，佐藤篤司，神谷勇成：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集，第88巻，第807号，pp.835-843，2023.5
- 3.8) 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集，第89巻，第817号，pp.334-341，2024.3
- 3.9) 日本建築学会：鋼構造許容応力度設計規準，2019.10
- 3.10) 日本鉄塔協会：送電用山形鋼鉄塔製作基準，2019.8
- 3.11) 日本鉄塔協会：令和6年度鉄塔技術管理者講習会，第71回講習会（東京）資料
- 3.12) 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，C-1，構造-III，pp.509-510，2001.9
- 3.13) 仲威雄，加藤勉，藤本盛久，菅野誠：座屈論建築学体系12，彰国社，pp.85-88，1968
- 3.14) 電気学会：送電用鉄塔設計標準 JEC-TR-00007-2015，2015.7
- 3.15) 松井良太，竹内徹：部材破断を考慮したブレース付ラーメン骨組のエネルギー吸収性能，日本建築学会構造系論文集，第76巻，第665号，pp.1337-1345，2011.7

- 3.16) 松井良太, 中村毅, 今村晃, 竹内徹 : 径厚比の大きな円形鋼管部材で構成された鉄塔支持型煙突の崩壊機構, 日本建築学会構造系論文集, 第 83 巻, 第 750 号, pp.1171-1181, 2018. 8
- 3.17) 橋本舟海, 松井良太, 竹内徹 : 種々の鋼材ブレースにおける座屈後履歴性状および累積変形性能, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.765-766, 2016. 8
- 3.18) 平井大稀, 石川敏之 : 当て板補修された断面欠損を有するトラス部材の力学的挙動の解明, 構造工学論文集 Vol.70A, pp.27-36, 2024. 3
- 3.19) 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 : 送電用鉄塔山形鋼支柱材における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.1147-1148, 2023. 9
- 3.20) 電気学会 : 送電用鉄塔設計標準 JEC-5101:2022, 2023. 12
- 3.21) 日本鉄塔協会 : 等辺山形鋼許容応力度表, 2012. 10



## 第4章

### 腹材の座屈を考慮した鉄塔架構の耐震診断手法



#### 4.1. はじめに

第2章および第3章では鉄塔架構を維持する上で最も重要な支柱材に着目し、既存構造の耐力精査やその補強に関する一工法の検討を行い、想定荷重に対して強度不足となる既存鉄塔の信頼性向上に向けた対応策を示した。

一方で、近年の大地震に対する社会的関心の高まりや耐震性能の明確化の気運が高まる中で、想定入力地震動は増大傾向にあり、既存構造物が保有する耐震性能の余裕度を把握することが求められているが<sup>4.1)</sup>、膨大な基数の既存鉄塔全てを対象に直ちに補強や建替等を実施することは現実的に困難で、様々な観点から合理的かつ簡便に既存鉄塔の構造安全性をスクリーニングした上で、耐用年数超えの鉄塔群の建替対応も含め各種対応への優先順位付けをする必要がある。そのような課題に対し、耐震性能に着目したスクリーニング手法構築は各種優先順位付けの一指標として有益であると考えられる。

塔状トラス構造物は図4.1.1に示すようにパネルが積層した構造となっていて、通常の構造設計では個材の応力度比評価（余裕度の照査）により全部材を弾性範囲に収めることでしか架構状態の是非を判定しておらず、部材の塑性化を考慮した耐震性能評価は実施されない。一方で、1.3.1項でも述べた通り、既往の鉄塔の地震被害<sup>4.2),4.3)</sup>において複数の腹材が座屈や破断を生じたものの架構が倒壊することはなかったことを踏まえれば、被災後の維持継続を念頭に、鉄塔を倒壊させないことを担保する手段として、全部材を弾性範囲に収めることの他に、架構の変形性能に着目した評価が模索可能と考えられる。そして、そのような観点を鑑み、近年の想定入力地震動の増大を踏まえて既存鉄塔の保有耐震性を合理的にスクリーニングするとなれば、鉄塔架構の部材損傷を考慮した変形性状の把握および耐震診断手法の構築が必要になる。しかしながら、部材座屈を考慮した鉄塔架構の耐震診断手法は未だ確立されておらず、山形鋼部材で構成された鉄塔架構の非線形挙動を考慮した耐震診断手法構築を試みた研究は見当たらない。また、1.2.4項で述べた通り、送変電構造物の実務設計はクレモナ解法に基づく応力計算が一般的であり、弾塑性応答解析はおろか立体応力解析を実施することも容易ではない実務現場の現状がある<sup>4.4)</sup>。そのため、非線形挙動を考慮した耐震診断手法は、そういった高度な数値解析環境が整備されていない実務現場で運用できるような、特別な知識を必要とせず簡易かつ機械的な手続きで計算できる手法である必要がある。

以上を踏まえて本章では、膨大な基数がある送電用山形鋼鉄塔の極大地震に対する耐震性能に着目したスクリーニングの核となる、被災後の腹材補修によって対応可能な鉄塔の選別および鉄塔どうしの耐震余裕度を同一尺度で相対比較し、各種対策優先順位付けのための一指標とすることを目的とした耐震診断手法を提案する。以降、4.2節では、最初に本研究で提

案する鉄塔架構の耐震診断手法と同指標の算出方針およびスクリーニングフロー案の全容を説明する。続く 4.3 節では対象とする国内で膨大な基数を占める比較的小規模な高さ 30, 40m 級の典型的な送電用山形鋼鉄塔のモデル概要を示すとともに、本検討で用いる送電用鉄塔の等価静的地震荷重の概要を示す。4.4 節では、まず等価静的地震荷重に対する鉄塔架構の弾性応答変位の簡易評価方法を示した後、腹材座屈を考慮した鉄塔架構の静的増分解析からモデル鉄塔の耐震性能曲線を構築するとともに、エネルギー一定則に基づいた耐震診断指標の定式化を試みる。続く 4.5 節では前節の静的増分解析にて評価された安全限界変位が、腹材の繰返し変形の座屈後劣化挙動を考慮した動的応答時の安全限界変位を概ね安全側評価で捉えていることを時刻歴応答解析により確認する。最後に 4.6 節では提案する耐震診断指標の算定例およびその適用性を示す。

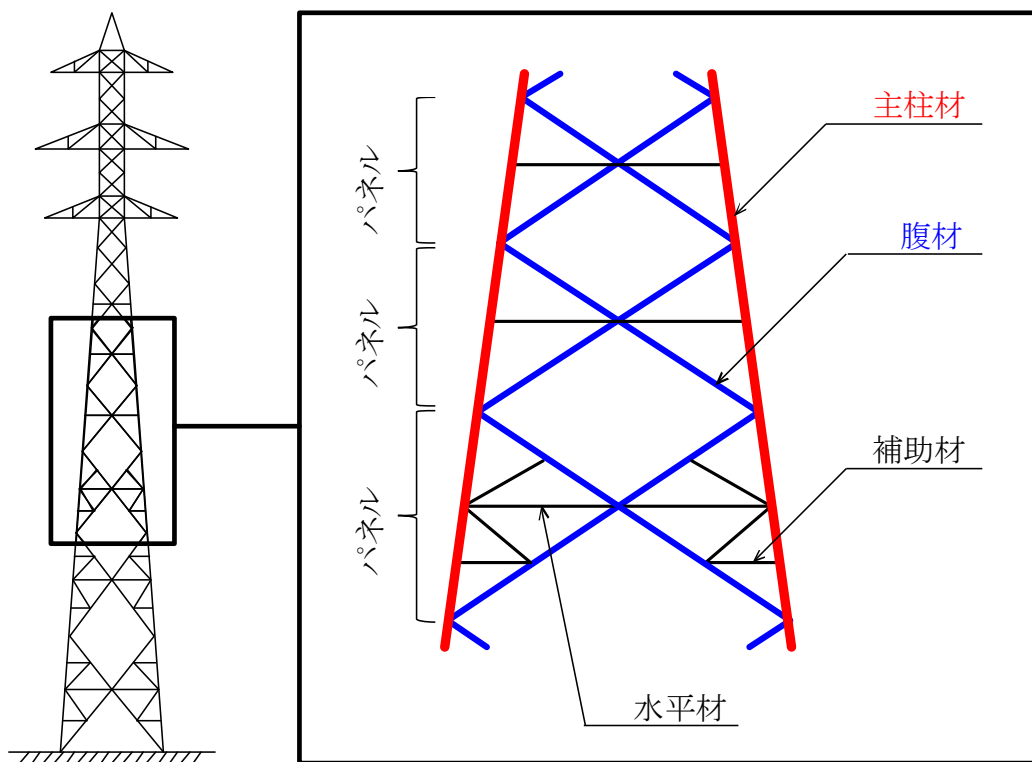


図 4.1.1 送電用鉄塔の構成部材名称

## 4.2. 提案する鉄塔架構の耐震診断手法の概要

### 4.2.1. 鉄塔架構の耐震診断手法の提案

既往の鉄塔の地震被害<sup>4.2),4.3)</sup>で複数の腹材が座屈や破断を生じたものの架構が倒壊することとはなかった実態を鑑みると、地震荷重に対して一部腹材が損傷しても支柱材が座屈し架構が倒壊、架渉線の破断にまで至らなければ電力供給機能は損なわれないため、被災後も鉄塔架構を継続的に使用可能であると考えられる。なお、送電用鉄塔の保守整備現場において、支柱材の取換えや補強は非常に手間とコストがかかるものの、腹材の部材取換えは比較的容易である<sup>4.5)</sup>。そこで、本章では想定地震動に対して支柱材座屈前に腹材座屈が先行すると危惧される鉄塔を対象に荷重入力レベルと構造物の靱性能に着目して架構としての耐震性能を評価する耐震診断手法を提案し、以降その概要を最初に解説する。

具体的に、図 4.2.1 および図 4.2.2 に示すように、腹材座屈を考慮したベースシアと頂部変位を代表値とした荷重変形曲線を鉄塔架構の耐震性能曲線として定義するとともに、架構維持で不可欠な支柱材が座屈を生じる時の同曲線上の変位を安全限界変位と定義する。そして、耐震性能曲線に基づき想定地震荷重レベルから評価される頂部弾塑性応答変位と、同曲線で定義された安全限界変位から算出できる式(4-1)を鉄塔架構の耐震診断指標として提案する。

$$DCR_T = \delta_{1,p} / \delta_{1,lim} \quad (4-1)$$

ただし、

$\delta_{1,p}$  : ある想定地震荷重入力レベルに応じた腹材座屈を考慮した鉄塔頂部変位

$\delta_{1,lim}$  : 支柱材が座屈を生じる際の鉄塔頂部変位 (以降、鉄塔架構の安全限界変位)

なお、送電用鉄塔の部材接合では、張力管理した普通ボルト支圧接合が使用されているため<sup>4.6)</sup>、接合部がすべり変形を生じる場合がある。本指標値をより精緻に評価するには、それに起因する架構変形量増加<sup>4.7)</sup>と履歴減衰効果による応答低減<sup>4.8)</sup>の双方を合理的に考慮する必要があるが、経年劣化を踏まえた残存張力や摩擦係数のばらつき、残存クリアランス量等を適切に評価することが困難であり、以降ではその影響を除外して考える。ただし、その同一条件下における同一尺度での鉄塔同士の耐震性能の相対評価という主目的は果たせ、スクリーニングの一指標としては十分活用可能と考えられる。今後、実基におけるそれらの影響が定量把握できれば、本手法は改良可能である。また、保有耐力接合は設計時に要求されないため、想定外荷重下にて腹材が塑性化を伴う過大変形を生じた際には、軸部の塑性化より先行して接合部が早期破壊を生じる場合も想定される。本章で提案する耐震診断手法は、腹材接合部の早期破壊は補修・改修等によって防止された条件下での評価を前提とする。

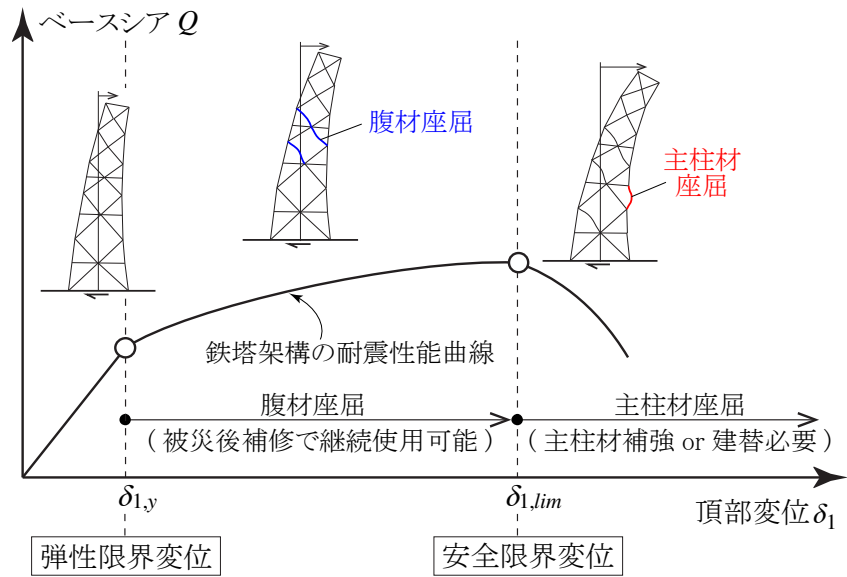


図 4.2.1 腹材座屈を考慮した鉄塔架構の性能曲線の概念図

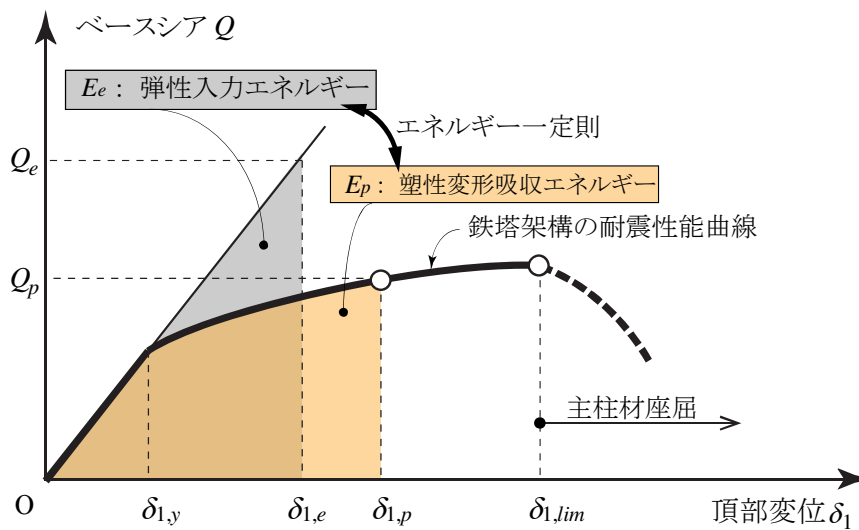


図 4.2.2 エネルギー一定則に基づく腹材座屈を考慮した鉄塔頂部変位  $\delta_{1,p}$  評価の概念図

※上記の耐震性能曲線図は非線形応答およびエネルギー一定則の概念を明瞭に示すことを目的に、以降で実施した本モデル鉄塔がほとんど直線に近い挙動であった傾向とは異なり、非線形後の勾配と横軸を強調して図示している。

式(4-1)の算定には腹材座屈を考慮した鉄塔架構の耐震性能曲線の構築および同曲線から想定地震荷重入力レベルに応じた鉄塔架構の頂部弾塑性応答変位を評価する必要がある。

鉄塔架構の耐震性能曲線は、国内の送電用鉄塔は個々の鉄塔で多少の差異はあるものの、電圧規模や塔高さ、架渉線条件などが同程度であれば構造形式や部材サイズが概ね同規模になると考え、既存の標準的な送電用鉄塔のモデル鉄塔を統計化して構築される曲線を、耐震性能スクリーニング実施のための一指標として、モデル鉄塔と同規模の鉄塔に対して適用可能な耐震性能曲線と定めることが可能と考えられる。

また、腹材座屈後、支柱材が座屈に至るまでの非線形領域に関しては、一般的な弾塑性応答評価指標を援用した評価を試みる。後述するように、本結構形式の送電用鉄塔では、圧縮側の腹材自身は座屈後に軸剛性が著しく低下する一方、引張側の腹材によるせん断力伝達機構が維持されるため、架構全体の剛性は腹材座屈後もしばらくは殆ど低下しない。この特性を利用し、本研究では腹材座屈後の弾塑性応答変位を評価するために一般的に用いられる経験則であるエネルギー一定則<sup>4.9)</sup>を援用する。同概念が成立する場合に耐震性能曲線が定められていれば、図 4.2.2 に示すように入力荷重から求まる弾性入力エネルギーと腹材損傷に伴う塑性変形吸収エネルギーを等値することで、弾塑性応答変位を簡易に評価することが可能となる。なお、他の腹材座屈先行型鉄塔傾向の追加研究が進み、剛性低下が今回より顕著となる事例があった際には、改めてエネルギー一定則の適用性検証を行う必要があるが、今回の検討範囲では本手法により弾塑性応答を汎用的に評価できると考えられる。

表 4.2.1 には耐震診断指標の評価方針を示す。同指標は、個材の応力度比評価（余裕度の照査）のみでしか架構状態の是非を評価していない従来方式とは異なり、鉄塔どうしの架構としての耐震性能を同一尺度で相対比較することを目的の一つとして、補強や建替といった保守整備を合理的に実施していくための優先順位付けの一指標として活用可能と考えられる。

表 4.2.1 耐震診断指標の評価方針

判定指標	倒壊の危険性	説明
$DCR_T < 1.0$	低い 【被災後補修で継続使用可能】	腹材は損傷する可能性があるものの、支柱材が座屈して倒壊する危険性は低く、被災後補修で架構を継続使用できる。 指標値の大小は、今後の保守整備・改修・建替等を合理的に実施する優先順位付け指標として活用できる。
$DCR_T \geq 1.0$	高い 【支柱材補強もしくは建替が必要】	支柱材が座屈を生じ倒壊する危険性が高い。別途、詳細解析を実施して構造安全性を精査するとともに、補強対策等を計画する必要がある。

#### 4.2.2. 想定される送電用鉄塔の耐震性能スクリーニングと提案耐震診断手法の関係性

想定される送電用鉄塔の耐震性能スクリーニングおよび本章で提案する耐震診断手法の位置づけを具体的に解説する。

図 4.2.3 に想定する検討フローを、図 4.2.4 にそのフローの簡略説明図を示す。最初に、極大地震が想定される地域の鉄塔として、耐震診断の対象とする鉄塔が選定された後、次の段階ではそれらの鉄塔を対象に現状のクレモナ計算ツールの使用なども含め各々の実務現場で対応可能な最良な方法で想定地震動に対する主柱材と腹材の許容応力度検定が実施される。そして、強度不足の判定が生じた鉄塔は、I：主柱材座屈が先行（腹材より主柱材の応力度比が厳しい）、Iでない場合：腹材座屈が先行、に分類される。さらに次の段階として、Iに分類されなかった鉄塔は、腹材の座屈を考慮した本章で提案する耐震診断の対象となり、 $DCR_T \geq 1.0$  ではII：主柱材も座屈を生じ倒壊する可能性が高い、 $DCR_T < 1.0$  ではIII：主柱材が座屈を生じ倒壊する可能性は低く被災後の腹材補修で対応可能、に分類される。以上の検討フローを経た結果として、例えば、IおよびIIに分類された鉄塔は主柱材補強や建替等が必要で対策優先順位がIIIよりも高い、IIIに分類された鉄塔どうしは耐震診断指標の大小で被災後補修や長期的な建替等の検討優先順位を決定する、という方針でスクリーニングすることが可能になる。

以上のように、本章で提案する鉄塔架構の耐震診断手法は、膨大な基数の既存鉄塔全てを対象に直ちに補強や建替等を実施することが現実的に困難であること、地震動に対して一部の腹材が損傷しても主柱材が座屈を生じなければ鉄塔架構には倒壊までの余裕度があるという見地に立ち、対策優先順位付けのスクリーニング指標として、上述した個々の鉄塔の耐震性能評価の最終段階で使用されることを想定したものである。

なお、前章までで論じた第2章および第3章、続く第5章に関する研究内容は、図 4.2.3 に示すスクリーニングフロー案の構成材料として、同図中に示す通りに位置づけられる。具体的に、第2章「重ね継手を有する山形鋼主柱材の非弾性曲げ座屈耐力」の内容は、架構を維持する上で最重要な主柱材の座屈耐力に関し、それを安全側に評価する際に適用する。また、IもしくはIIに分類された場合の主柱材の補強の一工法として第3章「フラットバー付加補強した山形鋼主柱材の座屈耐力」の内容は活用できる。本耐震診断手法の適用に際しての接合部の早期破壊防止は、第5章「鋼板を接着補強した腹材接合部の性能評価」で扱うような、送電用鉄塔に汎用的に適用可能な接合部補強を成熟させることで実現可能となる。

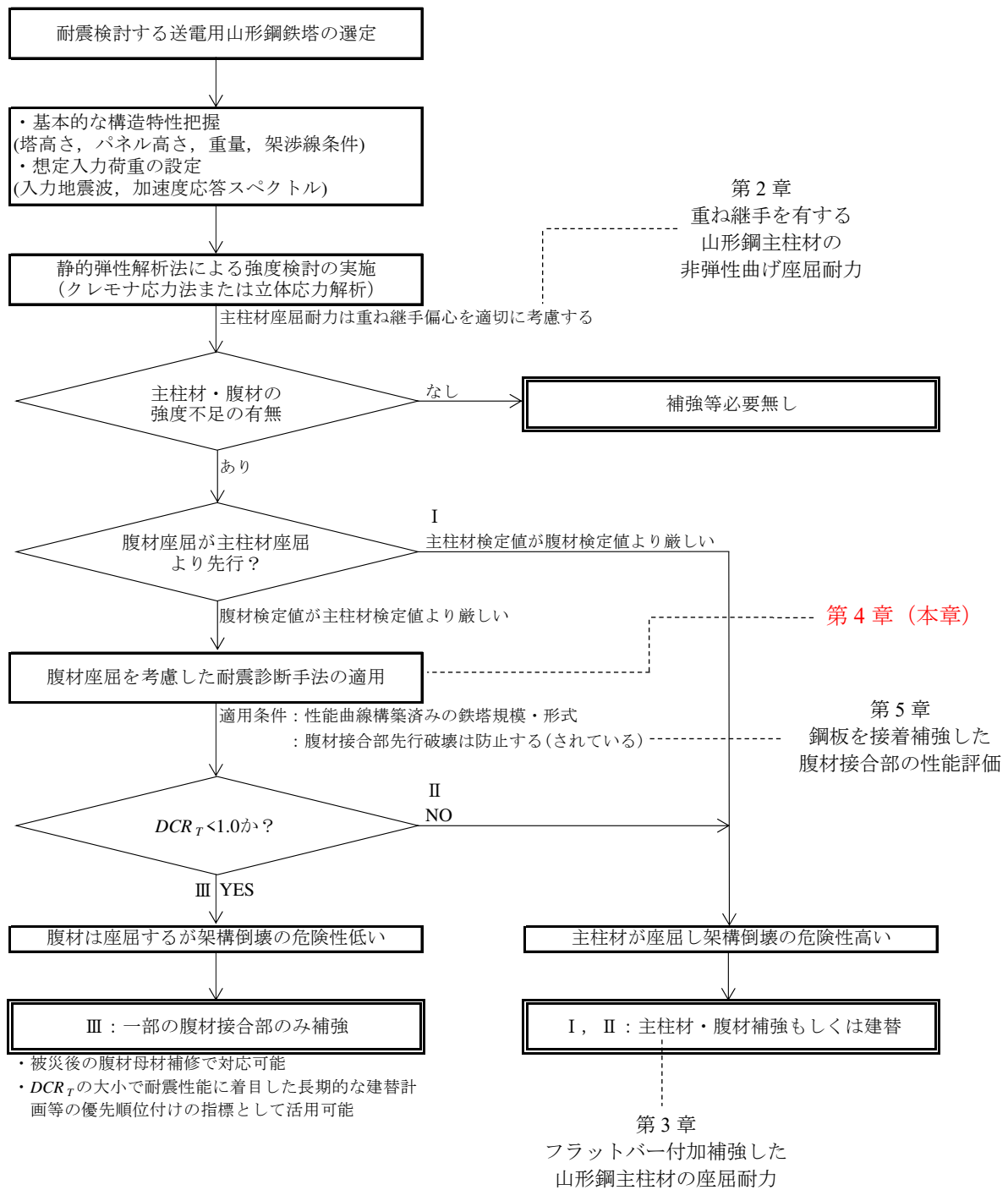
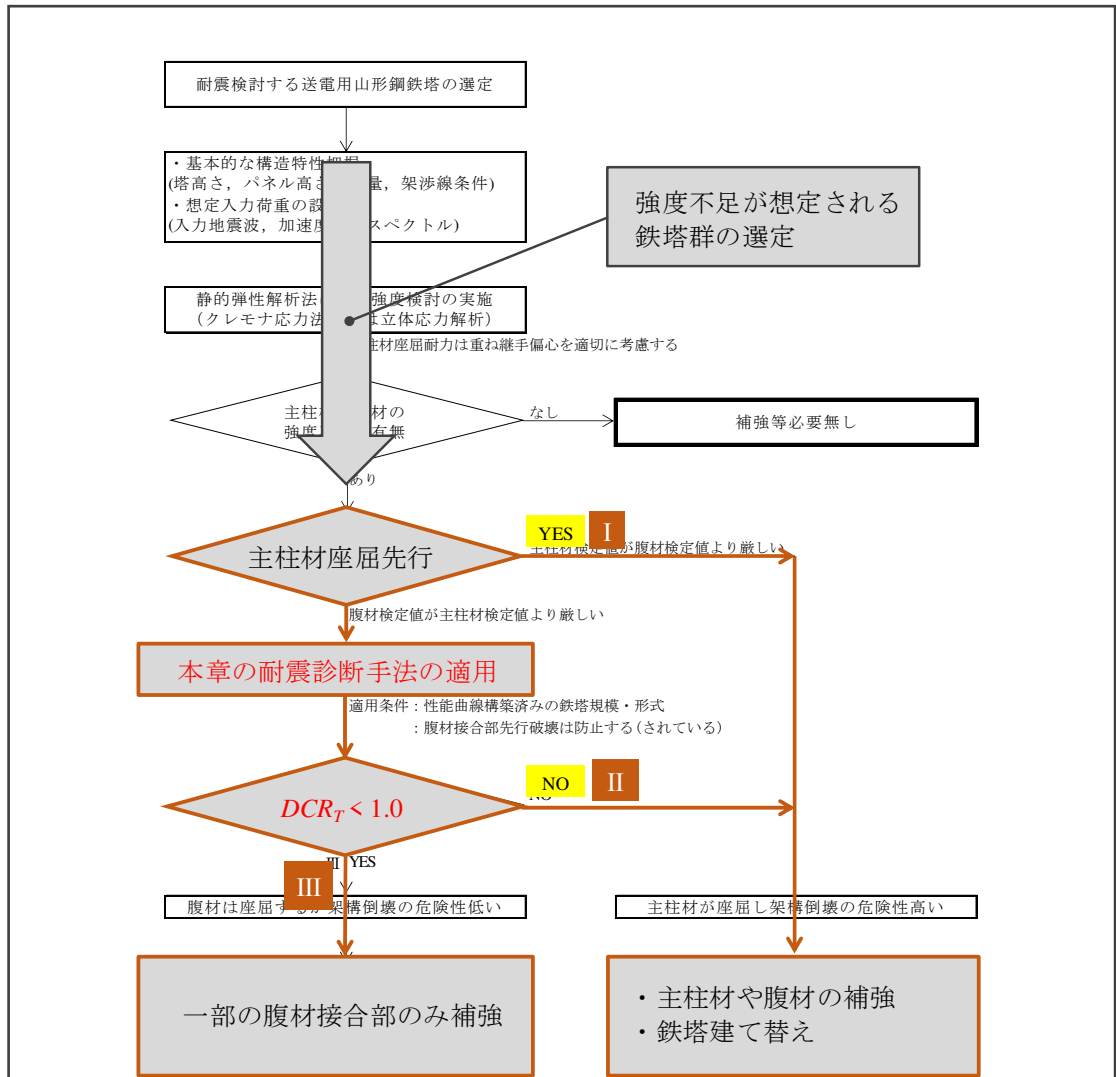


図 4.2.3 極大地震に対するスクリーニングフローの一案



(図 4.2.3)

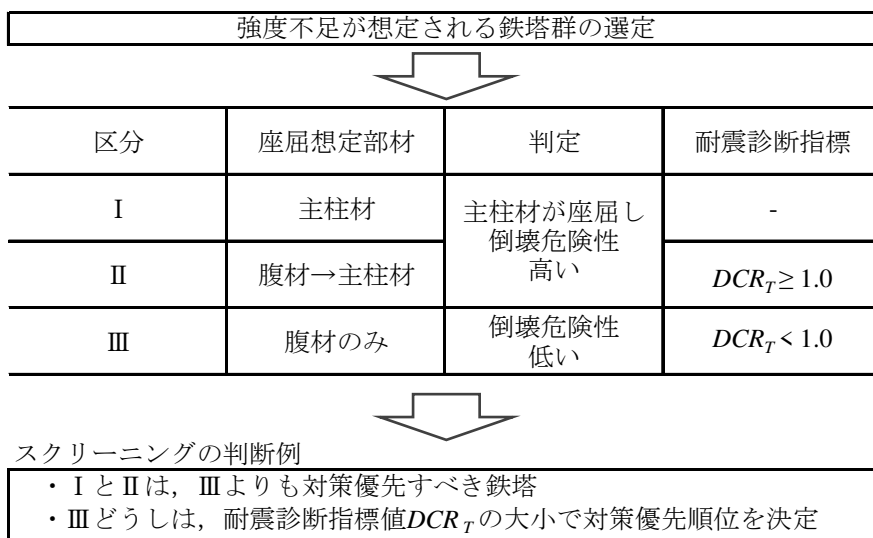


図 4.2.4 スクリーニングフローの簡略説明図

### 4.3. 検討対象とする典型的な送電用山形鋼鉄塔の概要

本節では、耐震診断手法の構築対象例とする典型的な送電用山形鋼鉄塔の解析モデル概要と適用する送電用鉄塔の等価静的地震荷重の概要を示す。なお、以降の検討では設計用等価静的地震荷重の精度は議論の対象としないが、スクリーニング運用に際しては、設計用荷重は常に最新の知見を参照することが望まれる。

#### 4.3.1. 解析モデル概要

本検討におけるモデル鉄塔は、国内で膨大な基数を占める比較的小規模な高さ 30, 40m 級の標準的な 2 回線の送電用山形鋼鉄塔とし、文献 4.10) に記載されている解析モデルを準用する。表 4.3.1 に 12 体のモデル概要を示す。

主なモデルパラメータは根開き比  $H/B$ 、鉄塔型、電圧規模である。根開き比とは、鉄塔基部の根開き  $B$  と鉄塔高さ  $H$  の比を指し、建設敷地の制約条件により決定される。本モデルは各電力会社の標準的な根開きと狭広根開きの基準に納まる範囲にある。鉄塔型とは、架渉線取り付け水平角度に応じて分類されるもので、A 型が水平角度  $3^\circ$  の懸垂型鉄塔、B 型が水平角度  $15^\circ$  の耐張型鉄塔である。耐張型鉄塔の方が電線を引き留めて支持する分、水平角度の影響等により同様の根開き比の懸垂型鉄塔よりも大型の部材サイズが使用される傾向にある。電圧規模は、通常 of 山形鋼鉄塔の適用範囲である 66kV と 275kV の 2 種類を設定した。なお、それ以上の電圧規模では、地上からの離隔距離を確保するために架構が大型化し、鋼管鉄塔となる場合が多い。荷重径間とは、鉄塔前後のそれぞれの架渉線径間中央点の鉛直投影距離であり、鉄塔が支持する架渉線重量の算定に用いる。

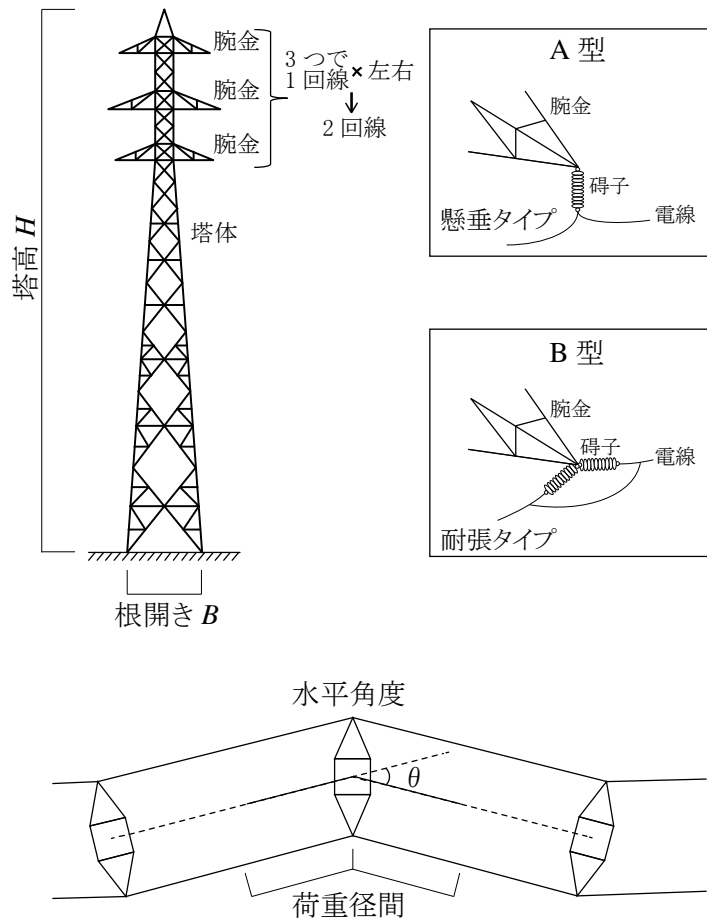
図 4.3.1 および表 4.3.2 にモデル鉄塔の形状図および各パネルの支柱材と腹材のサイズを示す。図 4.3.2 は本解析モデルと同等規模の実在する送電用鉄塔を調査し、各パネルの支柱材と腹材の細長比  $L_k/r$  の分布を示したものであり、同図には本解析モデルの分布も併せて示す。 $L_k/r$  の算定に用いる有効座屈長さ  $L_k$  は部材節点長さの 0.9 倍、断面二次半径  $r$  は部材中間部で一面のみが支持される場合は平行軸回り、部材中間部で支持点なしまたは直交二面が支持される場合は最小軸回りで評価している。同図に示すように、支柱材は細長比 30~80 程度に分布している一方で、腹材は細長比 50~200 に分布し、圧縮力に対して弾性曲げ座屈を生じえるような細長比 100 以上の部材が多用されていることがみてとれる。

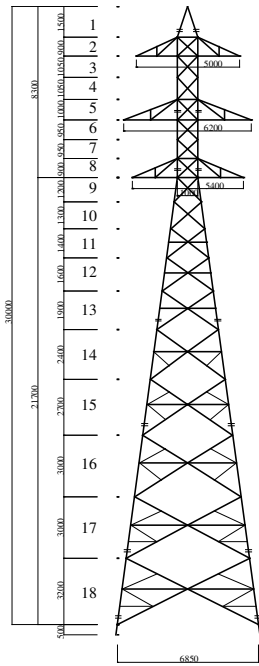
なお、本研究の鉄塔架構の耐震性能では、支柱材および腹材から構成される塔体を検討対象とし、架渉線を支持する腕金部分および基礎部は塔体に比べて十分高い耐力を保有している場合を対象とし、腕金部分および基礎部の損傷や破壊は考慮しない。

表 4.3.1 解析モデルのパラメーター一覧

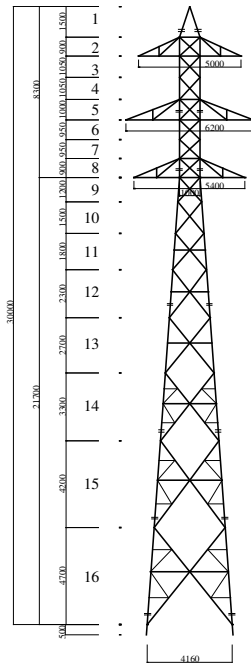
No.	モデル名	シリーズ	電圧規模	回線数	根開き比 $H/B$	塔高 $H$ (m)	鉄塔型	水平角度 (°)	荷重径間 (m)
1	A66_4.5	A66	66kV	2回線	4.5	30	A型 (懸垂)	3	250
2	A66_7.0				7.0				
3	A66_9.0				9.0				
4	B66_4.0	B66			4.0		B型 (耐張)	15	
5	B66_5.5				5.5				
6	B66_7.0				7.0				
7	A275_4.5	A275	275kV	2回線	4.5	40	A型 (懸垂)	3	300
8	A275_7.0				7.0				
9	A275_9.0				9.0				
10	B275_4.0	B275			4.0		B型 (耐張)	15	
11	B275_5.5				5.5				
12	B275_7.0				7.0				

A66\_7.0  
 根開き比 :4.0 ~ 9.0  
 電圧規模 :66,275  
 鉄塔型 :A,B

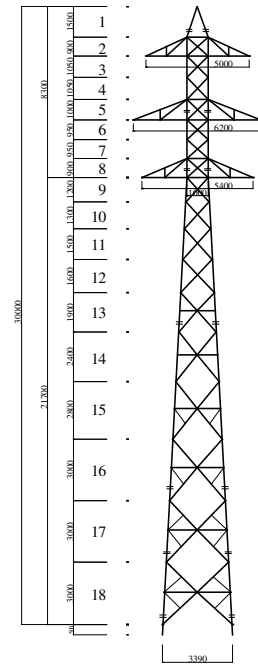




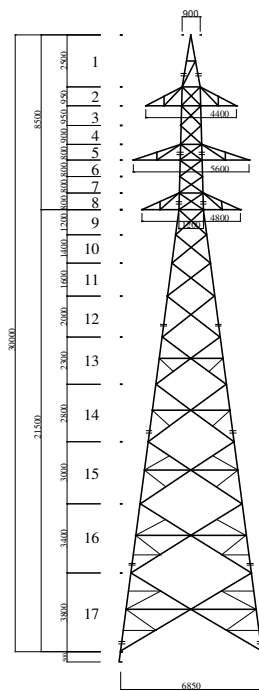
(a-1) No.1 : A66\_4.5



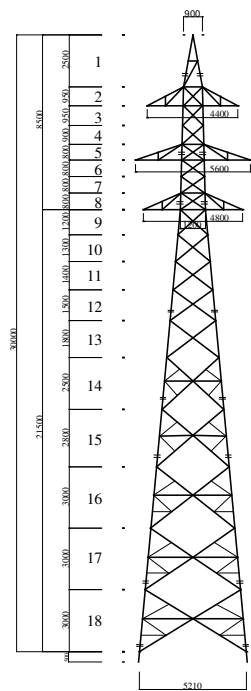
(a-2) No.2 : A66\_7.0



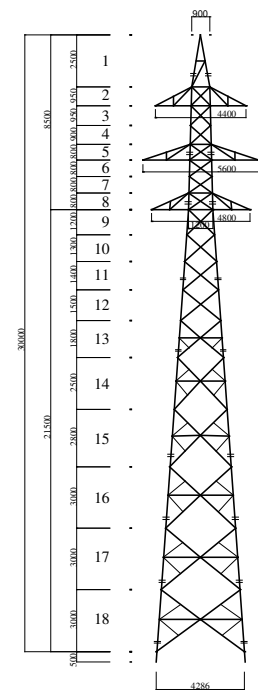
(a-3) No.3 : A66\_9.0



(b-1) No.4 : B66\_4.0

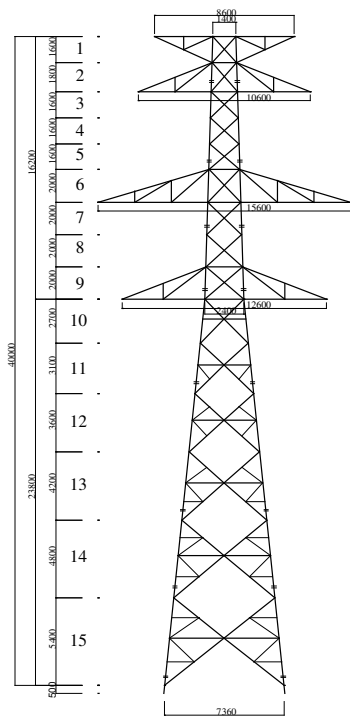


(b-2) No.5 : B66\_5.5

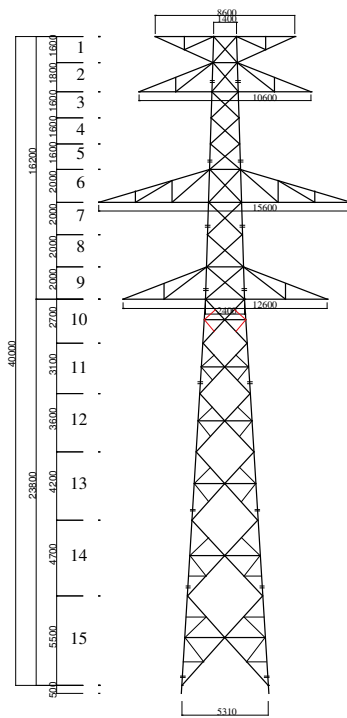


(b-3) No.6 : B66\_7.0

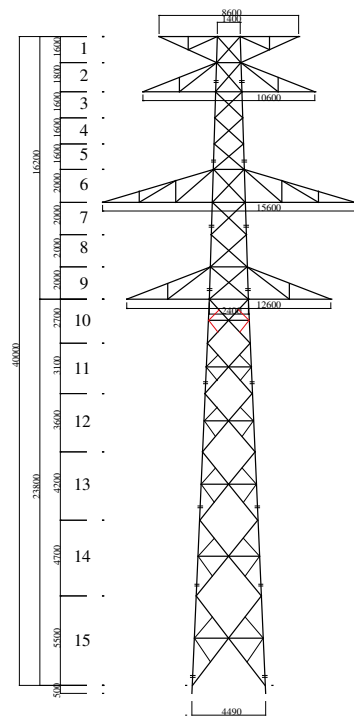
図 4.3.1 解析モデルの構造図 (1/2)



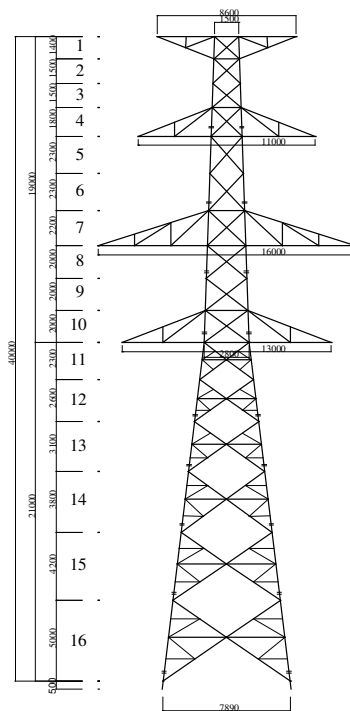
(c-1) No.7 : A275\_4.5



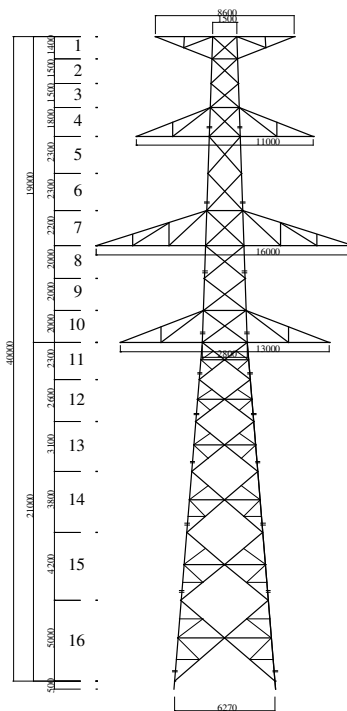
(c-2) No.8 : A275\_7.0



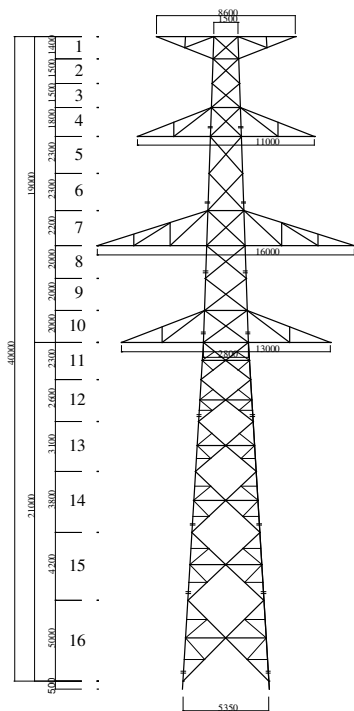
(c-3) No.9 : A275\_9.0



(d-1) No.10 : B275\_4.0



(d-2) No.11 : B275\_5.5



(d-3) No.12 : B275\_7.0

図 4.3.1 解析モデルの構造図 (2/2)

表 4.3.2 解析モデルの部材サイズ(1/2)

(a-1) No.1 : A66\_4.5

Panel	主柱材		腹材	
	サイズ	L <sub>k</sub> /r	サイズ	L <sub>k</sub> /r
1	L70x6	105	-	-
2	L70x6	59	L45x4	63
3	L70x6	69	L45x4	74
4	L70x6	69	L45x4	74
5	L70x6	66	L45x4	74
6	L90x7	48	L45x4	74
7	L90x7	48	L45x4	74
8	L90x7	46	L45x4	74
9	L120x8	46	L45x4	103
10	L120x8	50	L45x4	114
11	L120x8	30	L45x4	137
12	L120x8	34	L45x4	160
13	L120x8	40	L45x4	188
14	L120x8	51	L45x4	151
15	L120x8	57	L45x4	177
16	L120x8	63	L45x4	184
17	L120x8	54	L45x4	200
18	L120x8	57	L45x4	200

(a-2) No.2 : A66\_7.0

Panel	主柱材		腹材	
	サイズ	L <sub>k</sub> /r	サイズ	L <sub>k</sub> /r
1	L70x6	105	-	-
2	L70x6	59	L45x4	63
3	L70x6	69	L45x4	74
4	L70x6	69	L45x4	74
5	L70x6	66	L45x4	74
6	L90x7	48	L45x4	74
7	L90x7	48	L45x4	74
8	L90x7	46	L45x4	74
9	L120x8	46	L45x4	91
10	L120x8	57	L45x4	114
11	L120x8	37	L45x4	137
12	L120x8	48	L45x4	148
13	L120x8	56	L45x4	179
14	L120x8	34	L45x4	120
15	L130x9	41	L45x4	148
16	L130x9	45	L50x4	171
17	-	-	-	-
18	-	-	-	-

(a-3) No.3 : A66\_9.0

Panel	主柱材		腹材	
	サイズ	L <sub>k</sub> /r	サイズ	L <sub>k</sub> /r
1	L70x6	105	-	-
2	L70x6	59	L45x4	63
3	L70x6	69	L45x4	74
4	L70x6	69	L45x4	74
5	L70x6	66	L45x4	74
6	L90x7	48	L45x4	74
7	L90x7	48	L45x4	74
8	L90x7	46	L45x4	74
9	L120x8	46	L45x4	91
10	L120x8	49	L45x4	97
11	L120x8	57	L45x4	114
12	L120x8	61	L45x4	125
13	L120x8	38	L45x4	143
14	L130x9	45	L50x4	153
15	L130x9	53	L50x4	115
16	L130x9	56	L50x4	125
17	L150x10	48	L45x4	148
18	L150x10	48	L45x4	155

(b-1) No.4 : B66\_4.0

Panel	主柱材		腹材	
	サイズ	L <sub>k</sub> /r	サイズ	L <sub>k</sub> /r
1	L80x6	73	-	-
2	L90x7	41	L45x4	69
3	L90x7	48	L45x4	74
4	L90x7	48	L45x4	74
5	L90x7	46	L45x4	74
6	L120x8	30	L50x4	67
7	L120x8	30	L45x4	74
8	L120x8	30	L45x4	74
9	L130x9	43	L45x4	108
10	L130x9	50	L45x4	125
11	L130x9	57	L45x4	154
12	L130x9	71	L50x4	168
13	L130x9	45	L45x4	144
14	L130x9	55	L50x4	154
15	L130x9	58	L50x4	177
16	L130x9	56	L45x4	182
17	L150x10	32	L50x4	184
18	-	-	-	-

(b-2) No.5 : B66\_5.5

Panel	主柱材		腹材	
	サイズ	L <sub>k</sub> /r	サイズ	L <sub>k</sub> /r
1	L80x6	73	-	-
2	L90x7	41	L45x4	69
3	L90x7	48	L45x4	74
4	L90x7	48	L45x4	74
5	L90x7	46	L45x4	74
6	L120x8	30	L50x4	67
7	L120x8	30	L45x4	74
8	L120x8	30	L45x4	74
9	L130x9	42	L50x4	92
10	L130x9	46	L45x4	114
11	L130x9	49	L45x4	125
12	L130x9	53	L50x4	128
13	L130x9	64	L50x4	148
14	L150x10	41	L50x4	121
15	L150x10	46	L45x4	155
16	L150x10	42	L45x4	137
17	L150x10	43	L45x4	148
18	L150x10	43	L50x4	143

(b-3) No.6 : B66\_7.0

Panel	主柱材		腹材	
	サイズ	L <sub>k</sub> /r	サイズ	L <sub>k</sub> /r
1	L80x6	73	-	-
2	L90x7	41	L45x4	69
3	L90x7	48	L45x4	74
4	L90x7	48	L45x4	74
5	L90x7	46	L45x4	74
6	L120x8	30	L50x4	67
7	L120x8	30	L45x4	74
8	L120x8	30	L45x4	74
9	L130x9	42	L50x4	87
10	L130x9	46	L50x4	97
11	L130x9	49	L50x4	107
12	L150x10	46	L50x4	117
13	L150x10	29	L50x4	89
14	L150x10	41	L45x4	125
15	L150x10	46	L50x4	128
16	L150x12	49	L50x4	141
17	L150x12	49	L50x4	148
18	L150x12	48	L60x5	131

(c-1) No.7 : A275\_4.5

Panel	主柱材		腹材	
	サイズ	L <sub>k</sub> /r	サイズ	L <sub>k</sub> /r
1	L80x6	91	L45x4	120
2	L80x6	103	L45x4	131
3	L100x10	74	L60x5	94
4	L100x10	74	L60x5	94
5	L100x10	74	L60x5	98
6	L130x9	70	L65x6	107
7	L130x9	70	L70x6	99
8	L150x10	61	L70x6	103
9	L150x10	61	L70x6	106
10	L150x10	46	L75x6	129
11	L150x12	52	L70x6	106
12	L150x12	61	L65x6	134
13	L175x12	61	L65x6	160
14	L175x12	58	L65x6	146
15	L175x12	39	L65x6	170

(c-2) No.8 : A275\_7.0

Panel	主柱材		腹材	
	サイズ	L <sub>k</sub> /r	サイズ	L <sub>k</sub> /r
1	L80x6	91	L45x4	120
2	L80x6	103	L45x4	131
3	L100x10	74	L60x5	94
4	L100x10	74	L60x5	94
5	L100x10	74	L60x5	98
6	L130x9	70	L65x6	107
7	L130x9	70	L70x6	99
8	L150x10	61	L70x6	103
9	L150x10	61	L70x6	106
10	L150x12	44	L80x6	114
11	L150x12	50	L75x6	90
12	L175x12	50	L65x6	119
13	L175x15	59	L70x6	129
14	L175x15	58	L70x6	114
15	L175x15	39	L70x6	132

(c-3) No.9 : A275\_9.0

Panel	主柱材		腹材	
	サイズ	L <sub>k</sub> /r	サイズ	L <sub>k</sub> /r
1	L80x6	91	L45x4	120
2	L80x6	103	L45x4	131
3	L100x10	74	L60x5	94
4	L100x10	74	L60x5	94
5	L100x10	74	L60x5	98
6	L130x9	70	L65x6	107
7	L130x9	70	L70x6	99
8	L150x10	61	L70x6	103
9	L150x10	61	L70x6	106
10	L150x12	43	L80x6	111
11	L150x12	50	L75x6	82
12	L175x12	50	L65x6	106
13	L175x15	58	L70x6	114
14	L175x15	60	L70x6	102
15	L175x15	38	L70x6	121

表 4.3.2 解析モデルの部材サイズ (2/2)

(d-1) No.1 : B275\_4.0

(d-2) No.11 : B275\_5.5

(d-3) No.12 : B275\_7.0

Panel	主柱材		腹材	
	サイズ	$L_k/r$	サイズ	$L_k/r$
1	L100x7	64	L50x4	102
2	L100x7	68	L50x4	107
3	L100x7	68	L50x4	112
4	L100x7	82	L60x5	106
5	L150x12	70	L90x7	82
6	L150x12	70	L80x6	95
7	L175x15	58	L80x6	95
8	L175x15	53	L90x7	85
9	L175x15	53	L90x7	88
10	L175x15	53	L90x7	91
11	L200x15	29	L70x6	89
12	L200x15	28	L65x6	87
13	L200x20	33	L65x6	107
14	L200x25	24	L65x6	126
15	L200x25	27	L70x6	136
16	L200x25	32	L75x6	149

Panel	主柱材		腹材	
	サイズ	$L_k/r$	サイズ	$L_k/r$
1	L100x7	64	L50x4	102
2	L100x7	68	L50x4	107
3	L100x7	68	L50x4	112
4	L100x7	82	L60x5	106
5	L150x12	70	L90x7	82
6	L150x12	70	L80x6	95
7	L175x15	67	L80x6	95
8	L175x15	61	L90x7	85
9	L200x15	46	L90x7	88
10	L200x15	46	L90x7	91
11	L200x20	28	L80x6	76
12	L200x25	32	L75x6	90
13	L200x25	38	L80x6	98
14	L250x25	48	L75x6	98
15	L250x25	46	L80x6	102
16	L250x25	31	L80x6	121

Panel	主柱材		腹材	
	サイズ	$L_k/r$	サイズ	$L_k/r$
1	L100x7	64	L50x4	102
2	L100x7	68	L50x4	107
3	L100x7	68	L50x4	112
4	L100x7	82	L60x5	106
5	L150x12	70	L90x7	82
6	L150x12	70	L80x6	95
7	L175x15	67	L80x6	95
8	L175x15	61	L90x7	85
9	L200x15	46	L90x7	88
10	L200x15	46	L90x7	91
11	L200x20	28	L90x7	66
12	L200x25	29	L80x6	64
13	L200x25	34	L80x6	73
14	L250x25	23	L80x6	86
15	L250x25	26	L80x6	95
16	L250x25	31	L90x7	97

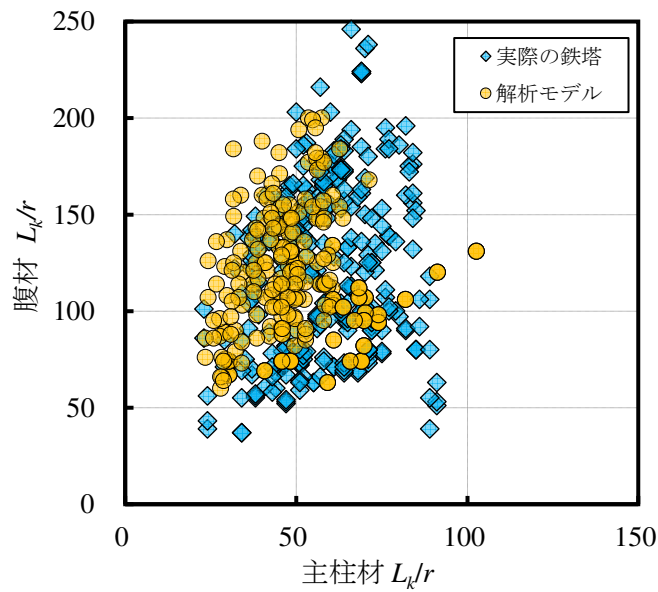


図 4.3.2 各パネルの主柱材と腹材の細長比関係

### 4.3.2. 想定荷重

送電用鉄塔の固定荷重は、鉄塔重量と架渉線支持重量が鉛直力として作用するとともに、線路直交方向には架渉線張力による水平角度荷重が作用する。また、提案する耐震診断手法の算定に用いる等価静的地震荷重は、文献 4.10)を参照し、式(4-2)～式(4-5)にその概要を示す。同式において、応答特性係数  $R_t$  は架渉線支持形式である懸垂鉄塔および耐張鉄塔に分類されており、架渉線が地震時に慣性力として鉄塔に対して有効に働く重量は、表 4.3.3 に示す低減係数を用いて算出する方法が提案されている。線路方向と線路直交方向では同式の係数  $a$  や  $\beta$  および表 4.3.3 中の係数  $a_w$  が異なっており、本検討ではそれぞれの入力方向について検討を実施する。振動特性係数  $R_t$  を想定地震動の加速度応答スペクトルと解釈すれば、係数  $a_m$  は対象鉄塔の一次固有周期に該当する応答スペクトル値を設定することと同義である。

$$Q_i = R_t \cdot C_h \cdot A_i \cdot W_i \quad (4-2)$$

$$\text{懸垂型鉄塔の場合} : R_t = \begin{cases} a \cdot (a_m/g) & [T_0 < T_c] \\ a \cdot (a_m/g) \cdot (T_c/T_0) & [T_c \leq T_0] \end{cases} \quad (4-3)$$

$$\text{耐張型鉄塔の場合} : R_t = \begin{cases} (a_m/g) & [T_0 < a \cdot T_c] \\ a \cdot (a_m/g) \cdot (T_c/T_0) & [a \cdot T_c \leq T_0] \end{cases} \quad (4-4)$$

$$A_i = 1 - \beta \cdot \log_{10}(W/W_i) \quad (4-5)$$

ただし、

$Q_i$  :  $i$  パネルに作用する層せん断力

$W_i$  :  $i$  パネルの重量の 1/2 と  $i$  パネルより上部の総重量の和

$R_t$  : 振動特性係数

$C_h$  : 減衰定数による補正係数 (山形鋼鉄塔の減衰 2%と仮定したとき 1.3)

$A_i$  : 層せん断力の高さ方向分布係数

$a$  : 線路方向 0.8 線路直交方向 0.6

$T_0$  : 設計用一次固有周期(= $H/100$ )

$T_c$  : 加速度応答スペクトルが一定値区間の上限周期 0.64 sec

$a_m$  : 入力加速度応答スペクトル ( $h = 5\%$ ) の最大値

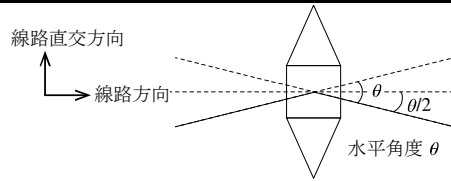
$g$  : 重力加速度

$\beta$  : 線路方向 2.0, 線路直交方向 2.5

$W$  : 有効質量を含んだ全重量

表 4.3.3 架渉線部分の有効質量

支持形式	地震入力方向	低減係数 $a_w$
懸垂鉄塔	線路方向	0
	線路直交方向	0
耐張鉄塔	線路方向	$0.5\cos(\theta/2)$
	線路直交方向	$0.5\sin(\theta/2)$



\* 架渉線有効質量 = 架渉線質量 × 低減係数

#### 4.4. 鉄塔架構の耐震診断指標の定式化

本節では鉄塔架構の弾性応答変位の簡易計算方法やモデル鉄塔の耐震性能曲線の構築手順を示し、エネルギー一定則を援用した鉄塔架構の耐震診断指標の定式化を試みる。

##### 4.4.1. 仮想仕事法に基づく静的弾性変形の理論解導出と妥当性検証

本項では、送変電構造物の実務設計現場がクレモナ解法に基づく応力計算を実施している実態を念頭に、そういった実務現場でも運用できるように、立体応力解析と同等の鉄塔架構の弾性応答変位評価値を得られる簡易な手計算法の提案とその妥当性を示す。なお、鉄塔架構の弾性応答変位は、エネルギー一定則の中で弾性入力エネルギー評価のために使用する。

図 4.4.1(a)に示すように、鉄塔架構をパネルが積層した変断面片持ち梁としてモデル化することで、仮想仕事法に基づく等価静的荷重作用時の弾性応答変位の評価を試みる。各パネルに水平荷重 $P_i$ が作用する際の $i$ パネルに生じる水平変位 $\delta_i$ は柱伸縮に起因する曲げ変形 $m\delta_i$ と腹材伸縮に起因するせん断変形 $s\delta_i$ の和として式(4-6)で評価する。

$$\delta_i = m\delta_i + s\delta_i \quad (4-6)$$

図 4.4.1 (b)に示すように、各パネルに水平荷重 $P_i$ が作用するものとし、 $i$ パネル目に単位荷重が作用した場合を考えると、 $m\delta_i$ および $s\delta_i$ はそれぞれ式(4-7)~(4-8)のように求まる。

$$\begin{aligned} m\delta_i &= \int_0^{\Sigma H} \frac{\overline{M_x M_x}}{EI_x} dx = \sum_{r=1}^{i-1} \left( \int_{\sum_{j=0}^{r-1} H_j}^{\sum_{j=0}^r H_j} \frac{\overline{M_x M_x}}{EI_r} dx \right) + \sum_{r=i}^n \left( \int_{\sum_{j=0}^{r-1} H_j}^{\sum_{j=0}^r H_j} \frac{\overline{M_x M_x}}{EI_r} dx \right) \\ &= \sum_{r=i}^n \frac{1}{EI_r} \int_{\sum_{j=0}^{r-1} H_j}^{\sum_{j=0}^r H_j} \left( x - \sum_{j=0}^{r-1} H_j \right) [ P_1 x + P_2 \{ x - H_1 \} \\ &\quad + P_3 \{ x - (H_1 + H_2) \} + \dots + P_i \{ x - (H_1 + H_2 + \dots + H_{i-1}) \} ] dx \\ &= \sum_{r=i}^n \frac{1}{EI_r} \int_{\sum_{j=0}^{r-1} H_j}^{\sum_{j=0}^r H_j} \left[ \left\{ x^2 \sum_{j=1}^r P_j - x \sum_{j=1}^r \left( P_j \sum_{k=0}^{j-1} H_k \right) \right\} \right. \\ &\quad \left. - \sum_{j=0}^{r-1} H_j \left\{ x \sum_{j=1}^r P_j - \sum_{j=1}^r \left( P_j \sum_{k=0}^{j-1} H_k \right) \right\} \right] dx \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
&= \sum_{r=i}^n \frac{1}{EI_r} \left[ \frac{1}{3} \left\{ \left( \sum_{j=0}^r H_j \right)^3 - \left( \sum_{j=0}^{r-1} H_j \right)^3 \right\} \sum_{j=1}^r P_j \right. \\
&\quad \left. - \frac{1}{2} \left\{ \left( \sum_{j=0}^r H_j \right)^2 - \left( \sum_{j=0}^{r-1} H_j \right)^2 \right\} \sum_{j=1}^r \left( P_j \sum_{k=0}^{j-1} H_k \right) \right] \\
&\quad - \sum_{j=0}^{i-1} H_j \sum_{r=i}^n \frac{1}{EI_r} \left[ \frac{1}{2} \left\{ \left( \sum_{j=0}^r H_j \right)^2 - \left( \sum_{j=0}^{r-1} H_j \right)^2 \right\} \sum_{j=1}^r P_j \right]
\end{aligned} \tag{4-7}$$

$${}_s \delta_i = \int_0^{\Sigma H} \kappa \frac{\overline{Q_x} Q_x}{GA_{sx}} dx = \kappa \sum_{r=i}^n \left( \int_{\sum_{j=0}^{r-1} H_j}^{\sum_{j=0}^r H_j} \sum_{j=1}^r P_j \frac{1}{GA_{sr}} dx \right) = \kappa \sum_{r=i}^n \left( \frac{H_r}{GA_{sr}} \sum_{j=1}^r P_j \right) \tag{4-8}$$

ただし、

$\delta_i$  :  $i$  パネルの水平変位

${}_m \delta_i$  :  $i$  パネルの水平変位の曲げ変形成分

${}_s \delta_i$  :  $i$  パネルの水平変位のせん断変形成分

$P_i$  :  $i$  パネル目に作用させる水平力

$H_i$  :  $i$  パネルのパネル高さ (ただし、 $H_0=0$  とする)

$M_x$  : 等価断面に働く曲げモーメント

$Q_x$  : 等価断面に働くせん断力

$EI_i$  :  $i$  パネルの等価曲げ剛性

$GA_{si}$  :  $i$  パネルの等価せん断剛性

$x$  : 鉄塔頂部からの長さ

$\kappa$  : せん断変形の係数 1.0 (等価断面に置換していることから断面形状に応じた割増しはしない)

このとき、頂部の水平変位  $\delta_1$  は式(4-9)のように整理される。

$$\begin{aligned}
\delta_1 &= \sum_{r=1}^n \frac{1}{EI_r} \left[ \frac{1}{3} \left\{ \left( \sum_{j=0}^r H_j \right)^3 - \left( \sum_{j=0}^{r-1} H_j \right)^3 \right\} \sum_{j=1}^r P_j \right. \\
&\quad \left. - \frac{1}{2} \left\{ \left( \sum_{j=0}^r H_j \right)^2 - \left( \sum_{j=0}^{r-1} H_j \right)^2 \right\} \sum_{j=1}^r \left( P_j \sum_{k=0}^{j-1} H_k \right) \right] \\
&\quad + \kappa \sum_{r=1}^n \left( \frac{H_r}{GA_{sr}} \sum_{j=1}^r P_j \right)
\end{aligned} \tag{4-9}$$

式(4-7)~(4-9)中の  $i$  パネル目の等価剛性は、文献 4.11)を準用して、図 4.4.2 に示すように、等価曲げ剛性  $EI_i$  は主柱材断面積  $A_{pi}$  および変形に直交する構面の腹材断面積  $A_{bi}$  とパネル幅  $l_i$

から式(4-10)で評価でき、等価せん断剛性  $GA_{si}$  は変形方向の構面の腹材断面積  $A_{bi}$  とパネル幅  $l_i$  および高さ  $H_i$  から式(4-11)として評価できる。

$$EI_i = E \left( 4A_{Pi} + n_{bi} A_{bi} \cos^3 \theta_i \right) \left( \frac{l_i}{2} \right)^2 \quad (4-10)$$

$$GA_{si} = \frac{H_i n_{bi} A_{bi} \sin^3 \theta_i}{(l_i/2)} \quad (4-11)$$

ただし、

$E$  : 鋼材のヤング係数

$\theta_i$  :  $i$  パネルの腹材の取付き角度

$n_{bi}$  : 評価構面の腹材総数とする。

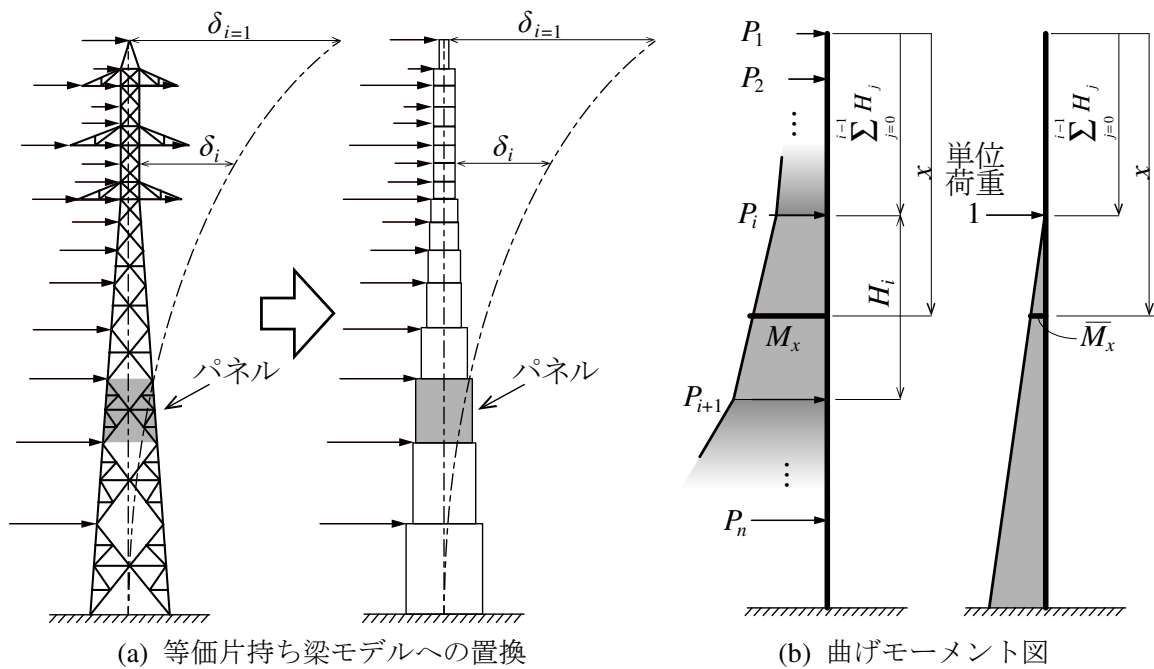


図 4.4.1 仮想仕事法に基づく塔体水平変位の評価

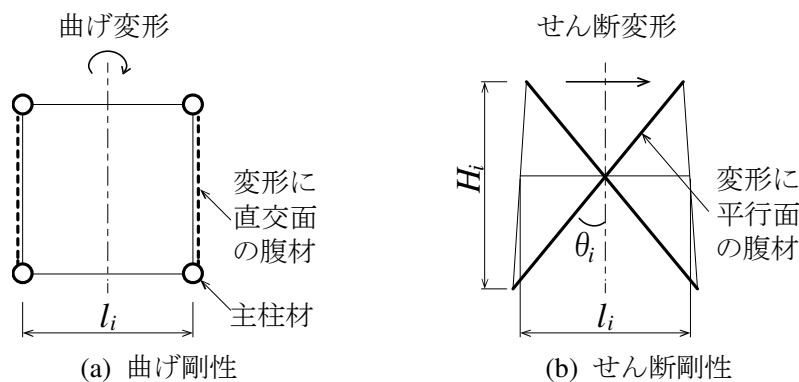


図 4.4.2 パネル単位の等価剛性の評価

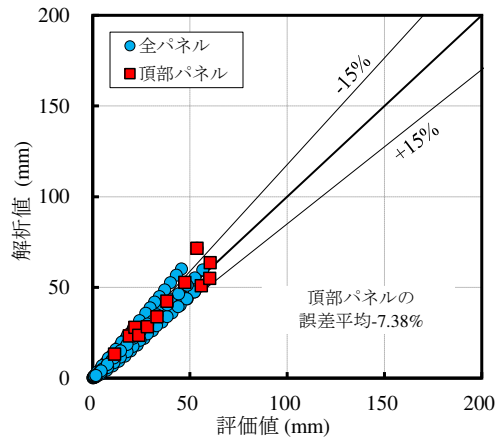
弾性応答変位に関して、式(4-6)~式(4-11)により求まる手計算法（以下、評価値）と立体応力解析により求まる詳細法（以下、解析値）の結果を比較し、評価値の妥当性を検証する。立体応力解析は文献 4.10)に従い立体骨組解析モデルを構築し、弾性応力解析<sup>4.12)</sup>を実施した。

送電用鉄塔の固定荷重は鉛直方向に作用する重量の他に、架渉線による水平角度荷重が線路直交方向に作用する。よって、線路直交方向の弾性応答変位は固定荷重と地震荷重作用時の応答変位の和として算定する必要がある。これを踏まえ、図 4.4.3 には、水平角度荷重による線路直交方向変位と、仮に  $a_m = 980 \text{ gal}$  とした等価静的地震荷重による線路方向および線路直交方向の 12 モデルの全パネルの水平応答変位の評価値と解析値を比較して示す。同図に示すように、評価値は誤差±15%以内で解析値とよく対応し、頂部変位の誤差平均は-7~-3%程度である。よって、鉄塔架構の弾性応答変位は、立体応力解析を実施することなく、仮想仕事法に基づく計算で簡易に評価可能であることが確認された。同評価は通常の表計算ソフトを使用すれば陽に求められるため、送電用鉄塔設計の実務現場でも使用可能と考えられる。また、同評価は塔状トラス構造物の様々な等価静的荷重に対する水平応答変位評価に汎用的に適用できると考えられる。

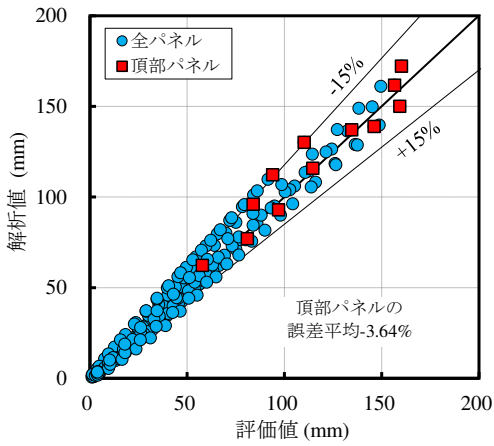
また、架構の曲げ変形とせん断変形を厳密に分離することは困難であるものの、仮想仕事法に基づく手法で鉄塔架構の水平応答変位が十分評価しえ得るとし、仮に本検討における想定地震荷重入力時の鉄塔構造の曲げ変形とせん断変形のそれぞれの成分占める割合を確認し、塔状トラス構造物の応答性状を追加分析する。

図 4.4.4 には、上記の線路直交方向入力時の頂部変位に着目し、式(4-6)中の柱伸縮に起因する曲げ変形  $m\delta_1$  と腹材伸縮に起因するせん断変形  $s\delta_1$  の比である曲げせん断変形量比  $s\delta_1/m\delta_1$  と根開き比  $H/B$  の関係を、鉄塔型と電圧規模シリーズごとにまとめて示す。同図に示すように、曲げせん断変形量比  $s\delta_1/m\delta_1$  と根開き比  $H/B$  の間には相関が認められ、根開き比  $H/B$  が大きくスレンダーな形状ほど曲げ変形が支配的になる傾向を示し、せん断変位成分は曲げ変形成分の 5~15%程度となっていて、架構の全体の変形としては曲げ変形が支配的であることが確認できる。よって、本章の検討に関していえば、腹材座屈後の支柱材が座屈を生じるまでの非線形応答も概ね曲げ変形が支配的であることが想起され、架構としての終局状態は曲げ破壊、つまりは支柱材の座屈に支配されると考えられる。

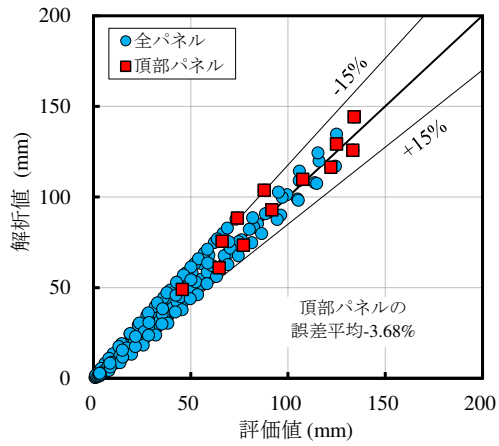
ところで、曲げせん断変形量比  $s\delta_1/m\delta_1$  が根開き比  $H/B$  と強い相関があることに着目し、その比を近似式等で統計化できれば、曲げ変形に関わるやや煩雑な式(4-7)の計算すらも省略して、実質せん断変形に関わる単純な式(4-8)の計算のみでより簡易に頂部水平応答変位を評価することも可能になると考えられる。



(a) 固定荷重時



(b) 地震荷重時 (線路方向)



(c) 地震荷重時 (線路直交方向)

図 4.4.3 塔体変位の評価結果

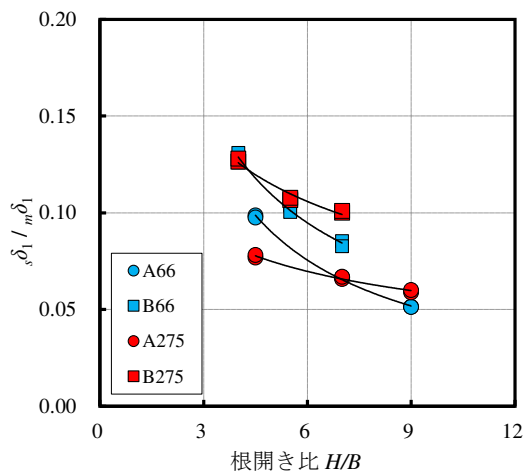


図 4.4.4 頂部変位における曲げせん断変形量比 (地震荷重時の場合)

#### 4.4.2. 腹材座屈を考慮した静的増分解析結果と統計化

本項では、腹材座屈に伴う鉄塔架構の弾塑性応答変位の簡易評価に向け、静的増分解析によりその傾向分析を行い、鉄塔架構の耐震性能曲線構築を模索する。

腹材座屈を考慮した鉄塔架構の静的増分解析<sup>4.13)</sup>は、4.3.2 項で示した等価静的地震荷重に従い実施する。解析モデルでは腹材を弾塑性トラス要素でモデル化する。図 4.4.5 に示すように、圧縮側は座屈後耐力劣化を再現するために3折線モデル<sup>4.13)</sup>とし、折点耐力を送電用鉄塔設計の腹材座屈耐力として用いられている JEC-c カーブ<sup>4.14)</sup> (短期) と座屈後安定耐力<sup>4.15)</sup>となるように、劣化勾配を柴田・若林モデルの劣化式<sup>4.16)</sup>から座屈後安定耐力に至る変形値を設定する。補助材はモデル化せずに、各種座屈耐力の有効細長比計算において考慮する。引張側は、接合部のボルト孔の断面欠損と突出脚の半分を控除した有効断面積による引張降伏耐力<sup>4.17)</sup>としたバイリニア履歴とする。支柱材は弾性モデルとし、作用軸力が送電用鉄塔設計の山形鋼支柱材座屈耐力として用いられている JEC-b カーブ<sup>4.14)</sup> (短期) に到達した時点を鉄塔架構の安全限界変位と判定する。ただし、第 2 章で述べた通り、送電用鉄塔の山形鋼支柱材は重ね継手の偏心接合がされており、現行設計式 JEC-b カーブよりもその座屈耐力値が低下する可能性がある。よって、重ね継手箇所(図 4.3.1 で=印を含む箇所であり、送電用鉄塔設計の構造図に通常記載されている)は、第 2 章の提案座屈耐力設計式(式(2-57))を適用する。鋼材の降伏応力度 $\sigma_y$ は、実強度を勘案して基準強度 F に対して $\sigma_y=1.1F$ として上記の各部材耐力を評価することとした。

なお、本研究で対象とする山形鋼部材では、座屈変形後の繰り返し変形に伴い断面角が徐々に開き、局部座屈に伴う塑性歪の集中に起因する破断は容易に生じないことが既往研究<sup>4.18)</sup>で示されている。このことから本検討では、文献 4.16)で扱っているような母材の局部座屈に起因する母材破断は考慮しない。また、送電用鉄塔設計は許容応力度設計の照査のみであり、接合部は保有耐力接合が満足されていないような場合があり、同接合部を有する腹材では座屈もしくは引張降伏の判定後には、軸部が十分塑性変形性能を発揮する前に接合部はボルト孔欠損部の弱点部で早期破断する恐れがある。本章で提案する耐震診断手法では、保有耐力接合を満たさず母材の塑性変形性能が期待できない箇所の既存接合部は、何らかの補強等で防止された条件下での評価を前提とするため、本検討では接合部破壊は考慮しない。本章の耐震診断手法を担保する上で必要な送電用鉄塔腹材接合部の耐震補強の一工法の開発の試みは、続く第 5 章で扱う。

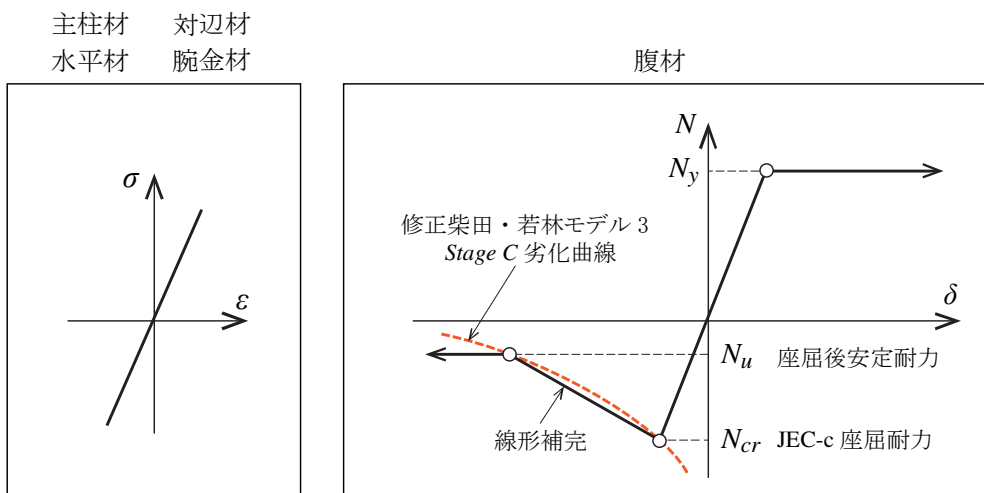
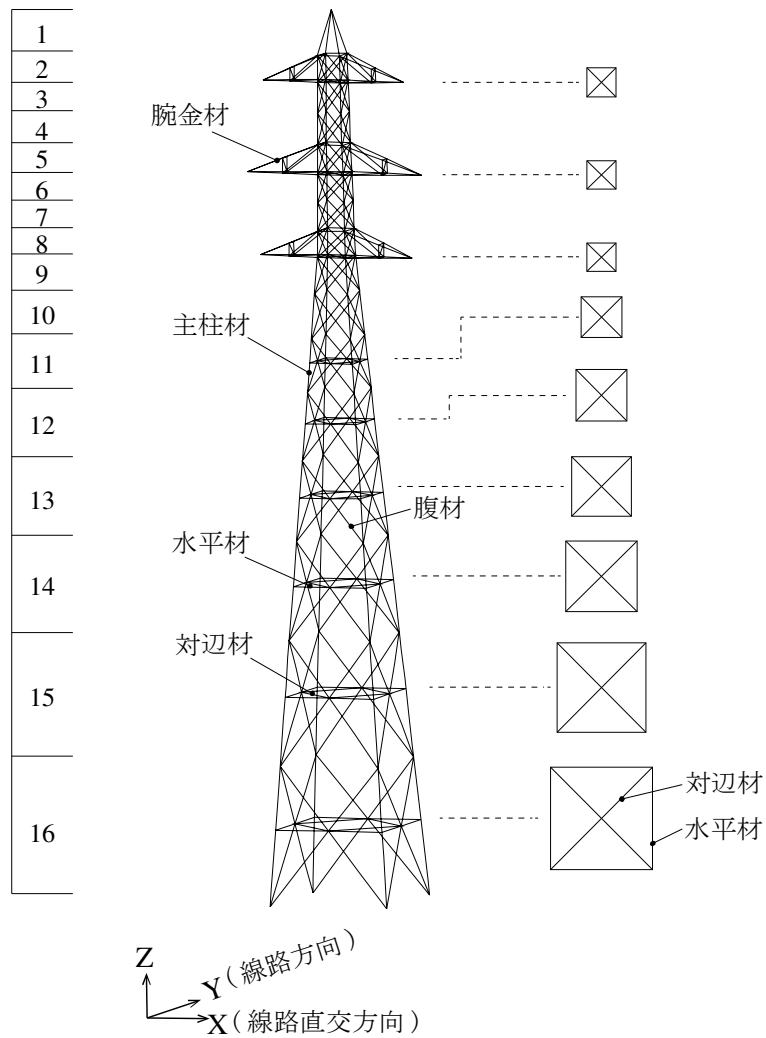


図 4.4.5 静的増分解析モデルの概要

図 4.4.6 および図 4.4.7 に全 12 モデルの安全限界変形  $\delta_{1,lim}$  に達した時点までのベースシアー頂部変位関係の解析結果を鉄塔型と電圧規模シリーズごとにまとめて示す。同図の実曲線が静的増分解析結果であり、線上の一印は腹材が初期座屈を生じた時点を示す。なお、ベースシアー頂部変位関係は式(4-12)および式(4-13)のように、ベースシア係数  $C_B$ —頂部変形角関係  $\phi_1$  として無次元化表記している。

$$C_B = Q_B / W_{all} \quad (4-12)$$

$$\phi_1 = \delta_1 / H \quad (4-13)$$

ただし、

$Q_B$  : ベースシア (支柱材 4 脚の荷重入力方向の水平反力合計値)

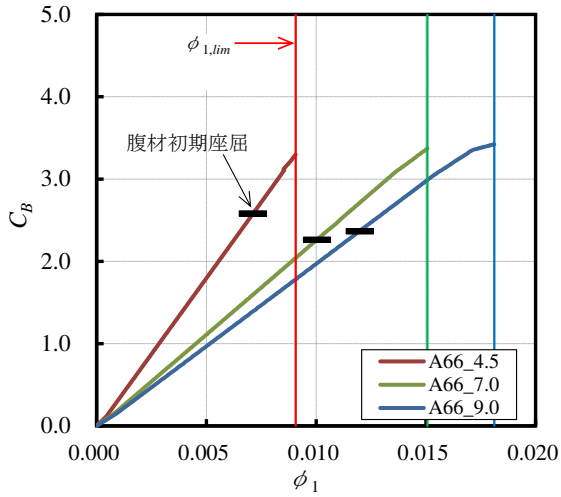
$W_{all}$  : 鉄塔重量と架渉線支持重量の和

$\delta_1$  : 頂部変位

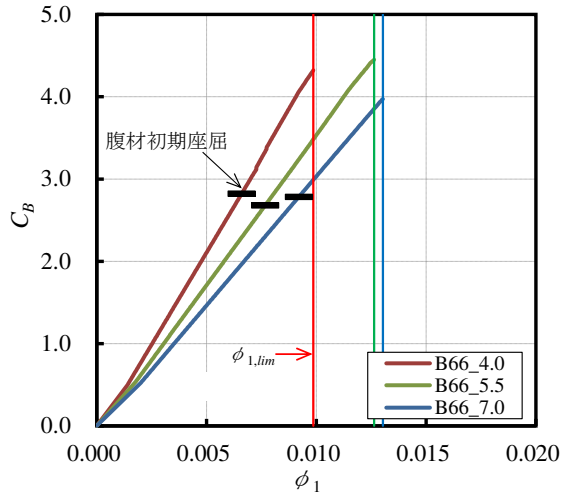
$H$  : 鉄塔高さ

どのモデルも腹材が座屈や引張降伏を生じた後も支柱材が圧縮耐力に達するまでのベースシアー頂部変位関係は線形に近い挙動を示し、殆ど剛性低下が見られない。圧縮側腹材座屈後の剛性低下率をまとめて表 4.4.1 に示す。これは、後述する図 4.5.6 にみるように、圧縮側腹材座屈後も引張側腹材がせん断力伝達機構を維持し、かつ腹材の座屈に伴い支柱材に生じる曲げモーメントを考慮してもパネル節点箇所の支柱材端部が曲げ降伏に達するまでには至っておらず、図 4.4.8 の安全限界変位時の変形図にみるように架構全体の曲げ変形が支配的で、腹材変形量が頂部変形量に及ぼす影響が小さいことに起因すると考えられる。同傾向は、文献 4.19) の送電用鋼管鉄塔を対象にした腹材が先行座屈する場合の骨組試験における荷重—頂部変形関係の傾向と対応している。なお、今回の検討で得られた腹材座屈後の剛性低下率が他のトラス形式の送電鉄塔で共通に見られるかどうかは、今後さらに検討する必要がある。

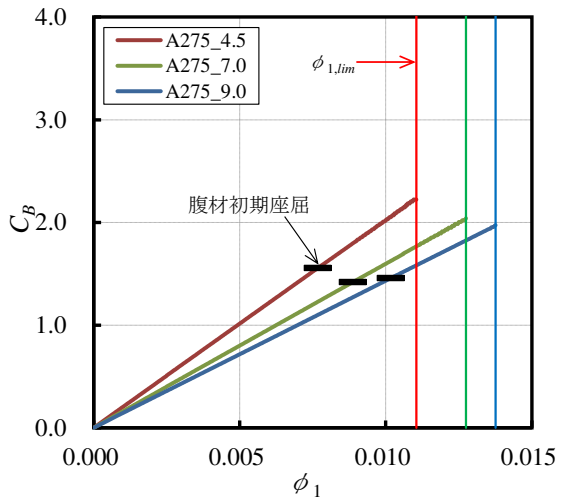
また、同じシリーズ内で比較すると、根開き比  $H/B$  が小さいほど、弾性剛性が高い傾向にある。 $H/B$  は一般的に建設敷地の制約条件により決定されるパラメータである。設計条件が同程度であれば  $H/B$  が小さいほど、基部に生じる転倒モーメントが小さくなることから概算できるように、通常的设计では下層の支柱材断面サイズは小さくなる傾向にある。一方、曲げ変形が主体の鉄塔架構の剛性を式(4-10)のパラメータに着目して考えると、支柱材断面積  $A_i$  に比べて、パネル幅  $l_i$  は自乗でそれに影響するため、個材サイズよりも架構形状が全体の剛性に与える影響が大きいと推定される。よって、 $H/B$  と架構の弾性剛性との関係もそれに対応した結果になっていると考えられる。



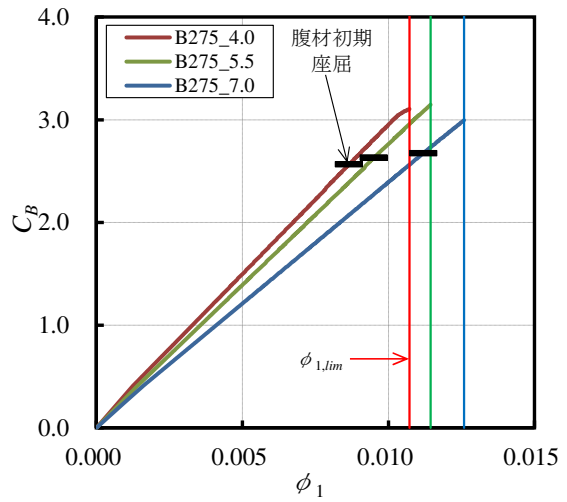
(a) A66 シリーズ



(b) B66 シリーズ

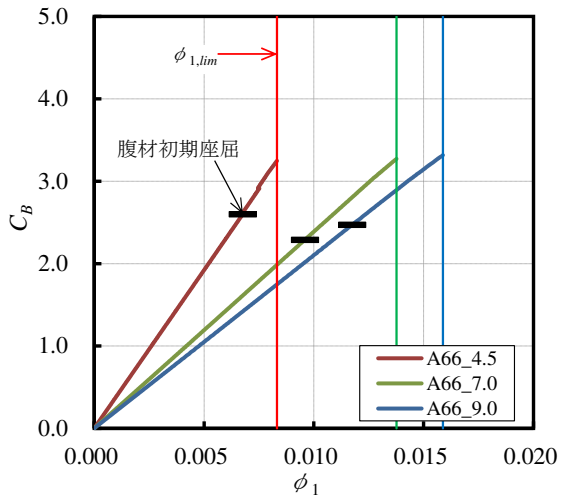


(c) A275 シリーズ

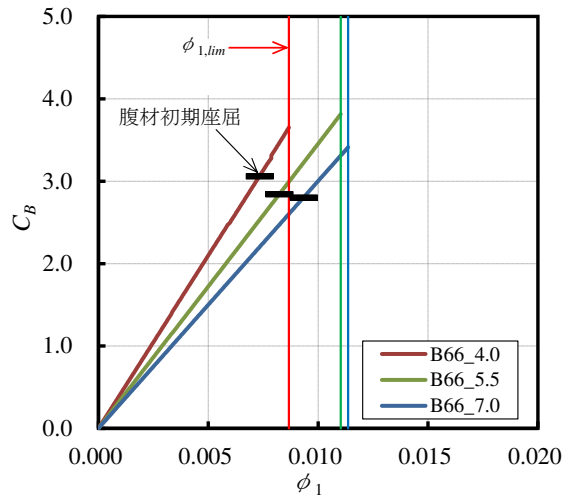


(d) B275 シリーズ

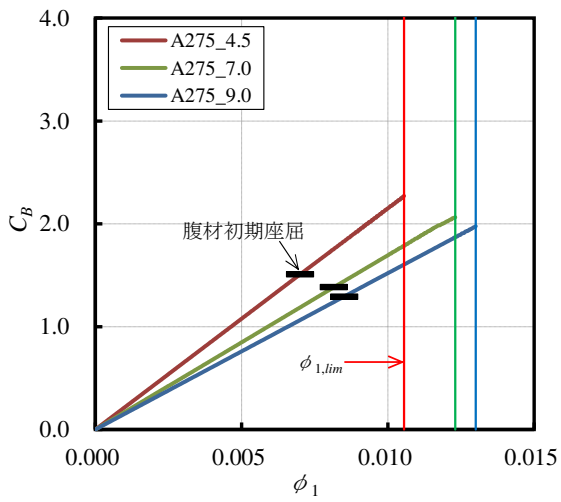
図 4.4.6  $C_B - \phi_1$  関係 (線路方向)



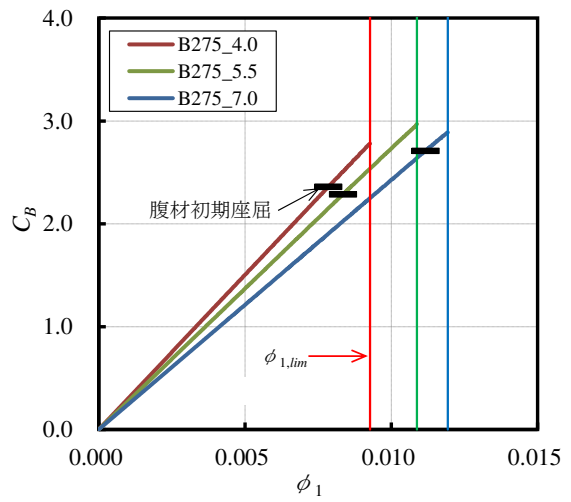
(a) A66 シリーズ



(b) B66 シリーズ



(c) A275 シリーズ



(d) B275 シリーズ

図 4.4.7  $C_B - \phi_1$  関係 (線路直交方向)

表 4.4.1 剛性低下率  $\alpha = K_2 / K_1$

シリーズ	No.	モデル名	線路方向			線路直交方向		
			$K_1$	$K_2$	$\alpha = K_2/K_1$	$K_1$	$K_2$	$\alpha = K_2/K_1$
A66	1	A66_4.5	390.4	389.0	0.997	363.6	362.1	0.996
	2	A66_7.0	238.7	235.4	0.986	225.5	219.7	0.974
	3	A66_7.0	210.5	204.3	0.971	197.4	172.0	0.871
B66	4	B66_4.0	423.4	411.2	0.971	438.0	437.8	0.999
	5	B66_5.5	346.1	344.9	0.997	354.0	349.5	0.987
	6	B66_7.0	300.8	297.8	0.990	305.7	302.1	0.988
A275	7	A275_4.5	215.6	214.6	0.995	202.8	197.6	0.975
	8	A275_7.0	169.8	163.8	0.965	160.1	159.9	0.999
	9	A275_9.0	152.1	152.0	0.999	143.5	143.0	0.997
B275	10	B275_4.0	300.7	294.0	0.978	296.7	259.6	0.875
	11	B275_5.5	273.7	271.6	0.992	277.0	264.6	0.955
	12	B275_7.0	242.6	235.2	0.969	238.9	230.1	0.963

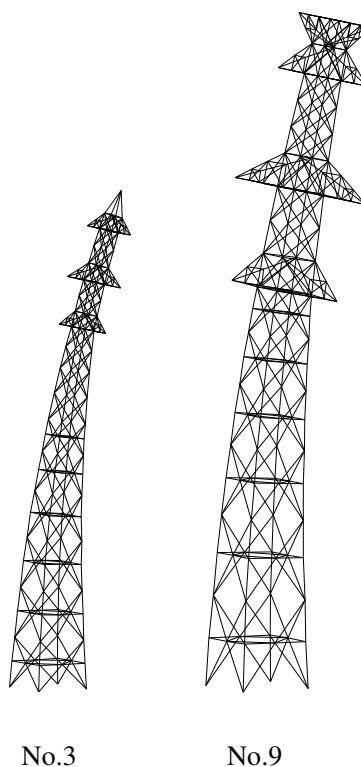
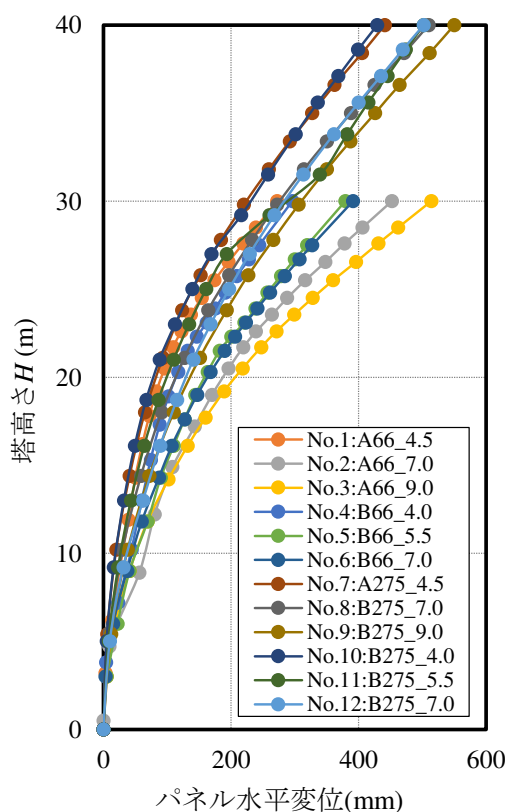
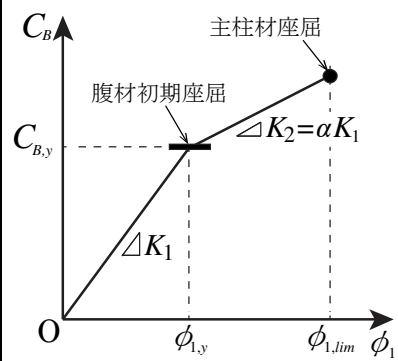
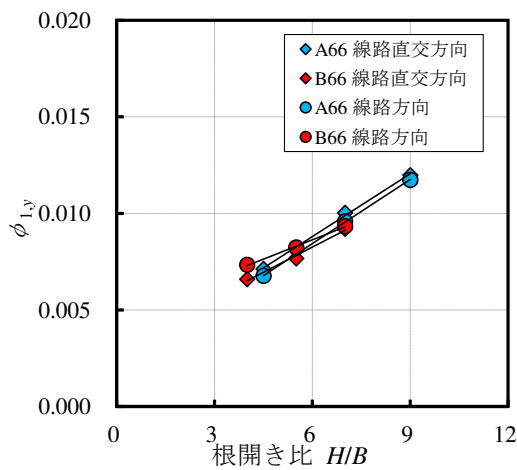


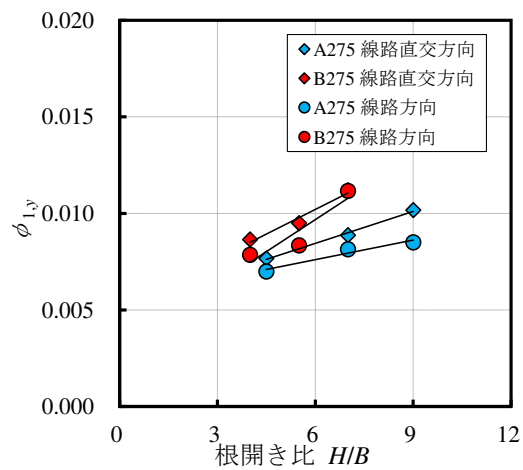
図 4.4.8 安全限界変位時の変形図（線路方向）

図 4.4.9 および図 4.4.10 には、腹材初期座屈時の変形角  $\phi_{1,y} = \delta_{1,y}/H$  と安全限界変形角  $\phi_{1,lim} = \delta_{1,lim}/H$  をシリーズごとに整理してそれぞれ示す。なお、 $\delta_{1,y}$  は腹材初期座屈時の鉄塔頂部変位である。

$\phi_{1,y}$  および  $\phi_{1,lim}$  は根開き比と相関関係がみられる。 $\phi_{1,lim}$  は 0.01 ~ 0.015 程度に分布していて、根開き比  $H/B$  とは概ね比例関係にあることがみてとれる。これは、 $H/B$  が小さいほど、剛性が高くなり全体的な曲げ変形が小さくなることに対応しており、剛性と安全限界変位は概ねトレードオフの関係になっているといえる。

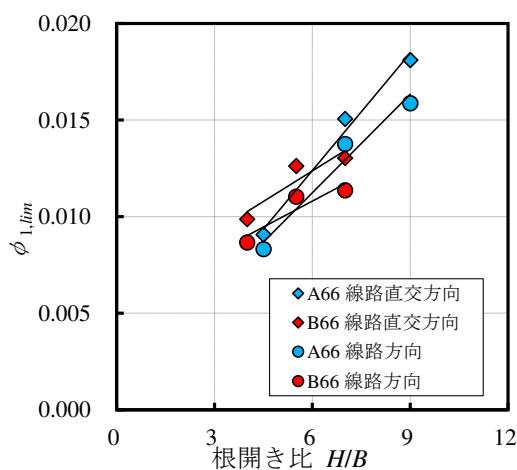


(a) A66, B66 シリーズ

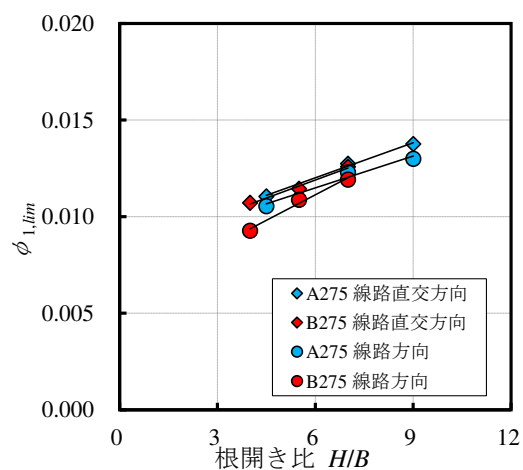


(b) A275, B275 シリーズ

図 4.4.9 腹材初期座屈時の変形角  $\phi_{1,y}$



(a) A66, B66 シリーズ



(b) A275, B275 シリーズ

図 4.4.10 安全限界変形角  $\phi_{1,lim}$

#### 4.4.3. 耐震診断手法の定式化

前項で得られたベースシア－頂部変位関係（図 4.4.6 および図 4.4.7）の傾向をバイリニア型履歴でモデル化し、腹材初期座屈以降の関係式を式(4-14)、腹材初期座屈変位（図 4.4.9）および安全限界変位（図 4.4.10）を電圧規模・鉄塔型・荷重入力方向に応じた近似式(4-15)および(4-16)として定式化したものを本章で対象例とした鉄塔架構の性能曲線として提示する。同式群は、本モデルにおける範囲で限定された結果に基づくものがあるが、同規模の腹材座屈先行型の既存鉄塔の耐震余裕度を評価する上での一つの参考式になりうると考える。

$$C_B = C_{B,y} + \alpha K_1 (\phi_{1,p} - \phi_{1,y}) \quad (\text{ただし, } \phi_{1,y} \leq \phi_{1,p} \leq \phi_{1,lim}) \quad (4-14)$$

$$\phi_{1,p} = y_1 + y_2 (H/B) \quad (4-15)$$

$$\phi_{1,lim} = l_1 + l_2 (H/B) \quad (4-16)$$

ただし、

$\phi_{1,p}$  : 腹材座屈を考慮した頂部弾塑性変位変形角

$K_1$  : 弾性剛性  $C_{B,e}/\phi_{1,e}$

$\alpha$  : 腹材座屈後の剛性低下率  $K_2/K_1$  で本形式の鉄塔は表 4.4.1 の平均値 0.975 とする

なお、式(4-15)および式(4-16)は、それぞれ図 4.4.9 および図 4.4.10 中の一次近似式であり、係数  $y_1, y_2, l_1, l_2$  は鉄塔の電圧規模、鉄塔型、地震荷重入力方向に応じて決まる定数で表 4.4.2 にその一覧を示す。

表 4.4.2 評価近似式の諸係数

(a) 線路方向

シリーズ	$y_1$	$y_2$	$l_1$	$l_2$
A66	$1.807 \times 10^{-3}$	$1.107 \times 10^{-3}$	$1.047 \times 10^{-3}$	$1.699 \times 10^{-3}$
B66	$4.633 \times 10^{-3}$	$6.667 \times 10^{-4}$	$5.406 \times 10^{-3}$	$9.000 \times 10^{-4}$
A275	$5.570 \times 10^{-3}$	$3.385 \times 10^{-4}$	$8.186 \times 10^{-3}$	$5.508 \times 10^{-4}$
B275	$3.041 \times 10^{-3}$	$1.106 \times 10^{-3}$	$5.828 \times 10^{-3}$	$8.846 \times 10^{-4}$

(b) 線路直交方向

シリーズ	$y_1$	$y_2$	$l_1$	$l_2$
A66	$2.307 \times 10^{-3}$	$1.084 \times 10^{-3}$	$2.420 \times 10^{-4}$	$2.026 \times 10^{-3}$
B66	$3.056 \times 10^{-3}$	$8.667 \times 10^{-4}$	$6.039 \times 10^{-3}$	$1.056 \times 10^{-3}$
A275	$5.129 \times 10^{-3}$	$5.532 \times 10^{-4}$	$8.379 \times 10^{-3}$	$6.062 \times 10^{-4}$
B275	$5.112 \times 10^{-3}$	$8.492 \times 10^{-4}$	$8.165 \times 10^{-3}$	$6.225 \times 10^{-4}$

続いて、4.2節で提案した鉄塔架構の耐震診断指標  $DCR_T$  の算定方法を整理する。先述したように本形式の送電用鉄塔は腹材座屈後の剛性低下が微小であり、主柱材が座屈に至るまでのベースシアー頂部変位関係は概ねバイリニアでモデル化できる。また、対象鉄塔の1次固有周期範囲は、次節で示すように概ね加速度応答スペクトル一定領域に位置する。このような場合には  $DCR_T$  の算定における頂部弾塑性応答変位  $\delta_{1,p}$  (または  $\phi_{1,p}$ ) の評価に関しエネルギー一定測が成立するとされ、その応答低減効果が等価線形化手法を用いた等価剛性および等価減衰から説明されている<sup>4,20)</sup>。本研究では対象の送電用鉄塔に対し、実務上汎用的に使用されているエネルギー一定測を用いた  $\delta_{1,p}$  (または  $\phi_{1,p}$ ) の簡易評価手法の誘導を試みる。

図 4.4.11 を参照し、鉄塔架構への無次元化弾性入力エネルギー  $E_e$  は、想定静的地震荷重によるベースシア係数  $C_{B,e}$  および頂部弾性変形角  $\phi_{1,p}$  から式(4-17)で算定できる。

$$E_e = \int_0^{\phi_{1,e}} C_B d\phi_1 = \frac{1}{2} C_{B,e} \phi_{1,e} \quad (4-17)$$

また、鉄塔架構の耐震性能曲線近似式(4-14)に基づけば、想定地震荷重入力に対する腹材座屈を考慮した鉄塔架構の無次元化塑性変形エネルギー  $E_p$  は式(4-18)で算定できる。

$$E_p = \int_0^{\phi_{1,p}} C_B d\phi_1 = \frac{1}{2} C_{B,y} \phi_{1,y} + \frac{1}{2} (\phi_{1,p} - \phi_{1,y}) (C_{B,p} + C_{B,y}) \quad (4-18)$$

エネルギー一定則の成立を仮定し、式(4-17)と式(4-18)を等値して整理すると式(19)を得る。

$$\alpha \phi_{1,p}^2 + 2(1-\alpha) \phi_{1,y} \phi_{1,p} - \phi_{1,e}^2 - (1-\alpha) \phi_{1,y}^2 = 0 \quad (4-19)$$

$\alpha \neq 0$  のとき、 $\phi_{1,p}$  は式(4-20)として整理される。したがって、 $\phi_{1,p}$  は仮想仕事法による式(4-9)で求まる  $\phi_{1,e}$ 、近似式(4-15)から求まる  $\phi_{1,y}$ 、剛性低下率  $\alpha$  から陽にかつ簡便に算出することができる。

$$\phi_{1,p} = \frac{1}{\alpha} \left\{ (\alpha - 1) \phi_{1,y} + \sqrt{(1-\alpha) \phi_{1,y}^2 + \alpha \phi_{1,e}^2} \right\} \quad (4-20)$$

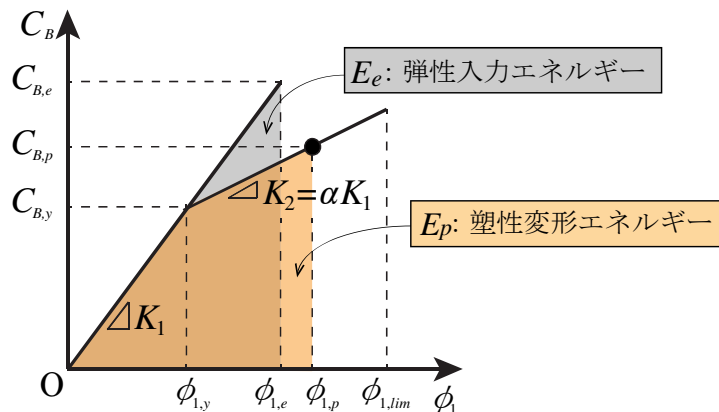


図 4.4.11 エネルギー一定則に基づく弾塑性応答変位  $\phi_{1,p}$  の評価

以上から、4.2 節で提案した鉄塔架構の耐震診断指標  $DCR_T$  (式(4-1))は、式(4-16)と式(4-20)の比として算出することができる。なお、算定に際し  $\phi_{1,e} < \phi_{1,y}$  となる場合は  $\phi_{1,p} = \phi_{1,e}$  として  $DCR_T$  を評価することとする。

#### 4.5. 時刻歴応答解析による安全限界変位評価値の妥当性検証

本節では、鉄塔架構の終局状態を決定づける前節の静的増分解析にて評価された安全限界変位が、腹材の繰返し変形の座屈後劣化挙動を考慮した動的応答時の安全限界変位を概ね安全側評価で捉えていることを時刻歴応答解析により検証する。

##### 4.5.1. 解析モデル概要

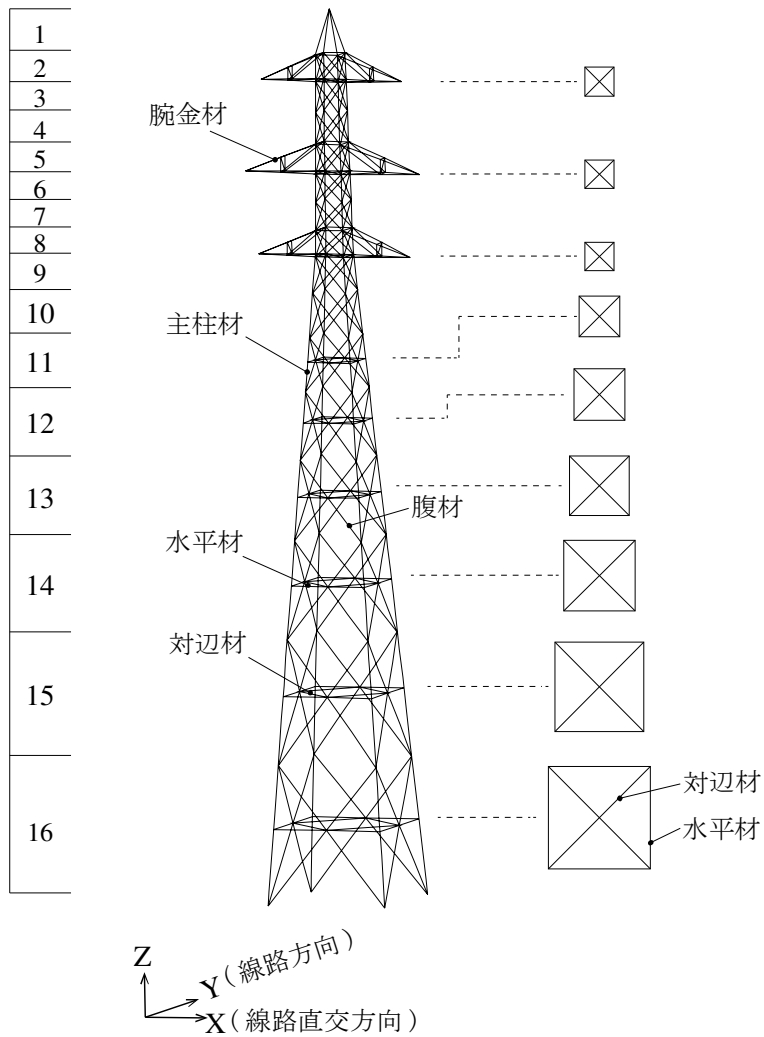
時刻歴応答解析の繰返し変形を生じる腹材トラス要素の座屈後履歴測は、図 4.5.1 に示す繰返し変形に伴う圧縮側耐力の劣化を再現できる修正柴田・若林モデル<sup>3(4.21)</sup>とし、圧縮側の初期座屈耐力を JEC-c カーブ、引張側の降伏耐力は接合部のボルト孔の断面欠損と突出脚の半分を控除した有効断面積による引張降伏耐力<sup>4(17)</sup>を設定する。

入力地震動は、文献 4.10)の検討で用いられている継続時間 106.04 秒の模擬地震動を、4.2 節の設計用振動特性係数  $R_t$  (減衰定数  $h = 5\%$ ) に位相適合させたものを各鉄塔タイプと入力方向に応じて設定する。図 4.5.2 に仮に  $a_m = 750$  gal とした場合の各入力地震動の加速度応答スペクトル ( $h = 5\%$ ) を示す。

時刻歴応答解析は、Newmark- $\beta$  法 ( $\beta = 1/4$ )で解く。減衰は、通常の鋼構造物の設計では、0.5~1.0%程度とされていることが一般的である<sup>4(22)</sup>が、送電用鉄塔の場合は接合部が普通ボルト支圧接合であることで、すべり変形による履歴減衰効果がある分、若干高い減衰性能が想定されており、本検討では減衰定数  $h = 2\%$ を採用する<sup>4(10)</sup>が、実際はより大きな減衰性能を有する可能性があることも報告されている<sup>4(8)</sup>。また、減衰形式に関しても文献 4.10)に準拠し、入力方向の1次モード成分に対して初期剛比例減衰とする。

表 4.5.1 には主要方向の固有値解析結果を示す。同表に示すように、線路方向および線路直交方向ともに1次モードに関して、固有周期 0.2~0.4sec 程度、有効質量比 40~60%程度で1次モードが支配的となっている。前節で述べたように、1次モードの周期帯は図 4.5.2 を見るように加速度応答スペクトル一定領域に概ね位置していることが確認できる。

なお、送電用鉄塔の1次固有周期  $T_1$  (sec)は、鉄塔高さ  $H$  (m)の 1/100 程度とされる推定式 ( $T_1 = H / 100$ )<sup>4(10)</sup>が提案されているが、同評価は概ね妥当であることもみてとれる。



支柱材 对边材  
水平材 腕金材

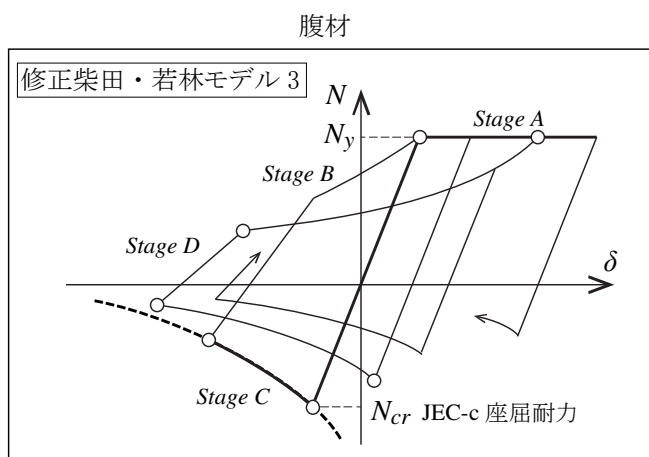
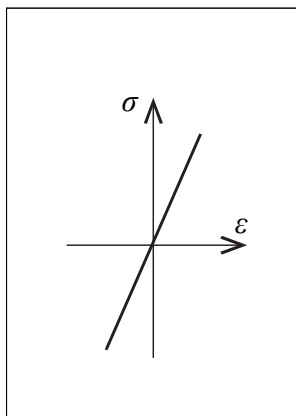


図 4.5.1 時刻歴応答解析モデルの概要

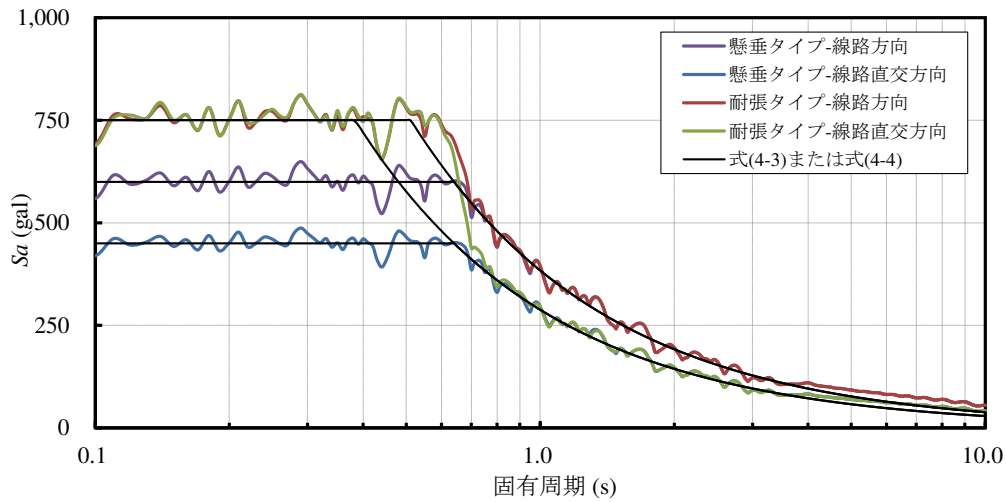


図 4.5.2 加速度応答スペクトル(h=5%)

表 4.5.1 固有値解析結果

No.	モデル名	線路方向(Y方向)				線路直交方向(X方向)			
		1次モード		2次モード		1次モード		2次モード	
		固有周期(sec)	有効質量比(%)	固有周期(sec)	有効質量比(%)	固有周期(sec)	有効質量比(%)	固有周期(sec)	有効質量比(%)
1	A66_4.5	0.236	42.4	0.095	32.0	0.226	41.8	0.097	30.2
2	A66_7.0	0.316	53.8	0.102	27.3	0.304	53.3	0.105	26.1
3	A66_9.0	0.339	50.7	0.098	24.4	0.327	50.0	0.101	23.2
4	B66_4.0	0.273	56.3	0.092	24.2	0.214	48.6	0.085	31.8
5	B66_5.5	0.306	60.2	0.095	21.0	0.244	52.2	0.088	27.5
6	B66_7.0	0.338	61.1	0.096	18.9	0.266	54.0	0.089	23.9
7	A275_4.5	0.376	53.5	0.129	24.4	0.379	47.1	0.157	24.5
8	A275_7.0	0.421	58.4	0.134	22.2	0.421	53.2	0.163	22.0
9	A275_9.0	0.409	57.0	0.137	24.1	0.464	56.6	0.168	20.6
10	B275_4.0	0.363	58.9	0.141	26.5	0.312	46.4	0.143	32.0
11	B275_5.5	0.383	61.5	0.144	23.9	0.328	50.0	0.147	29.0
12	B275_7.0	0.417	64.7	0.144	20.4	0.355	54.7	0.148	24.6

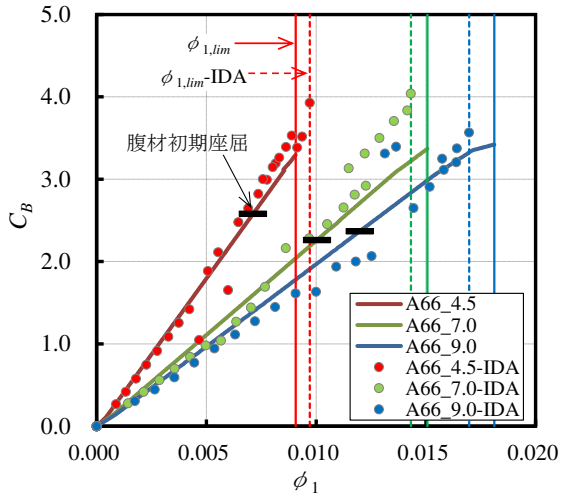
#### 4.5.2. 安全限界変位評価値の妥当性検証

本節では図 4.5.2 に示す地震動を入力地震動倍率  $SF=1.0$  とし、漸増動的地震応答解析（以降、IDA）によって、支柱材が座屈耐力に達するまでの応答性状や安全限界変位  $\delta_{i,lim}$  に関して、静的増分解析結果と比較分析する。IDA 解析では、過大地震入力により構造物は塑性化し、固有周期が若干変化するため、入力地震動の大きさと構造物の損傷は必ずしも単調増加するわけではない。

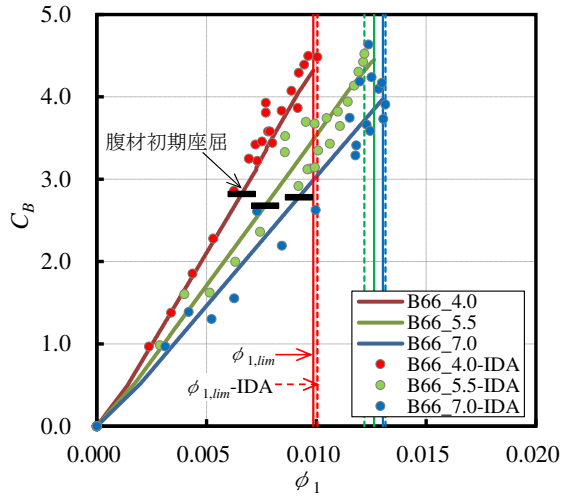
図 4.5.3 および図 4.5.4 に、前節の静的増分解析結果と比較する形で、支柱材が座屈耐力に達するまで  $SF$  を 1.0 刻みで増加させた IDA 結果を○印で示す。支柱材が座屈耐力に達しなかった  $SF$  では、頂部変位の最大応答値と同時刻のベースシアを示している。同図に示すようにどのモデルも IDA 履歴が静的増分解析の変形曲線と概ね対応している傾向にある。これは、腹材損傷後も一次モードの曲げ変形が支配的であり、腹材損傷に伴う架構の固有周期の変化も顕著でないためと考えられる。

図 4.5.5 には各入力方向の安全限界変位変形角  $\phi_{i,lim}$  の解析結果を前節の静的増分解析で得られたものをシリーズごとに整理し比較して示す。IDA 履歴が静的増分解析の変形曲線と概ね対応していたように、IDA より得られた安全限界変位と静的増分解析で評価された安全限界変位も概ね対応している。

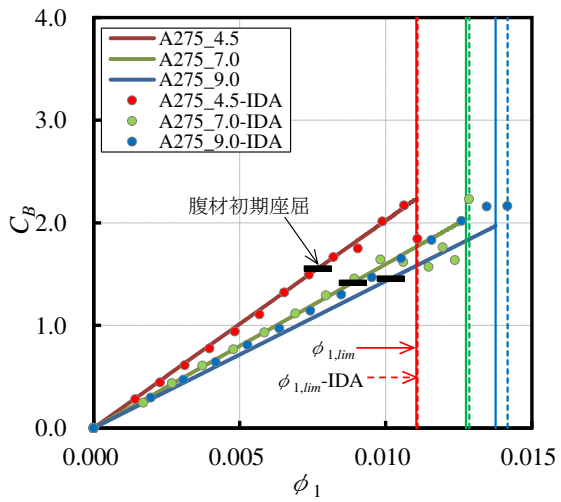
図 4.5.6 は No.3 : A66\_9.0 (66kV, A 型,  $H/B=9.0$ ) の線路方向入力を例として、静的増分解析と IDA における動的応答の安全限界変位に達した時点までの部材損傷状況を比較して示す。静的増分解析では、13~18 パネルの腹材が座屈を生じるが、圧縮側腹材座屈後も引張側腹材がせん断力伝達機構を維持し、かつパネル節点箇所支柱材端部が曲げ降伏には至っておらず、最終的に曲げ変形が主体で 16 パネルの d 脚支柱材軸力が座屈耐力に達して安全限界変位に達した。IDA では、支柱材が座屈耐力に達した  $SF$  では、塔体下部の腹材が全体的に損傷し、最終的には 16 パネルの a 脚支柱材軸力が座屈耐力に達し安全限界変位を決定づけた。両者を比較すると、静的増分解析よりも動的応答の方が繰返し変形に伴い鉄塔下部の腹材が多く座屈を経験するとともに、17 パネル腹材は引張降伏（経験最大塑性率  $\mu=15.9$ ）も生じていること、鉄塔上部 2~8 パネルの腹材も損傷していることがみてとれる。このように、静的応答と動的応答では腹材の損傷状況や安全限界変位を決定づける支柱材個所が異なることがあるため、前節で定義した鉄構架構の性能曲線から損傷する腹材個所や本数を特定することはできないものの、架構の安全限界変位は大まかに評価可能であることが確認できた。



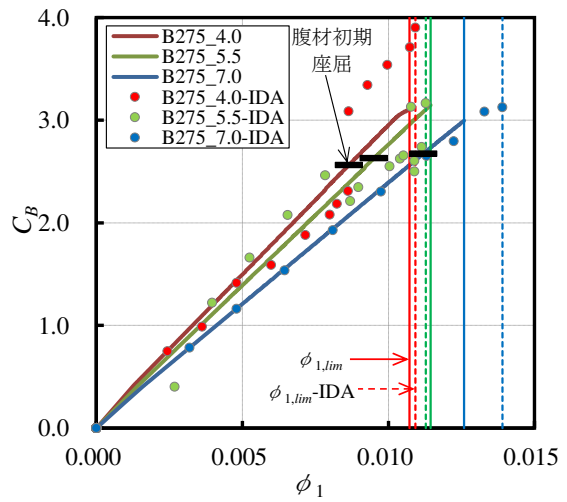
(a) A66 シリーズ



(b) B66 シリーズ

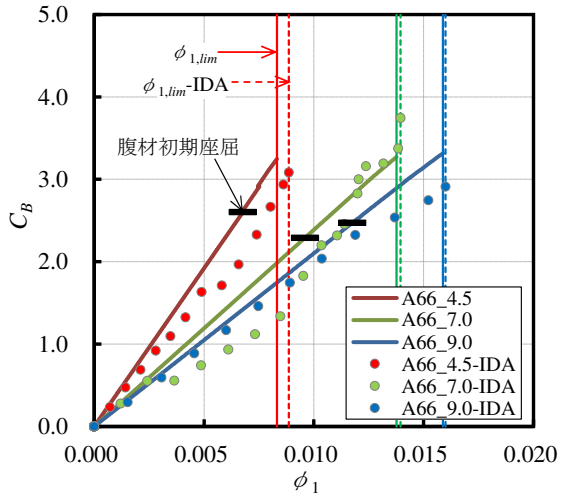


(c) A275 シリーズ

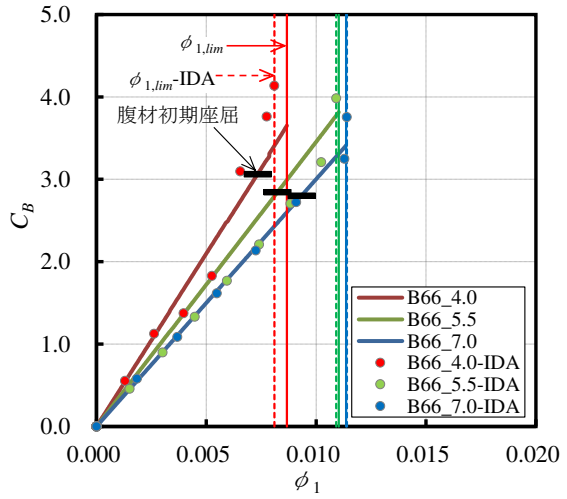


(d) B275 シリーズ

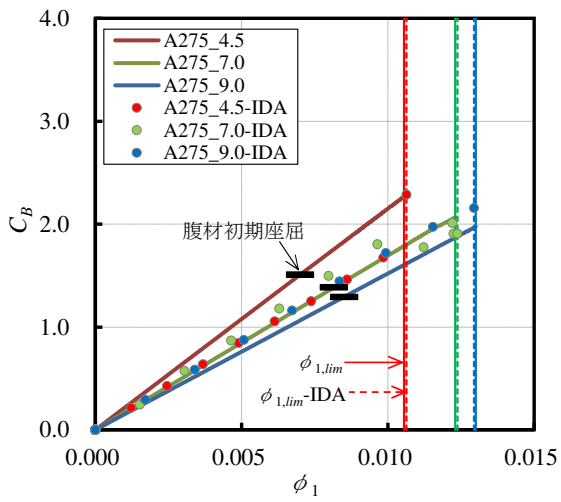
図 4.5.3 IDA 結果と静的増分解析結果の比較 (線路方向)



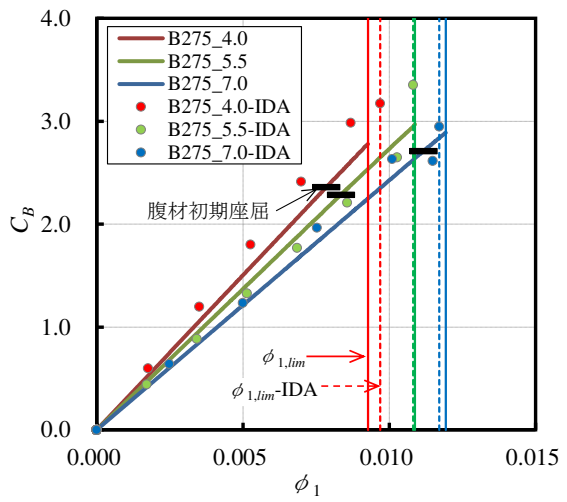
(a) A66 シリーズ



(b) B66 シリーズ

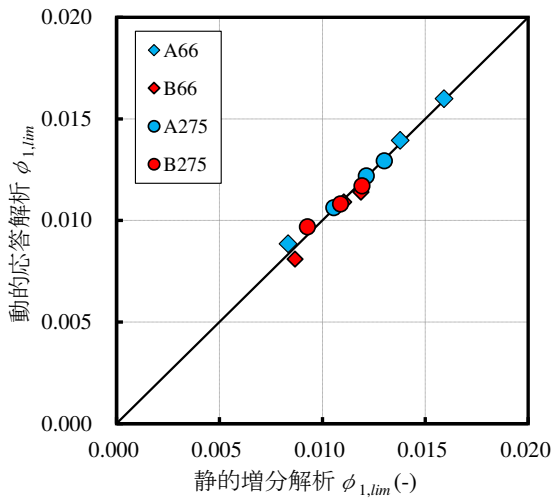


(c) A275 シリーズ

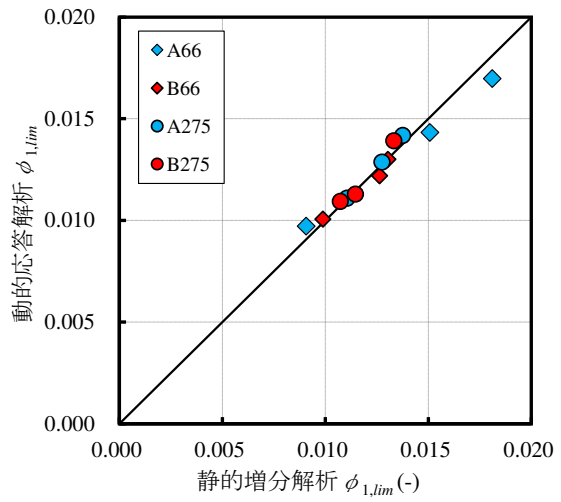


(d) B275 シリーズ

図 4.5.4 IDA 結果と静的増分解析結果の比較 (線路直交方向)

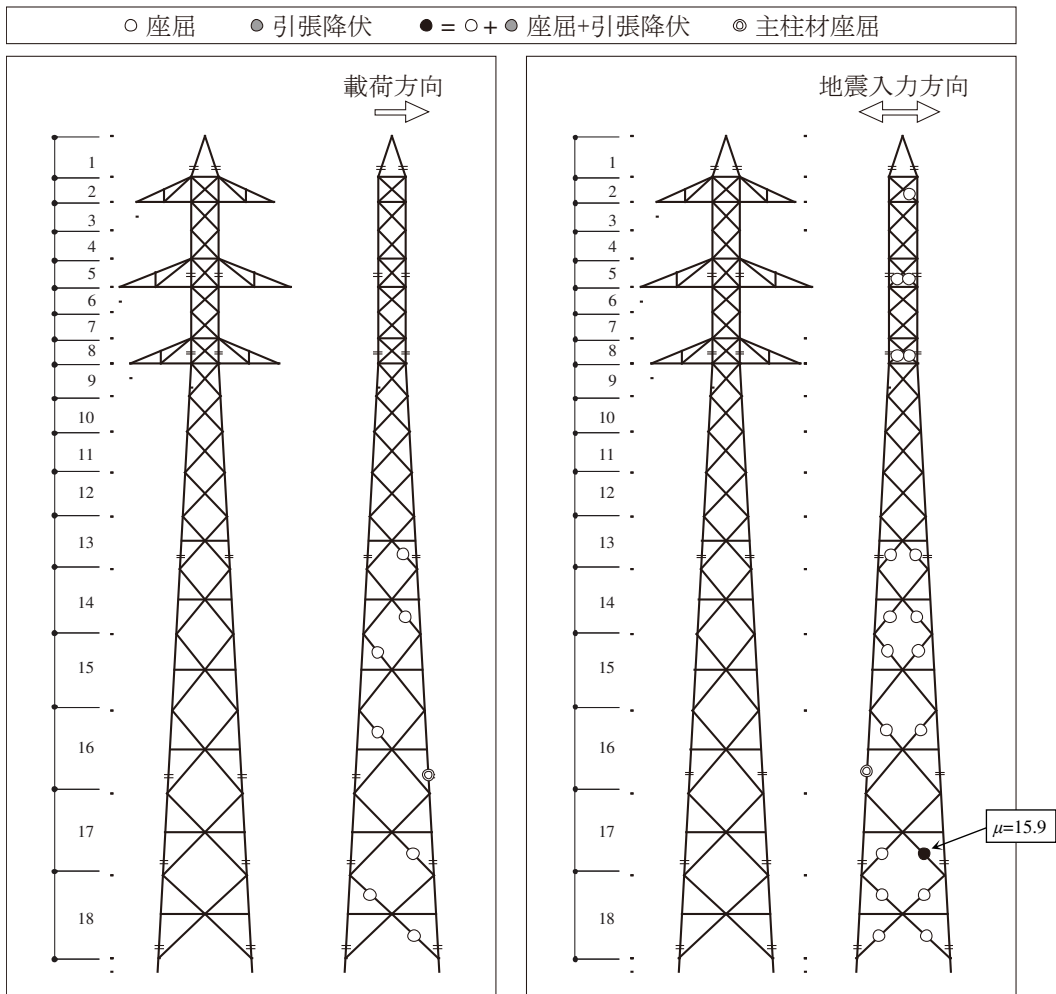


(a) 線路方向



(b) 線路直交方向

図 4.5.5 IDA 結果と静的増分解析結果の  $\phi_{1,lim}$  の比較



(a) 静的増分解析

(b) IDA (SF = 11, 37.17sec)

図 4.5.6 IDA 結果と静的増分解析結果の損傷状況の比較 (No. 3 : A66\_9.0)

#### 4.6. 耐震診断手法の評価結果の一例

最後に、12体のモデル鉄塔をスクリーニング対象例として、耐震診断指標の算定例および4.4節で定式化した同指標の提案算定法の適用性を示す。

表 4.6.1 には、各々の鉄塔ごとに同表に示す入力加速度  $a_m$  を仮に想定したときの  $DCR_T$  (以下、評価値) の算定結果を示す。なお、 $a_m$  は各々の鉄塔ごとに想定された地震動規模・サイト波等から定められる式(4-3)または式(4-4)中のパラメータである。同表に示すように、入力レベルに応じた各鉄塔の耐震余裕度およびその大小関係から対策優先順位を決定できる。

また、表 4.6.1 中および図 4.6.1 には 4.5 節の解析モデルおよび設計用振動特性係数  $R_i$  に位相適合させた地震動を利用し、同表中の  $a_m$  に対応した入力レベルの時刻歴応答解析より求まる  $\phi_{1,p}$  に基づく  $DCR_T$  (以下、解析値) の算定結果を比較して示す。ややばらつきがあるものの、静的応答に基づく評価値は動的応答に基づく解析値を概ね 40%程度の過大側、つまり耐震余裕度を安全側で、かつ比例的に評価できている。このことから、本手法の目的のひとつである各種対策実施に向けた優先順位付けのためのスクリーニング指標として、提案算定法は十分に活用可能であると考えられる。

線路方向と線路直交方向ごとの検討例を示したが、実務では例えば両方向の最大値を対象鉄塔の  $DCR_T$  評価値として採用すればよい。また、提案手法が安全側評価を与えるのは等価静的地震荷重式が動的応答を安全側で捉え  $\phi_{1,p}$  を安全側評価することに起因すると考えられるが、本診断に伴うスクリーニングを行う際には、設計・施工・解析コストなど全体の費用対効果を見極めつつ、評価値 1.0 以上の鉄塔 (4.2.2 項で解説した II に分類された鉄塔) に関しては腹材座屈を考慮した非線形動的応答解析を別途実施して、 $DCR_T$  の解析値を算出しその安全性を確認することで、トータルコストのさらなる合理化を図ることも可能と思われる。

なお、本章では等価静的地震荷重の精度は議論の対象外としたが、耐震性能を評価する上では構造耐力のみならず入力側の観点も重要である。特に、送電用鉄塔は架渉線を含めた隣接鉄塔との連成振動が重要であるが、現時点ではその影響を慣性力として働く架渉線有効質量や振動特性係数  $R_i$ 、層せん断力の高さ方向分布係数  $A_i$  の中のそれぞれ独立した係数という形で、非常に簡易化した評価としてでしか考慮されておらず、その評価方法には改良の余地があると考えられる。入力側の確度は合理的なスクリーニング実施のために重要であり、その確度向上に関する検討は今後の課題である。

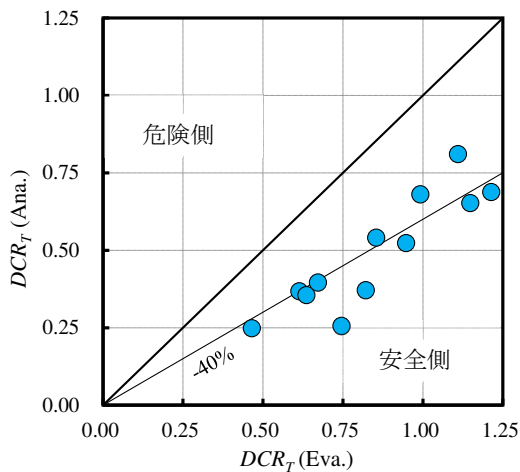
表 4.6.1  $DCR_T$ に基づくスクリーニング評価例

(a) 線路方向

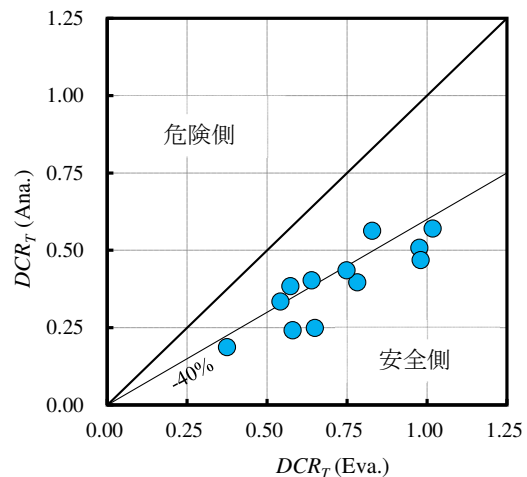
シリーズ	No.	H/B	$a_m$ (gal)	評価式						時刻歴応答解析			
				$\phi_{1,e}$	$\phi_{1,y}$	$\phi_{1,p}$	$\phi_{1,lim}$	$DCR_T$ (評価値)	対策 優先順位	$\phi_{1,p}$	$\phi_{1,lim}$	$DCR_T$ (解析値)	対策 優先順位
A66	1	4.5	3365	$7.1331 \times 10^{-3}$	$6.7864 \times 10^{-3}$	$7.1333 \times 10^{-3}$	$8.6918 \times 10^{-3}$	0.821	7	$3.2916 \times 10^{-3}$	$8.8628 \times 10^{-3}$	0.371	8
	2	7	2951	$9.6340 \times 10^{-3}$	$9.5529 \times 10^{-3}$	$9.6340 \times 10^{-3}$	$1.2939 \times 10^{-2}$	0.745	8	$3.5708 \times 10^{-3}$	$1.3948 \times 10^{-2}$	0.256	11
	3	9	1985	$7.5807 \times 10^{-3}$	$1.1766 \times 10^{-3}$	$7.5807 \times 10^{-3}$	$1.6336 \times 10^{-2}$	0.464	12	$3.9741 \times 10^{-3}$	$1.5997 \times 10^{-2}$	0.248	12
B66	4	4	3404	$8.9246 \times 10^{-3}$	$7.3000 \times 10^{-3}$	$8.9283 \times 10^{-3}$	$9.0056 \times 10^{-3}$	0.991	4	$5.5116 \times 10^{-3}$	$8.0994 \times 10^{-3}$	0.680	3
	5	5.5	2008	$6.3486 \times 10^{-3}$	$8.3000 \times 10^{-3}$	$6.3486 \times 10^{-3}$	$1.0356 \times 10^{-2}$	0.613	11	$4.0103 \times 10^{-3}$	$1.0913 \times 10^{-2}$	0.367	9
	6	7	3029	$1.3410 \times 10^{-2}$	$9.3000 \times 10^{-2}$	$1.3426 \times 10^{-2}$	$1.1706 \times 10^{-2}$	1.147	2	$7.4425 \times 10^{-3}$	$1.1400 \times 10^{-2}$	0.653	4
A275	7	4.5	3412	$1.0083 \times 10^{-2}$	$7.0934 \times 10^{-3}$	$1.0094 \times 10^{-2}$	$1.0665 \times 10^{-2}$	0.946	5	$5.5615 \times 10^{-3}$	$1.0635 \times 10^{-2}$	0.523	6
	8	7	2186	$7.6471 \times 10^{-3}$	$7.9398 \times 10^{-3}$	$7.6471 \times 10^{-3}$	$1.2042 \times 10^{-2}$	0.635	10	$4.3349 \times 10^{-3}$	$1.2197 \times 10^{-2}$	0.355	10
	9	9	3854	$1.5898 \times 10^{-2}$	$8.6168 \times 10^{-3}$	$1.5941 \times 10^{-2}$	$1.3143 \times 10^{-2}$	1.213	1	$8.9080 \times 10^{-3}$	$1.2942 \times 10^{-2}$	0.688	2
B275	10	4	2255	$7.9889 \times 10^{-3}$	$7.4638 \times 10^{-3}$	$7.9894 \times 10^{-3}$	$9.3660 \times 10^{-3}$	0.853	6	$5.2402 \times 10^{-3}$	$9.6908 \times 10^{-3}$	0.541	5
	11	5.5	1876	$7.1800 \times 10^{-3}$	$9.1224 \times 10^{-3}$	$7.1800 \times 10^{-3}$	$1.0693 \times 10^{-2}$	0.671	9	$4.2788 \times 10^{-3}$	$1.0817 \times 10^{-2}$	0.396	7
	12	7	3032	$1.3319 \times 10^{-2}$	$1.0781 \times 10^{-2}$	$1.3325 \times 10^{-2}$	$1.2020 \times 10^{-2}$	1.109	3	$9.4932 \times 10^{-3}$	$1.1710 \times 10^{-2}$	0.811	1

(b) 線路直交方向

シリーズ	No.	H/B	$a_m$ (gal)	評価式						時刻歴応答解析			
				$\phi_{1,e}$	$\phi_{1,y}$	$\phi_{1,p}$	$\phi_{1,lim}$	$DCR_T$ (評価値)	対策 優先順位	$\phi_{1,p}$	$\phi_{1,lim}$	$DCR_T$ (解析値)	対策 優先順位
A66	1	4.5	3365	$6.0722 \times 10^{-3}$	$7.1831 \times 10^{-3}$	$6.0722 \times 10^{-3}$	$9.3574 \times 10^{-3}$	0.649	7	$2.4269 \times 10^{-3}$	$9.7081 \times 10^{-3}$	0.250	10
	2	7	2951	$8.3587 \times 10^{-3}$	$9.8922 \times 10^{-3}$	$8.3587 \times 10^{-3}$	$1.4422 \times 10^{-2}$	0.580	9	$3.4735 \times 10^{-3}$	$1.4314 \times 10^{-2}$	0.243	11
	3	9	1985	$6.9079 \times 10^{-3}$	$1.2060 \times 10^{-3}$	$6.9079 \times 10^{-3}$	$1.8473 \times 10^{-2}$	0.374	12	$3.1905 \times 10^{-3}$	$1.6975 \times 10^{-2}$	0.188	12
B66	4	4	3404	$8.4844 \times 10^{-3}$	$6.5222 \times 10^{-3}$	$8.4901 \times 10^{-3}$	$1.0261 \times 10^{-2}$	0.827	4	$5.6614 \times 10^{-3}$	$1.0050 \times 10^{-2}$	0.563	2
	5	5.5	2008	$6.7787 \times 10^{-3}$	$7.8222 \times 10^{-3}$	$6.7787 \times 10^{-3}$	$1.1844 \times 10^{-2}$	0.572	10	$4.6879 \times 10^{-3}$	$1.2186 \times 10^{-2}$	0.385	8
	6	7	3029	$1.3083 \times 10^{-2}$	$9.1222 \times 10^{-3}$	$1.3098 \times 10^{-2}$	$1.3428 \times 10^{-2}$	0.975	3	$6.6088 \times 10^{-3}$	$1.2991 \times 10^{-2}$	0.509	3
A275	7	4.5	3412	$8.6784 \times 10^{-3}$	$2.8212 \times 10^{-2}$	$8.6784 \times 10^{-3}$	$1.1107 \times 10^{-2}$	0.781	5	$4.4058 \times 10^{-3}$	$1.1087 \times 10^{-2}$	0.397	7
	8	7	2186	$6.8294 \times 10^{-3}$	$4.1035 \times 10^{-3}$	$6.8294 \times 10^{-3}$	$1.2622 \times 10^{-2}$	0.541	11	$4.3077 \times 10^{-3}$	$1.2862 \times 10^{-2}$	0.335	9
	9	9	3854	$1.3551 \times 10^{-2}$	$5.1294 \times 10^{-2}$	$1.3551 \times 10^{-2}$	$1.3825 \times 10^{-2}$	0.980	2	$6.6508 \times 10^{-3}$	$1.4173 \times 10^{-2}$	0.469	4
B275	10	4	2255	$7.9651 \times 10^{-3}$	$2.5647 \times 10^{-2}$	$7.9651 \times 10^{-3}$	$1.0655 \times 10^{-2}$	0.748	6	$4.7704 \times 10^{-3}$	$1.0926 \times 10^{-2}$	0.437	5
	11	5.5	1876	$7.3970 \times 10^{-3}$	$3.3341 \times 10^{-2}$	$7.3970 \times 10^{-3}$	$1.1589 \times 10^{-2}$	0.638	8	$4.5600 \times 10^{-3}$	$1.1284 \times 10^{-2}$	0.404	6
	12	7	3032	$1.2741 \times 10^{-2}$	$4.1035 \times 10^{-3}$	$1.2741 \times 10^{-2}$	$1.2523 \times 10^{-2}$	1.017	1	$7.9410 \times 10^{-3}$	$1.3910 \times 10^{-2}$	0.571	1



(a) 線路方向



(b) 線路直交方向

図 4.6.1 評価値と解析値の比較

#### 4.7. 第4章のまとめ

本章では、送電用山形鋼鉄塔の極大地震に対する耐震性能スクリーニングの核となる、被災後の腹材補修によって対応可能な鉄塔の選別および鉄塔どうしの耐震余裕度を同一尺度で相対比較し、対策優先順位付けのための一指標とすることを目的とした鉄塔架構の耐震診断指標を提案するとともに、立体応力解析が一般的でない送変電構造物の実務設計現場においても容易に運用可能な簡易評価式の構築ならびに、30~40mのモデル鉄塔を例として諸数値の一例を提示した。以下に本章で得られた知見を整理して示す。

- 1) 腹材が損傷したものの倒壊までは至らなかったトラス鉄塔の地震被害事例を参考に、腹材座屈を考慮した鉄塔の頂部応答変位を代表値とし、支柱材が座屈時の安全限界変位と想定地震動レベルに応じて評価される頂部弾塑性応答変位との比を鉄塔架構の耐震診断指標  $DCR_T$  として提案した。
- 2) 鉄塔架構をパネルが積層した変断面片持ち梁に置換した力学モデルの仮想仕事法による静的な弾性応答変位評価値は、立体骨組解析モデルによる解析値とよい対応を示した。
- 3) 腹材座屈を考慮した静的増分解析を実施し、ベースシアー頂部変位関係および安全限界変位を鉄塔架構の耐震性能曲線として構築した。本モデル鉄塔は、圧縮側腹材座屈後も引張側腹材によるせん断力伝達機構が維持されるため、架構全体の剛性は腹材座屈後も殆ど低下せず、支柱材座屈まで線形に近い挙動を示した。また、同曲線には電圧規模・鉄塔型・荷重入力方向に応じて一定の相関がみられ、根開き比をパラメータとした近似式として表現できる傾向が確認できた。
- 4) 耐震診断指標  $DCR_T$  に関して、静的応答評価とエネルギー一定則を援用した簡易評価値は、非線形動的解析に基づく解析値を比例的に安全側で捉えることができ、耐震性能に着目した対策優先順位付けのスクリーニング指標として活用可能である。

本章で扱ったモデル鉄塔は数例のみであるが、文献 4.10) に示されている構造形式・鉄塔高さ・根開き比が大きく異なる国内の標準的な鉄塔に対しては、提案手法は適用可能と考えられるが、電力各社独自の社内規定の設計条件ごとに各形式の標準鉄塔を定め、本章で示した検討プロセスを同様に実施し耐震診断指標算定に関わる諸関数を構築すれば、評価精度をさらに向上させることは可能と考えられる。また、様々な規模・形状のモデル鉄塔への提案手法の適用性検証や、本事例と同様のエネルギー一定則が成立するトラス形式やその範囲検証は今後の課題と考えている。

#### 【第4章の参考文献】

- 4.1) 内閣府：南海トラフ沿いの地震観測・評価に基づく防災対応検討ワーキンググループとりまとめ方向性（案），2016.9
- 4.2) 東京電力株式会社：柏崎刈羽原子力発電所における平成19年新潟県中越沖地震時に取得された地震観測データの分析に関する補足説明資料（その4），2008.7  
<https://www.tepco.co.jp/nu/material/files/g08071003.pdf>
- 4.3) 立崎理久，樊柚岑，山川優樹，河井正，溝江弘樹，室井亮：損傷を受けた送電鉄塔の修繕解析による損傷要因に応じた修繕方法と修繕効果の評価，土木学会論文集，Vol.79，No.5，pp.1-20，2023.5
- 4.4) 土田陽一，山崎智之，本郷榮次郎：送電用鉄塔設計における立体応力解析の適用に関する検討，日本鉄塔協会誌，第126号，pp.20-32，2017.7
- 4.5) 電気協同研究会：架空送電設備の劣化対応技術，第76巻，2号，2020.7
- 4.6) 日本鉄塔協会：送電用山形鋼鉄塔製作基準，2019.8
- 4.7) 平本佳祐，黒澤未来，巽信彦，吉敷祥一，長谷川隆：ボルト接合部のすべりを伴うブレース架構の力学挙動，日本建築学会構造系論文集，第88巻，第813号，pp.1581-1589，2023.11
- 4.8) 大野木亮太，河原章夫，久保田邦裕，山崎智之，中村秀治，本郷榮次郎：レベル2地震動に対する送電用鋼管鉄塔の耐震性能評価に用いる減衰定数について，構造工学論文集 Vol.60A，pp.249-260，2014.3
- 4.9) 日本建築学会：建築耐震設計における保有耐力と変形性能（1990）
- 4.10) 電気協同研究会：送電用鉄塔耐震設計とその課題，第73巻，第3号，2018.3
- 4.11) 日本建築学会：塔状鋼構造設計指針・同解説，1850.10
- 4.12) Adina Ver 9.3，2017.10
- 4.13) SNAP Ver 8，2020.11
- 4.14) 電気学会：送電用鉄塔設計標準 JEC-TR-00007-2015，2015.7
- 4.15) 日本建築学会：鋼構造座屈設計指針，2018.2
- 4.16) 竹内徹，中村悠，松井良太，小河利行，今村晃：部材破断を考慮した鋼管トラス鉄塔の耐震性能，日本建築学会構造系論文集，第76巻，第669号，pp.1971-1980，2011.11
- 4.17) 日本鉄塔協会：等辺山形鋼許容応力度表，2012.10
- 4.18) 小澤亮公，尾澤聡，山下哲郎：山形鋼を用いた X 型ブレースの耐震性能に関する実験的研究 その2 繰返し加力実験結果とエネルギー吸収性能の評価，日本建築学会大会

学術講演梗概集，構造-III，pp.803-804，2009.7

- 4.19) 鈴木敏郎，小河利行，佐藤亘宏，深沢隆：塔状トラス骨組の座屈耐力に関する研究（その2）端部がせん断ボルト接合される斜材で座屈する場合，日本建築学会構造系論文報告集，第434号，pp.125-135，1992.4
- 4.20) 日本建築学会：ラチスシェル屋根構造設計指針，第6章，2016.11
- 4.21) 松井良太，中村毅，今村晃，竹内徹：径厚比の大きな円形鋼管部材で構成された鉄塔支持型煙突の崩壊機構，日本建築学会構造系論文集，第83巻，第750号，pp.1171-1181，2018.8
- 4.22) 日本建築学会：建築物の減衰と振動，2020.12



## 第5章

### 鋼板を接着補強した腹材接合部の性能評価



## 5.1. はじめに

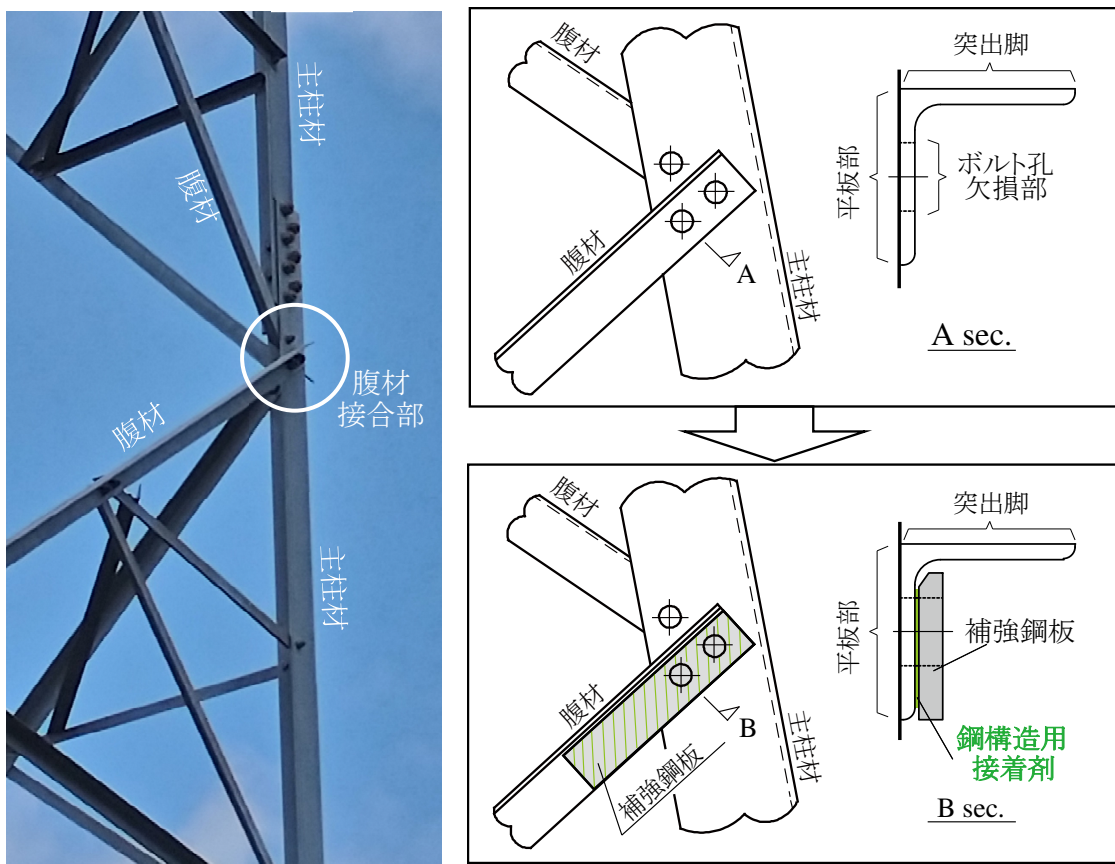
前章では、送電用山形鋼鉄塔の保有耐震性能に着目したスクリーニング実施に向け、被災後の腹材補修によって対応可能な鉄塔の選別や鉄塔どうしの耐震余裕度を同一尺度で相対比較し各種対策優先順位付けの一指標としての活用を目的とした耐震診断手法を提案した。同手法は腹材の座屈や引張降伏といった一部の部材損傷を考慮して鉄塔架構の耐震性能を評価する手法である。しかしながら、同手法は接合部の早期破壊は補強等で防止された条件下での評価を前提としている。送電用鉄塔の接合部は普通ボルト支圧接合であり<sup>5.1)</sup>、また設計時に保有耐力接合は要求されないため、既存鉄塔では軸部が塑性変形する前に接合部が先行破壊する恐れがあり、送変電鋼構造物の特異な接合仕様に対して適用可能な山形鋼接合部の補強法を確立する必要がある。

送電用鉄塔の山形鋼腹材接合部と類似の構造としては、建築分野の体育館等で多用される偏心接合された等辺山形鋼ブレース接合部が該当し、その補強に関する研究は活発に行われている。例えば、藤本、難波ら<sup>5.2)</sup>の鋼板を溶接して貼り付ける方法や、石井ら<sup>5.3)</sup>の応力方向のボルト本数を増加させる方法、吉敷らの隅肉溶接を付加する方法<sup>5.4)</sup>やボルト接合で並列材を付加する方法<sup>5.5)</sup>によって、無効突出脚長さを低減させ有効断面破断耐力を向上させる補強法などが例として挙げられる。しかしながら、送電用鉄塔は、山岳部や住宅街に建造されていることが多く、大掛かりな養生が必要な火気を使用する溶接工事が嫌厭される点や、図 5.1.1(a)に示すように部材同士が直付けされた接合形式が多用され、新たな補強材を追加するためのガセットプレートなどのスペースが十分確保できない場合がある点など、既往研究で提案された補強方法は送電用鉄塔に対しては汎用性が低い。

ところで、鋼部材の補修では溶接やボルト接合による補強材付加工法の他にも、橋梁分野では鋼製橋脚の耐震補強や腐食した鋼桁の剛性改善を目的に、母材に熱や孔等の損傷を与えないメリットがある鋼板や FRP を用いた接着補強が近年適用され始めている<sup>5.6)</sup>。山形鋼ブレース接合部においては CFRP 付加補強が検討されており、松本らは VaRTM 形成接着工法を用いることで接合部破断を防止し母材軸部の塑性変形性能を改善できることを実証している<sup>5.7),5.8)</sup>。しかしながら、山形鋼腹材を模擬した接合部に補強鋼板を接着付加した場合の実験的研究やその特性分析は筆者らの知る限りこれまで実施されてきておらず、総じて部材の変形性能向上を目的とした接合部の接着補強における知見は十分蓄積されているとは言い難い。

そのような課題に対し、本章では、送電用鉄塔等の接合仕様に対しても適用可能な山形鋼腹材接合部補強の一工法として、鋼構造用接着剤を用いた山形鋼接合部補強（以降、接着補強）の可能性に着眼し、図 5.1.1(b)に示すように山形鋼接合部の平板部に鋼板を接着する補強

工法に関して、限られた山形鋼断面・材料特性においての一検討ではあるものの、同工法の基礎的な知見収集を図る。以降では、最初に 5.2 節および 5.3 節で接着補強の接合部引張実験を実施する。続く 5.4 節では接着補強試験体を対象とした有限要素法解析を実施し、歪分布性状や補強メカニズムを分析する。最後に 5.5 節では本形式の補強効果を向上させるための手段を解析的に検証し、今後の改善方針を示す。



(a) 既存の腹材接合部

(b) 本章で提案する補強法

図 5.1.1 腹材接合部と鋼板の接着補強法の概要

## 5.2. 実験概要

### 5.2.1. 補強対象とする接合部

最初に補強対象である山形鋼腹材接合部の既存性能を整理する。類似構造である建築分野の山形鋼ブレースの高力ボルト接合部の最大耐力は、鋼構造接合部設計指針<sup>5.9)</sup>によれば、式(5-1)～(5-3)のそれぞれの破壊形式の最小値として評価される。

$$\text{ボルト最大せん断耐力} \quad : \quad {}_jP_{u1} = n \cdot q_{bu} \quad (5-1)$$

$$\text{有効断面破断耐力} \quad : \quad {}_jP_{u2} = A_e \cdot F_u \quad (5-2)$$

$$\text{局所的なちぎれ破断耐力} : \quad {}_jP_{u3} = (A_n + 0.5A_{ns}) \cdot F_u \quad (5-3)$$

ただし、

$n$  : ボルト総数

$q_{bu}$  : ボルト1本当たりの最大せん断耐力

$A_e$  : ボルト孔欠損と応力方向ボルト列数に応じた無効突出脚面積を控除した有効断面積

$A_{nt}$  : 局所的なちぎれ破断を想定した場合の引張応力の作用する部分の有効断面積

$A_{ns}$  : 局所的なちぎれ破断を想定した場合のせん断応力の作用する部分の有効断面積

$F_u$  : 山形鋼の引張強さ

鋼構造物の耐震性能を確保する上では、ブレースは母材軸部が降伏するまでに接合部が先行破壊しないことが求められ、その条件として現行設計では接合部最大耐力を  $1.2AF$  ( $A$ : 山形鋼全面積,  $F$ : 鋼材の基準強度) 以上確保する保有耐力接合が推奨されている<sup>5.10)</sup>。高力ボルト接合ではないものの、既存の送電用山形鋼鉄塔腹材に多用されている代表例として、等辺山形鋼 L45x4 (SS400)・普通ボルト M16 (強度区分 5.8)-2 本を対象に、ボルト孔径 (孔径 +1.5mm) や縁端距離などの細部寸法を日本鉄塔協会の送電用山形鋼鉄塔製作基準<sup>5.1)</sup>に準拠し、かつ鋼材規格強度で、接合部耐力を式(5-1)～(5-3)を準用し試算した結果を表 5.2.1 に示す。同表に示すように、有効断面破断耐力不足で保有耐力接合の条件耐力  $1.2AF$  は満足されておらず、接合部のボルト孔周辺部のみに損傷集中が生じ、軸部の塑性変形能力は期待できないことが想定される。本実験では、表 5.2.1 に示す有効断面破断耐力不足の L45x4(SS400) M16-2 接合部を対象とし、図 5.1.1 で示したように平板部に補強材を接着付加した際の補強効果とその特性を実験的に検証する。

表 5.2.1 補強対象の接合部概要

補強対象	接合部最大耐力(kN)				全断面 降伏AF ×1.2	
	$jP_{u1}$	$jP_{u2}$	$jP_{u3}$			
	ボルト せん断	有効 断面	はし ぬけ	そと ぬけ		
L45x4(SS400) M16(5.8)-2	94.3	61.3	120.0	82.0	97.0	

### 5.2.2. 試験体概要

表 5.2.2 に試験体パラメータの概念図を、図 5.2.1 に試験体一覧と各試験体の名称を示す。本実験では無補強と接着補強試験体とは別に、普通ボルト支圧接合によって補強材を付加した試験体（以降、ボルト補強）も用意し、両者を比較しながら接着補強の特性分析を進める。ボルト補強は補強材を長くしボルト本数を増やしても、母材側のボルト孔欠損部に損傷集中が想定されるのに対し、接着補強では母材側にボルト孔欠損を生じさせないため、補強材付加による新たな弱点部発生を回避しつつ、既存ボルト孔縁の損傷集中破壊を緩和できると想定される。なお、本研究では腹材の補強による強度上昇に対して、主柱材は十分な強度を有していることを前提とする。

補強材は PL-6 (SS400)とし、パラメータとして山形鋼平板部に接着する補強材の材軸方向の補強長さ  $L=100 \sim 335\text{mm}$  とした。補強後の試験体名称は「G\_L235」のように、「補強形式（ボルト補強：B、接着補強：G）\_補強長」で表記する。接着補強試験体は性能のばらつきを想定し、同一試験体をそれぞれ 3 体ずつ用意した。以降の本文および図中に示す試験体名称の後付き数字（-1, -2, -3）は試料番号を表す。試験体は山形鋼の両端に主柱材を模擬したガゼットプレート G.PL (12mm (SM490A)) を接合して構成されている。ただし、試験体材長は既往の接合部引張実験<sup>5.5),5.7),5.11)</sup>を参考に、接合部の破壊耐力や歪分布性状は試験体材長の影響は小さいと考え、実際の腹材部材長よりも短いものとした。

補強材を接着する際には一旦すべての既存ボルトを取り外すことになるため、その時に高強度ボルトへの交換を想定し、試験体に使用するボルト・ナットは強度区分 9.8 を用いる。その結果、表 5.2.1 に示したボルトせん断破断耐力は 163kN に向上する。補強材のボルト孔は山形鋼の既存孔径と同径である。なお、ボルト・ナットの溶融亜鉛めっきは形状的に付着しにくく（最小  $350\text{g/m}^2$ ）、部材の付着量（最小  $550\text{g/m}^2$ ）と比較して少ないため、ボルト交換作業は部材補修よりもやや早い頻度で一般的に行われている<sup>5.12)</sup>。試験体は送電用鉄塔の実情を可能な限り再現するため、普通ボルトには座金を用いず、締め付けトルクは一般的な送電用鉄塔の仕様値<sup>5.12)</sup> (M16 :  $45\text{N} \cdot \text{m}$ ) とし、鋼材はすべて溶融亜鉛めっき処理を施した。また、断面詳細図に示すように、補強材は内 R 部分への干渉を考慮して角部に面取り加工を施した。

表 5.2.2 試験体パラメータの概念図

無補強	ボルト補強	接着補強

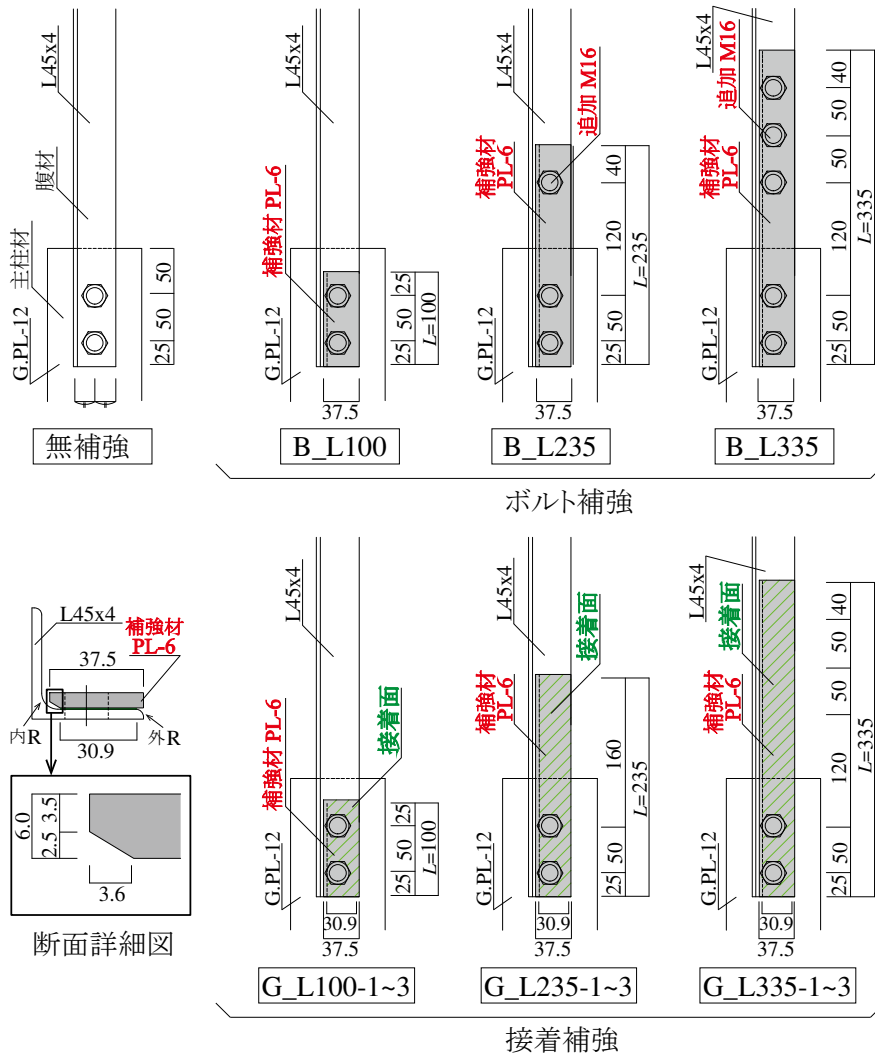


図 5.2.1 試験体一覧と名称

### 5.2.3. 計測計画と実験方法

図 5.2.2 に計測計画の概略を示す。本実験では荷重変化に伴う既設第一ボルト孔間の変位を計測するため、ガセットプレート側面に計測用治具の高ナットを点付け溶接した。このボルト孔間の変位を左右 2 本の LVDT 変位計で計測し、その平均値の変位を荷重－変位関係に使用した。軸方向荷重  $P$  は試験機に組み込まれたロードセルから得る。

また、荷重作用下の山形鋼平板部と補強材の材軸方向の応力分布を把握するために、ボルト補強ではボルト孔へりあき部、接着補強では山形鋼平板部と補強材の中央部に歪ゲージを貼付した。試験体ごとに計測位置と枚数が変化する。

実験は 1000kN アムスラー型万能試験機に G.PL のつかみ部分をはさみこんで固定し強制変位を与えた。载荷は準静的一方向単調引張载荷とし、試験体接合部の破壊が確認されるまで载荷した。

表 5.2.3 に本実験での使用鋼材の JIS-5 号引張試験片に基づく素材試験結果を示す。

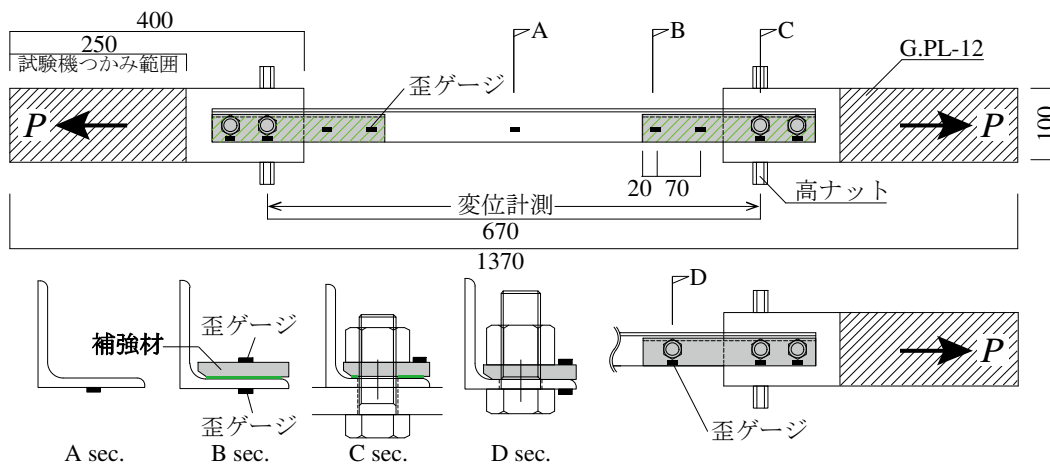


図 5.2.2 計測計画の概略

表 5.2.3 使用鋼材の素材試験結果一覧

部位	材質	$\sigma_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_u$ (N/mm <sup>2</sup> )	破断伸び (%)	降伏比 (%)
L45x4	SS400	301	431	38	70
PL6	SS400	362	455	38	80
PL12	SM490A	411	524	39	78
M16	9.8	-	977	-	-

\*M16はミルシート値

#### 5.2.4. 鋼構造用接着剤の概要

補強材の接着に使用する鋼構造用接着剤は、入手も容易で常温硬化型で接着強さが大きく、塗布作業が容易であるという理由で既往研究<sup>(例えば 5.13),5.14)</sup>などで多く使用されている二液混合型金属接着用エポキシ樹脂系接着剤（コニシ株式会社製ボンド E258R）とした。表 5.2.4 に同接着剤の基本性質を、図 5.2.3 に混合前の接着剤を示す。

表 5.2.4 使用接着剤の基本性質

主剤	エポキシ樹脂
硬化剤	ポリミアン類
混合比 (質量比)	2 : 1 (主剤 : 硬化剤)
混合粘度	約105Pa・s(23°C, 20r/min)
可使時間	約85分(23°C, 300g)
硬化時間	約6時間(23°)



図 5.2.3 鋼構造用接着剤

図 5.2.4 に試験体の接着施工状況を示す。まず、サンドペーパー#120 を用いて山形鋼平板部および補強材の接着面の亜鉛めっきをはがして金属素地が露出したことを目視で確認し、市販のアルコール消毒液で表面のほこりや油分を除去した。続いて、接着剤の主剤と硬化剤を混合した後、接着剤はヘラを用いて塗布し、最後に万力にて圧着した。この時、側面から接着剤が少しはみ出ることを確認し、接着面に空隙ができないように注意した。本接着剤は塗布作業時にダレ落ちることのない粘性であった。剥離強度への影響を懸念し、ガラスビーズを混入させた接着層厚の管理は実施しなかった。その後、空調設備を稼働させた実験室（平均温度約 20°C，平均湿度約 50%）で1週間養生した。参考までに、試験体の接着作業は、本作業が初見であった筆者らでも容易に施工ができ、試験体 6 体分（接合部 12 ヶ所分）あたり 1 時間程度で完了できた。例えば、炭素繊維シートを VaRTM 工法で鋼材に接着させる場合には作業工程と品質管理が非常に複雑であるが、それと比べて施工性が優れているといえる。

既存鉄塔において実際に施工する場合には、高所作業性も配慮して接着剤硬化前にボルト締付けることとすると、ボルト孔内に接着剤が充填されボルト軸部が孔側面に固着する可能性があるが、本実験では山形鋼と補強材のみを接着した状態下での基礎的な効果検証を主眼とするため、ボルトの締付け作業は接着剤硬化後に実施した。



(a) 亜鉛めっきの除去



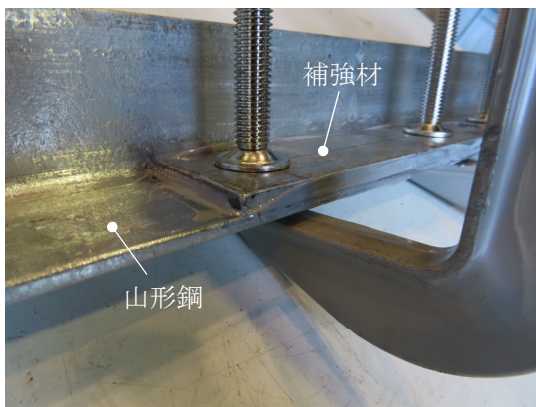
(b) 表面の清掃



(c) 主材と硬化剤の混合



(d) 接着剤の塗布



(e) 万力による圧着



(f) 1週間養生

図 5.2.4 接着剤の施工状況

### 5.3. 実験結果と考察

図 5.3.1~図 5.3.4 に試験体の破壊状況を、表 5.3.1 に各種荷重値結果と破壊性状を整理して示す。同表中の剥離荷重とは、接着面が剥離したことで急激な荷重低下を経験した時点の荷重である。また、図 5.3.5 に荷重－変位関係の実験結果を示す。

補強対象である無補強試験体は、第一ボルト部で有効断面破断 (LY1) を生じ、最大耐力は 69.0kN となり、その破壊形式および最大耐力は使用鋼材の実強度を加味した鋼構造接合部設計指針<sup>5.9)</sup>の計算値 66.0kN と対応する結果となった。なお、図 5.3.5(a)に示す無補強試験体の軸変位量には、第 1 ボルト孔周りの有効断面積部での局所的な伸びおよび同孔端部で卓越した支圧変形量が含まれており、これが同図(b)~(c)の接着補強試験体と軸変形量が同等に見える要因となっている。その多くは接合部の局所的な塑性変形で占められており、軸部が長くなった場合には引張ブレースとしてのエネルギー吸収の期待できない軸変形といえる。

#### 5.3.1. 荷重－変位関係および破壊性状

最初にボルト補強の結果を分析する。図 5.3.5 (a)のボルト補強の荷重－変位関係に着目すると、いずれのボルト補強試験体も 10kN 程度で剛性が一度緩やかになった後、20kN 程度以降で剛性が再上昇し、その後は最大耐力まで達する曲線を描いている。上記の荷重範囲ではボルトが支圧状態に移行する過程ですべり変形が生じていると考えられる。最大耐力に着目すると、B\_L100 は補強効果が全く発揮されず無補強と差はみられないが、材軸上に補強材を延長付加した B\_L235 と B\_L335 は無補強と比べ最大耐力が上昇している。また、図 5.3.3 に示すように、B\_L235 と B\_L335 はどちらも補強材を付加した先頭ボルト孔欠損部を起点とした山形鋼断面での有効断面破断 (LY2) を生じており、先頭ボルトの山形鋼断面において偏心引張が低減され、引張力を負担する有効突出脚長さが増加したことで剛性および最大耐力が上昇したと考えられる。一方で、その上昇度合は B\_L235 と B\_L335 では同程度であり、本実験で扱った補強長さ (ボルト本数) では、偏心緩和の影響に大きな差は生じない結果であったといえる。

次に、接着補強の結果を分析する。図 5.3.5 (b)~(d)の荷重－変位関係に着目すると、ボルト補強と同様に、20kN 程度に至る過程ですべり変形を生じ、その後はボルトが支圧状態に移行し剛性再上昇が生じたとみられる。いずれの試験体も山形鋼平板部と補強材の軸部側の接着面が全面剥離した時に荷重が大きく低下し (H)、その後は無補強の変形曲線と概ね重なるような履歴を描いている。最終的には、図 5.3.4 に示すように、無補強と同様に既設第一ボルト断面で山形鋼が有効断面破断 (LY1) を生じた。ボルト孔周辺のみしか補強材を接着付加して

いない G\_L100 は、無補強の最大耐力よりも低い荷重で接着面が全面剥離したのに対し、軸部側に接着長さを確保した G\_L235 および G\_L335 では剥離荷重が最大耐力に対応し、剥離荷重は無補強の最大荷重を上回り、補強により最大耐力の向上がみられた。G\_L235 および G\_L335 は、今回の実験の補強長さにおいては、ボルト補強による耐力上昇と同等以上の効果が確認された。ボルト支圧直後の剛性をみると、いずれも無補強よりもやや高くなっており、補強材が接着され断面性能が向上していると考えられる。また、剥離荷重に至るまでの剛性は、G\_L235 および G\_L335 には試料ごとにバラつきがみられ、それぞれ試料3体の内2体は若干低くなっていた。この要因は、5.4 節の有限要素法解析において解析的に分析している。

表 5.3.1 実験結果一覧

補強形式	試験体名	最大荷重 (kN)	剥離荷重 (kN)	破壊性状	
無補強		69.0	-	LY1	
ボルト補強	B_L100	67.4	-	LY1	
	B_L235	87.6	-	LY2	
	B_L335	86.5	-	LY2	
接着補強	G_L100	-1	70.2	61.1	H→LY1
		-2	71.6	62.3	H→LY1
		-3	70.7	61.3	H→LY1
	G_L235	-1	91.7		H→LY1
		-2	84.8		H→LY1
		-3	82.6		H→LY1
	G_L335	-1	92.6		H→LY1
		-2	94.5		H→LY1
		-3	93.6		H→LY1

\*破壊性状の記号 LY1: 既設第一ボルト部での有効断面破断  
 LY2: 補強材の先端部で有効断面破断  
 H: 補強材の剥離による大きな荷重低下

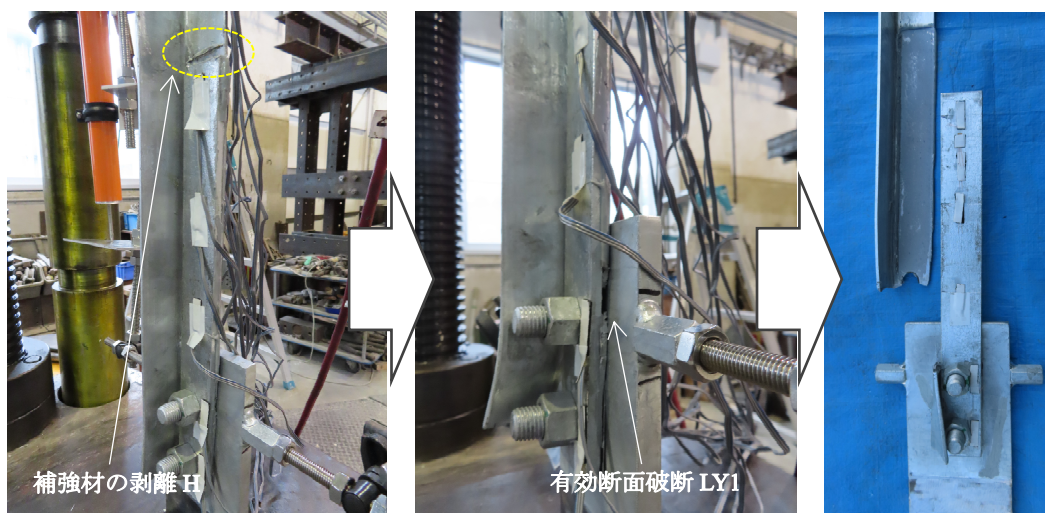


図 5.3.1 接着補強試験体の破壊性状例 (G\_L335)

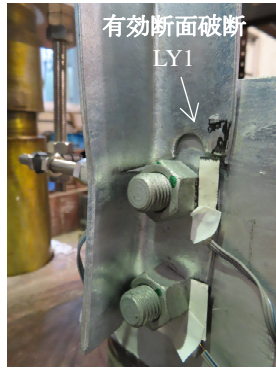
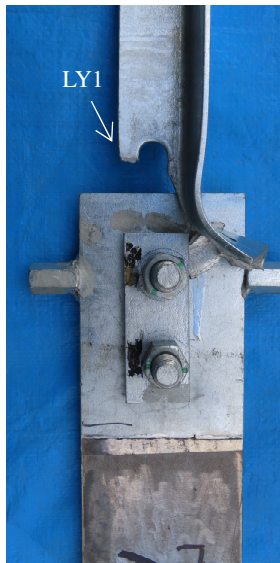
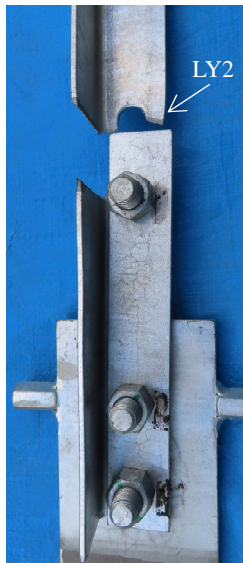


図 5.3.2 試験体の破壊状況（無補強）



(a) B\_L100



(b) B\_L235

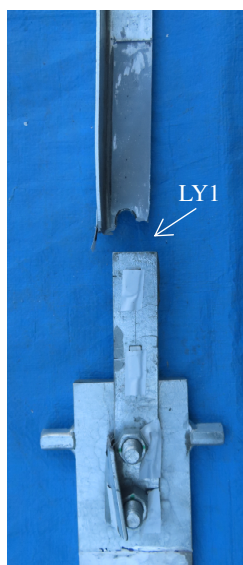


(c) B\_L335

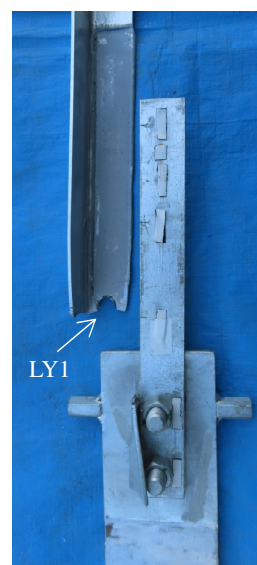
図 5.3.3 試験体の破壊状況（ボルト補強）



(b) G\_L100

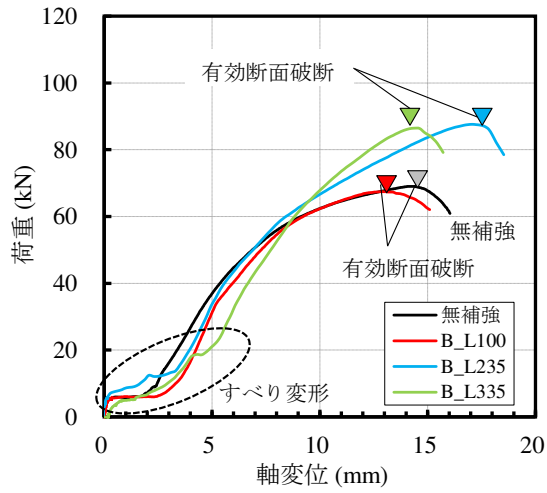


(c) G\_L235

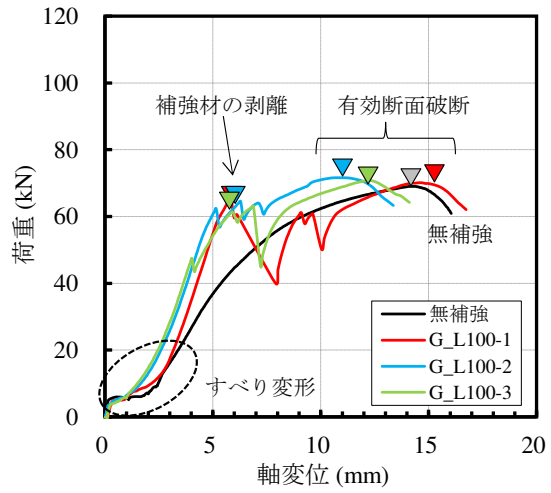


(d) G\_L335

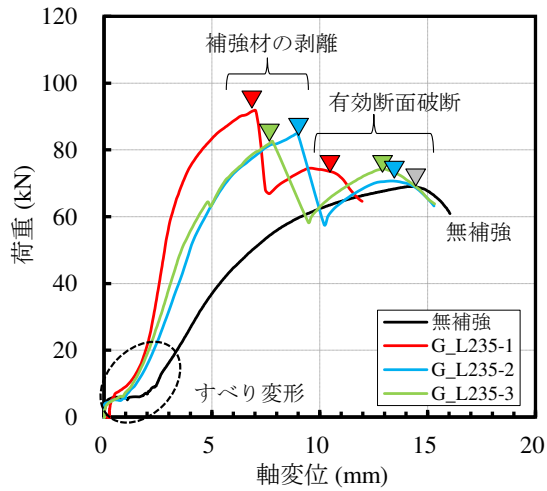
図 5.3.4 試験体の破壊状況（接着補強）



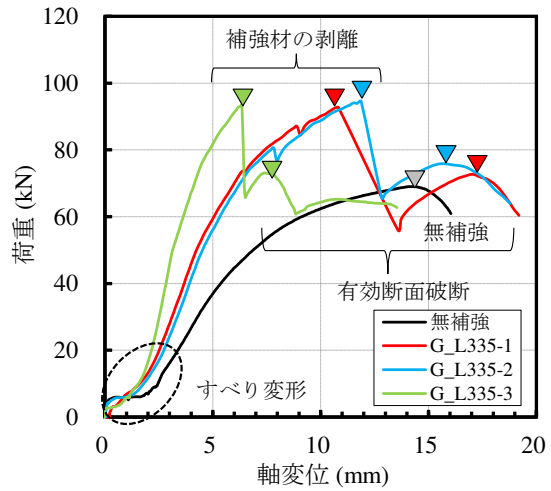
(a) ボルト補強



(b) 接着補強 G\_L100



(c) 接着補強 G\_L235



(d) 接着補強 G\_L335

図 5.3.5 荷重—変位関係

### 5.3.2. 材軸方向の歪分布

試験体に添付した歪ゲージの計測値から山形鋼および補強材の損傷傾向を分析する。図 5.3.6 には最大荷重または剥離荷重を発現するまでの山形鋼と補強材の歪ゲージ計測値を荷重毎に 3 段階で示している。それぞれ左図が山形鋼平板部、右図が補強材の歪で、横軸は歪計測値  $\varepsilon(\mu)$  を、鋼材降伏歪  $\varepsilon_y(\mu)$  で除した無次元化歪（塑性率）を示し、上図の荷重－変位関係図には該当荷重の位置を示す。

同図(a)に示すように、ボルト補強 B\_L335 では、最大耐力に達するまで補強材先端ボルト孔縁の山形鋼側の歪のみが徐々に増加している。補強材は先端部のみならずガセットプレートと接続されている既設第一ボルト孔付近においても塑性変形は観測されず、補強材はほとんど応力を分担せず、山形鋼の先頭ボルト孔縁のみに損傷が集中している。

一方で、同図(b)に接着補強 G\_L335 の歪分布を示す。最大耐力に達する過程で、山形鋼軸部および既設第一ボルト孔縁の補強材が塑性化している様相がみられる。なお、同図に示す塑性化部（非補強部の軸部）の歪ゲージによる塑性率が後述する図 5.4.11 に示す FEM 解析結果より過小になっているが、同試験体では接着が健全とみられる試料 3 の剥離時の軸伸びが実験・解析ともに 4～5mm 程度であったことから、塑性化部の塑性率は図 5.4.11 に示す値程度に達していたと考えられる。降伏後の降伏棚に相当する歪硬化前の 0.2～3%程度の歪領域では軸部の塑性化が均等に進展せず、歪ゲージ貼付位置の数値が塑性化部全域の平均塑性歪と一致しない現象も良く見られることから、図 5.3.6 (b)の歪ゲージ計測値は部分的な過小値を示している可能性がある。それでも図 5.3.6 (b)では G\_L335 において非補強部の軸部が明確な塑性化を示している点で有用なデータを与えているといえる。よって、補強長さを一定程度確保すれば、軸部側の接着面が全面剥離するまでの間は、第一ボルト孔周辺の山形鋼有効断面部の局所的な損傷集中破壊を回避し、軸部の塑性変形性能を向上させることができているといえる。また、補強材先端部の山形鋼平板部の歪も増加していることから、断面急変部となる同個所近傍の接着剤が鋼材の塑性変形に追従できなくなったことが要因で接着面が全面剥離を生じたと推定される。接着面の剥離に関しては、5.4 節の有限要素法解析からその様相を分析する。

### 5.3.3. 接着面の剥離状況

図 5.3.7 に接着補強試験体の実験後の接着面の剥離状況を示す。同図に示すように、山形鋼側には接着剤が残存して付着していない状態や山形鋼側および補強材側の両面に接着剤が残存して付着している状態が観測できる。それらの接着部の破壊形式は、前者は「山形鋼と接

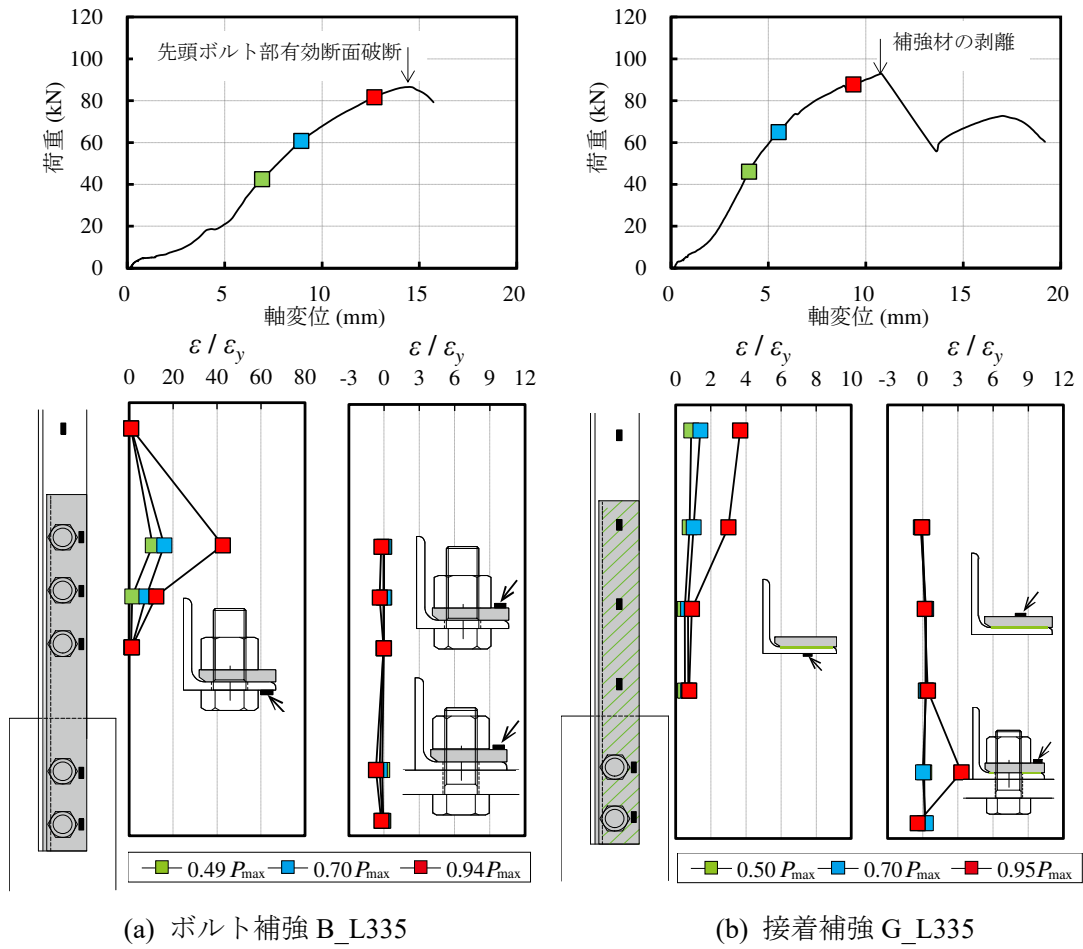


図 5.3.6 山形鋼平板部と補強材の歪推移

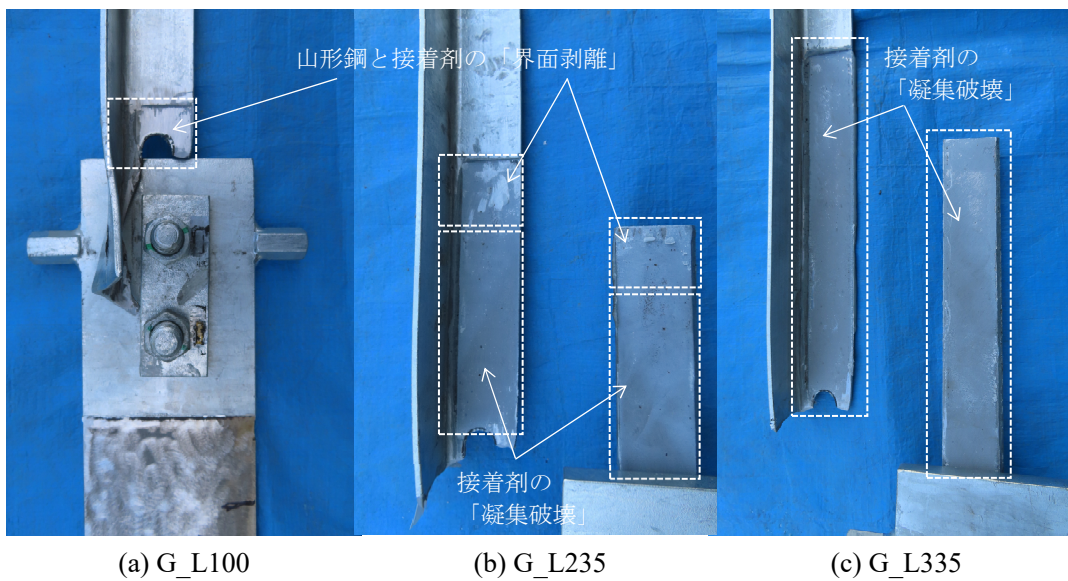


図 5.3.7 接着面の剥離状況

着層の界面剥離」，後者は「接着剤の凝集破壊」であるといえる<sup>5.15)</sup>。特に，G\_L100 は試料すべて界面剥離が観測され，山形鋼素地の露出が特に著しかった。また，G\_L235 や G\_L335 において，両者が混在する場合には，軸部側の補強材先端付近に界面剥離が観測された。

#### 5.4. 接着補強試験体の数値解析的検証

本節では前節までの接合部実験における接着補強試験体の詳細な歪分布性状の傾向分析を目的に，汎用有限要素法プログラム Adina ver.9.6 を用いた弾塑性数値解析（以降，FEM 解析）を実施する。

##### 5.4.1. 有限要素法解析モデルの構築

接着補強試験体の再現解析モデル構築に際し，最初に無補強試験体の再現解析モデルを構築し，そのモデル化方法の妥当性を検証する。

図 5.4.1 に無補強試験体の FEM 解析モデルの概要図を示す。試験体の対称性を考慮し，本研究では試験体全長の半分をモデル化したハーフモデルとし，G.PL およびボルト・ナット部分はそれらを一体化したモデル（以降，治具部）とする。解析モデルは 3 次元ソリッド要素により構成され，山形鋼部は 20 節点 6 面体要素とし，材料特性は本研究で使用した素材引張試験結果を新応力－新歪関係に変換し，それを多項式近似したものを用い，材料の降伏条件は Mises 降伏条件および等方硬化則に従うものとした。治具部は 8 節点 6 面体要素の弾性要素としてモデル化した。山形鋼部と治具部の間では，摩擦およびボルト導入張力は考慮せず，接触のみを考慮する。無補強試験体の有効断面破断時および接着補強試験体の接着面剥離時には，ボルト軸部は支圧状態となっていたため，本解析では支圧状態に移行する過程のすべり変形は再現せず，初期段階から支圧状態とする。境界条件は図 5.4.1 中に示すように，試験体中央部の断面はその重心位置に配置された節点 P に剛体要素を介して接合されている。また，治具部の端部はその断面の重心位置に配置された節点 Q に剛体要素を介して接続され，節点 Q に強制変位を与えることで荷重を再現した。

図 5.4.2 に解析結果と実験結果を比較して示す。実験結果の荷重－変位関係は，すべり変形が終了したと推定される 20kN 時と 30kN 時を結んだ直線と横軸の交点の軸変位量分をオフセットし，すべり変形を除いており，最大耐力時を◇印で示している。同図に示すように，最大耐力に至るまでの荷重－変位関係が概ね対応しており，解析モデルの妥当性が確認できる。

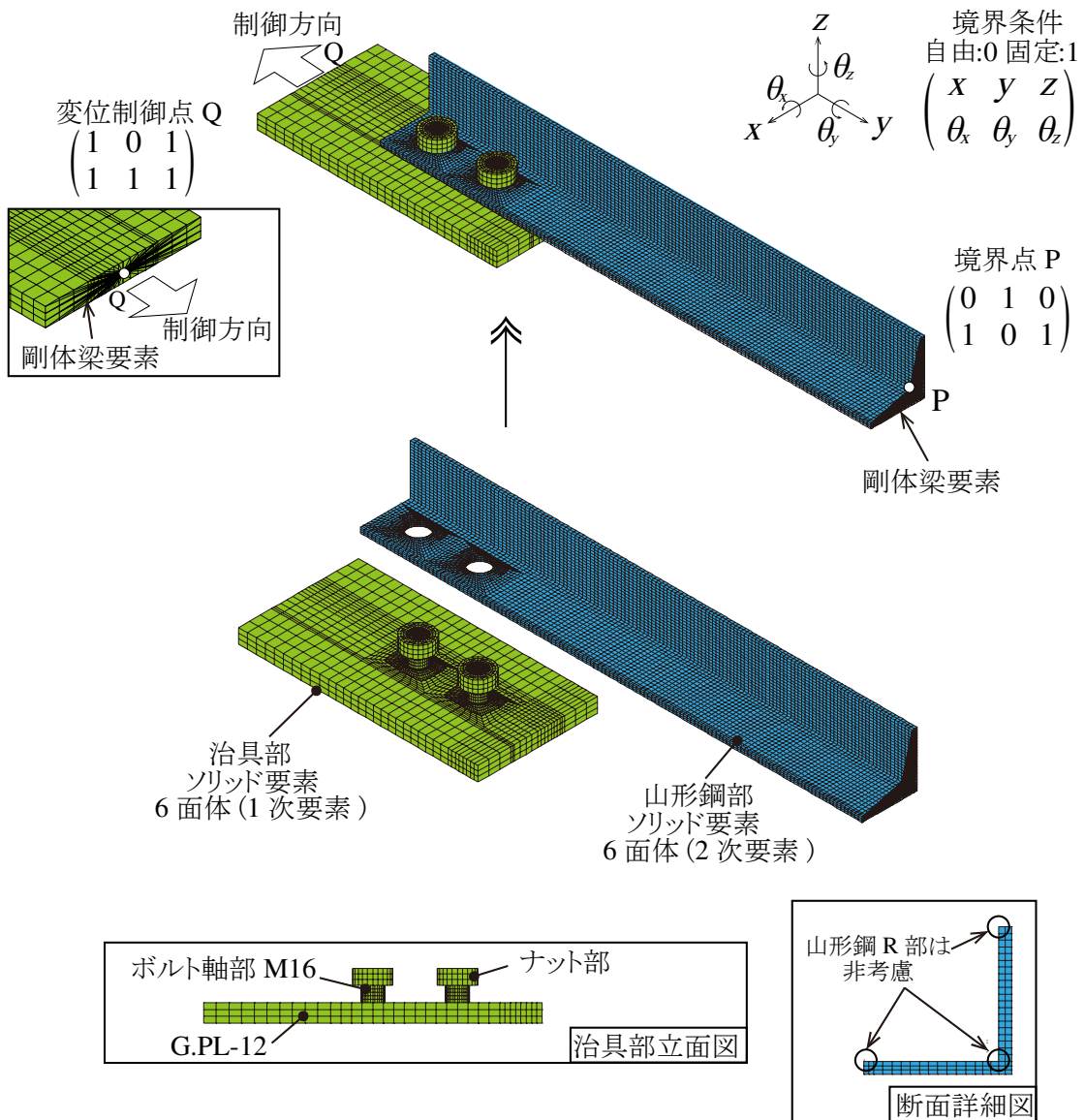


図 5.4.1 有限要素法解析モデルの概要図（無補強試験体）

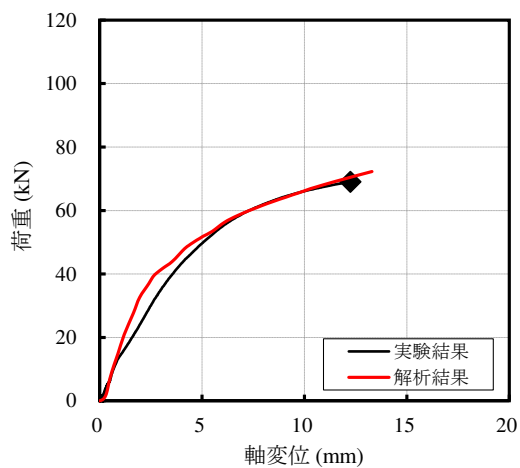


図 5.4.2 無補強試験体の解析結果と実験結果の比較（荷重－変位関係）

続いて、上述した無補強モデルに、補強材部および接着層部を追加したモデル化を施し、接着補強試験体の再現解析モデルの構築を進める。

図 5.4.3 に接着補強試験体の FEM 解析モデルの概要図を示す。補強材部は 20 節点 6 面体要素とし、本実験の使用鋼材の材料非線形を考慮したモデル化とした。接着層部は、文献<sup>5.15)</sup>を参考に、8 節点 6 面体要素の弾性要素としてモデル化し、ヤング率  $E=1500\text{N/mm}^2$ 、ポアソン比  $\nu=0.34$  とした。接着層の厚さは、図 5.4.4 に示すように、実験後に保管していた G\_L335-3 の、接着破壊を生じた側の接合部の山形鋼側および補強材側の接着面に残存していた接着剤厚みをデジタル膜厚計で計測した結果が 0.3mm 程度、接着破壊を生じなかった側の接合部の接着層を金尺で目視確認した結果が 0.5mm 程度であったことを鑑み、本解析では全てのモデルで 0.4mm が接着面全面に均一に塗布されていることを仮定した。また、接着層はその応力状態の再現性を考慮し、鋼材部分と比べて細かいメッシュサイズ（補強材の材軸方向先端部は最小で 0.1mm 角）でモデル化し<sup>5.15)</sup>、メッシュパターンの異なるボリューム間の接触面に該当するサーフェスを Adina に実装されている Glue Mesh 機能を用いて付帯拘束接合した。

荷重－変位関係について、図 5.4.5(a)~(c)に接着補強モデルの解析結果と最大耐力 (= 剥離荷重、◇印) に至るまでの実験結果をそれぞれ実線として比較して示す。同図に示すように、実線で示した解析結果-O は、実験値の中で実線にて示した試料 G\_L235-1 および G\_L335-3 と概ね対応しており、その妥当性が確認できる。

一方で、実験値の中で点線にて示した G\_L100-1~3 の試料 3 体、G\_L235-2,3 と G\_L335-1,2 の試料それぞれ 2 体は、最大荷重に至るまでの剛性が実線で示した解析結果-O よりもやや低い。これを踏まえて、実験において剛性のバラつきが生じた要因を解析的に検討した結果を同図中に点線で解析結果-N として示している。解析結果-N は、図 5.4.6 左（青色着色部）に示すようにボルト孔周辺部の接着層部の構成要素のヤング係数を微小 ( $1\text{N/mm}^2$ ) とすることで、同箇所の接着剤の付着が良好でなかった状態を便宜的に再現した解析モデルの結果である。同図に示すように、点線で示す解析値は点線の実験値とよく対応している。また、G\_L235 と G\_L335 に関して、補強材の第一ボルト孔縁の実験での歪履歴計測値と解析値をそれぞれ比較したものを図 5.4.6 に示す。同図に示すように、ボルト孔周辺を接着不良としたモデルでは、計測値にばらつきはあるものの、同箇所の塑性化がより進行する場合がみられる実験結果の傾向とも概ね対応することも確認できる。よって、実験時の剥離荷重に達するまでの剛性のばらつきは、ボルト孔周辺部の接着剤の付着品質誤差（接着層に空隙を含んでいたことによる接着不良、主剤と硬化剤の練り混ぜ不足等による品質不良）が主な要因と推定される。

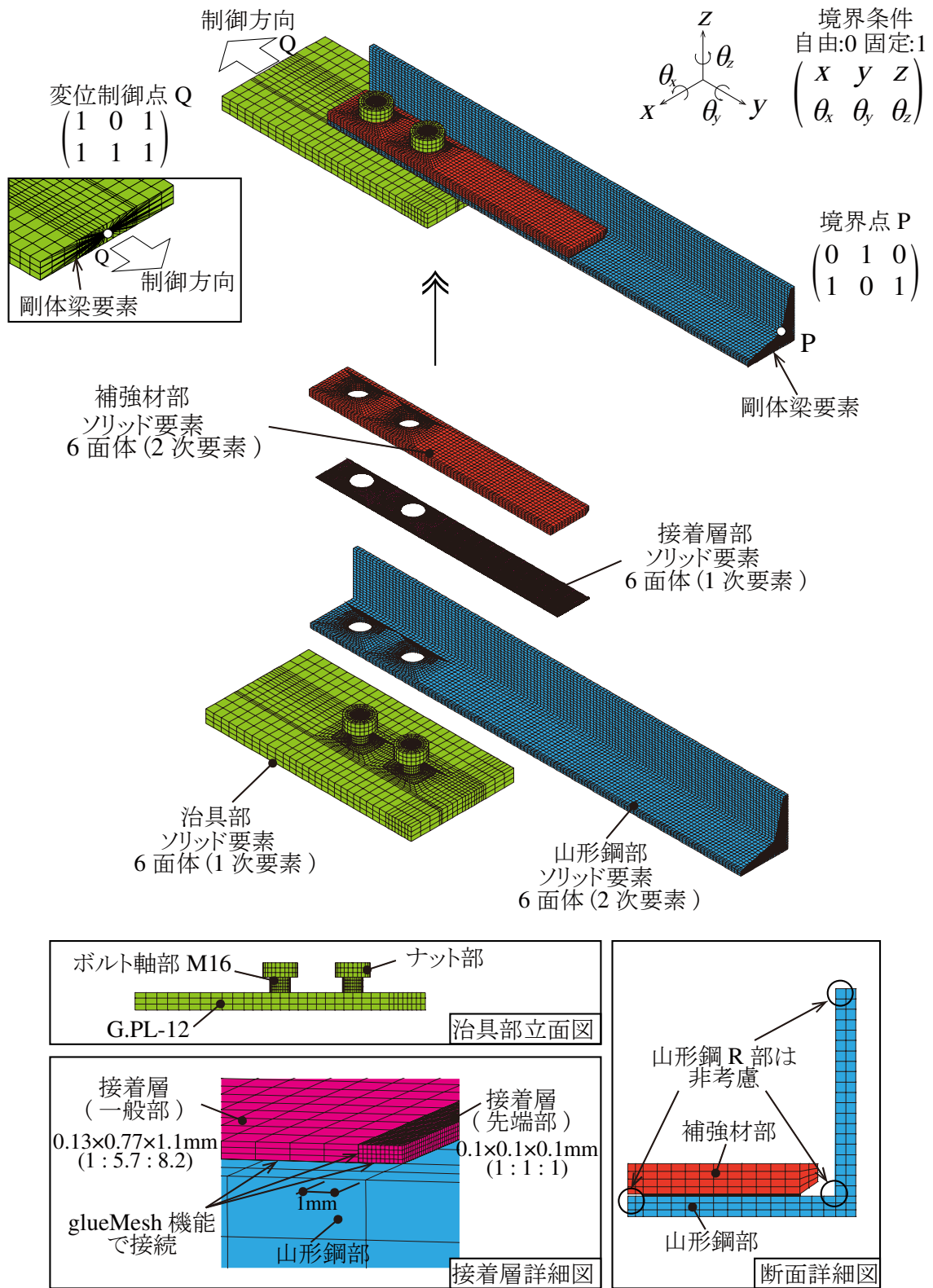
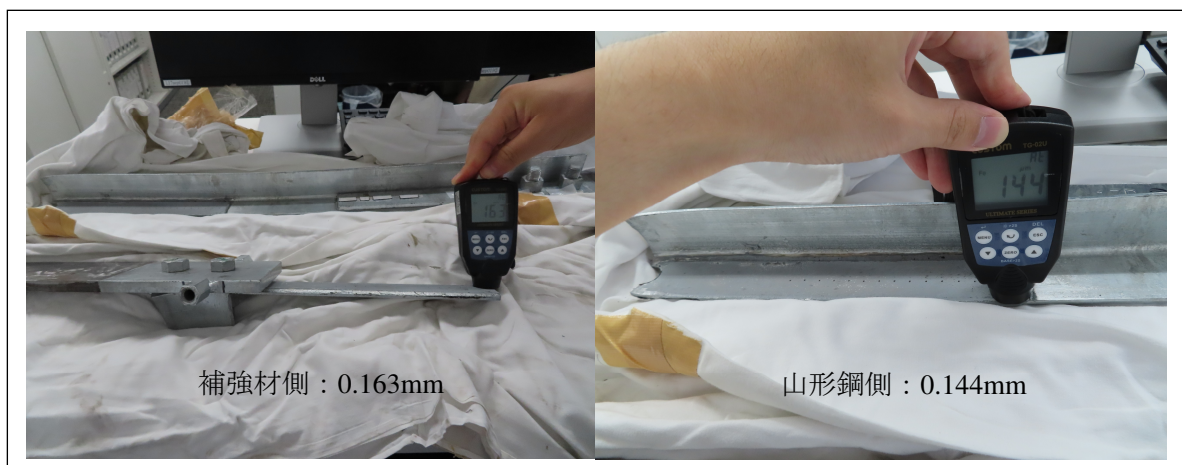


図 5.4.3 有限要素法解析モデルの概要図 (接着補強試験体)



$0.163\text{mm} + 0.144 = \text{約 } 0.3\text{mm}$

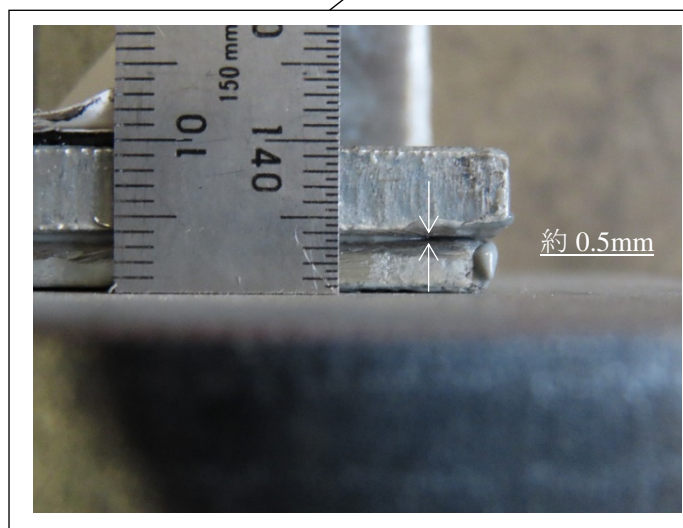
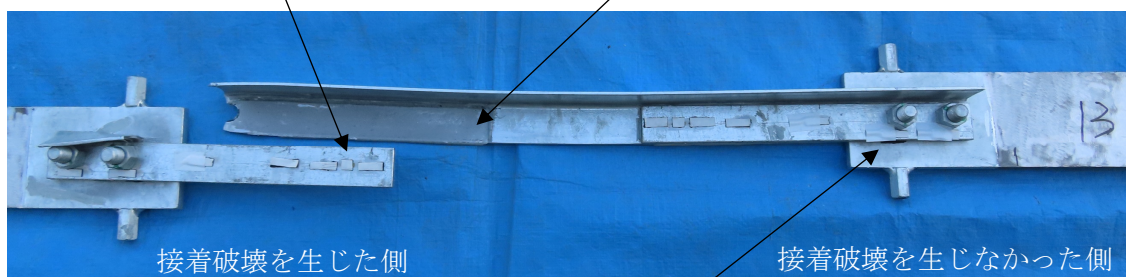
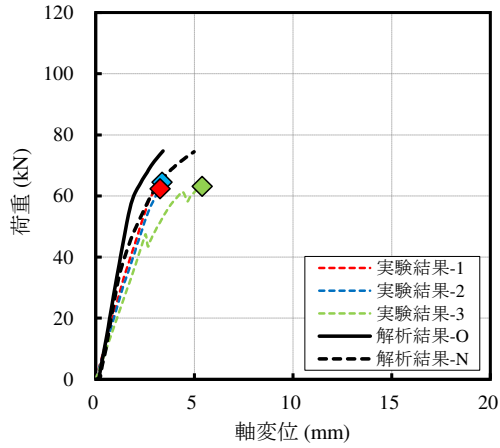
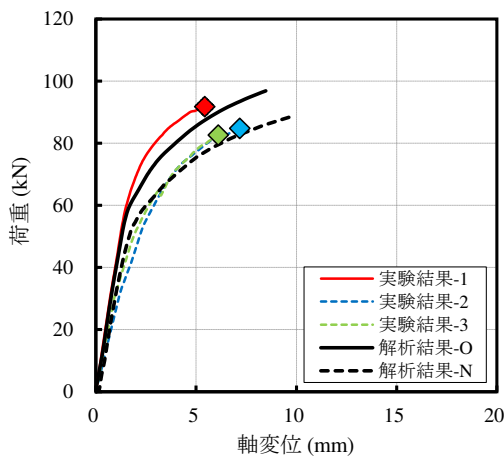


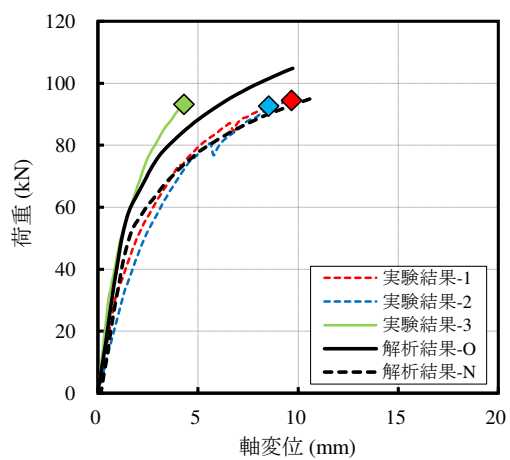
図 5.4.4 接着層厚の計測状況



(a) G\_L100

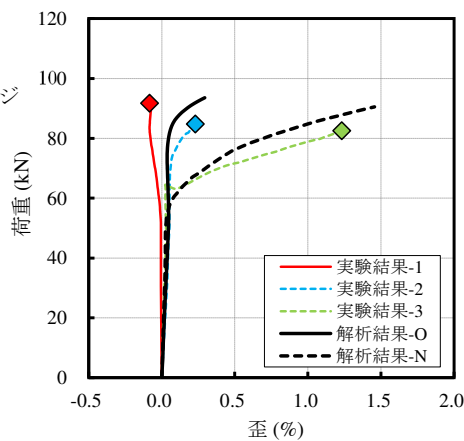
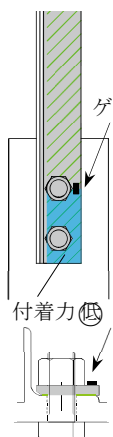


(b) G\_L235

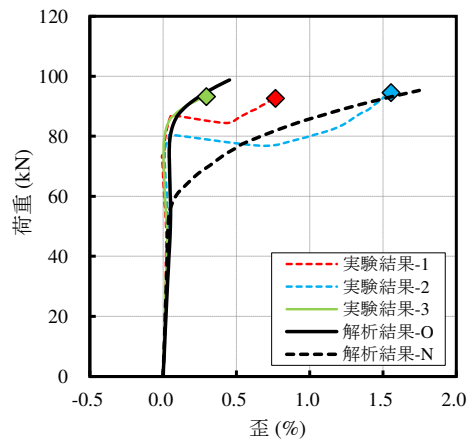


(c) G\_L335

図 5.4.5 解析結果と実験結果の比較 (荷重-変位関係)



(a) G\_L235



(b) G\_L335

図 5.4.6 解析結果と実験結果の比較 (補強材ボルト孔縁の歪推移)

5.2.4 項で述べたように、接着補強試験体の製作において、ボルトの締め付け作業は接着剤硬化後に実施したが、上述したボルト孔周辺部の付着具合の不良の要因が、同施工手順によりナット直下の接着層が圧壊したことによるものかどうかを考察する。

締め付けトルク  $T=46\text{N}\cdot\text{m}$ 、ボルト軸径  $d=1.6\text{cm}$ 、トルク係数  $k=0.15$  とすると、ボルト導入張力  $N$  は約  $18.8\text{kN}$  と求まる。また、ボルトが緊結することでナット接触面から鋼材面を介して作用する接着層への有効圧縮面積  $A$  は、ナット接触面から鋼材板厚方向へ  $45^\circ$  方向に広がる領域として図 5.4.7 に示す着色部を仮定すると、 $A=464\text{mm}^2$  程度となる。

接着層の破壊は、接着剤に作用する主応力  $\sigma_{pe}$  から評価することができ、後述する 5.4.4 項で別途解説するように、接着剤に作用する垂直応力  $\sigma_{py}$  とせん断応力  $\tau_e$  から評価される。この時、接着層に作用する垂直応力  $\sigma_{py}$  は  $\sigma_{py} = N/A = 40.5\text{N/mm}^2$  と試算され、ボルトの締め付け時は作用するせん断力  $\tau_e$  は  $\tau_e = 0$  であり、主応力  $\sigma_{pe}$  と垂直応力  $\sigma_{py}$  は同値と考えられる。

本実験における接着剤の破壊主応力の指標値は、後述する 5.5.1 項で示すように  $71.8\text{N/mm}^2$  であり、 $40.5\text{N/mm}^2$  はその 6 割程度であるため、ボルト締め付け時にナット直下の接着層が圧壊した可能性は低いとみられる。

したがって、実験時の剥離荷重に達するまでの剛性のばらつきは、先述したように、ボルト孔周辺部の接着剤の付着品質のばらつき（接着層に空隙を含んでいたことによる接着不良、主剤と硬化剤の練り混ぜ不足等による品質不良など）が主な要因と推定される。ただし、締め付けトルクが今回よりも過大な場合には圧壊する可能性もあるため、施工手順等は品質に差が生じる要因となりえると考えられ、接着補強の実用化に向けた重要な要点といえる。

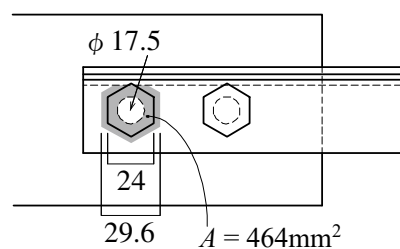


図 5.4.7 ボルト締め付けによる有効圧縮面積

#### 5.4.2. 歪分布性状に着目した補強効果の分析

前節で構築した FEM 解析モデルに基づき、歪分布性状や塑性変形性能の評価、接着剤に作用していた応力分布傾向を検証し、接着補強の特性分析を進める。

接着補強有無での主要断面の载荷軸方向の歪分布を比較検証する。図 5.4.8 に、第一ボルト位置の山形鋼断面および補強材断面、軸部の山形鋼断面の軸歪分布を、I: 無補強最大荷重前、

II：無補強最大荷重時，III：剥離荷重前，IV：剥離荷重時の段階毎に，無補強と G\_L235-O を比較して示す。同図では山形鋼断面は突出脚の部分を展開して示している。また，同図中には上述したボルト孔周辺部の接着不良を再現したモデル G\_L235-N の結果も参考として併せて示している。無補強の場合，I：無補強最大荷重前に既に平板部のボルト孔縁のみに歪集中の兆しがみられ，II：無補強最大荷重時には軸部は弾性状態のままボルト孔縁が局所的に塑性化し，変形の大部分がボルト孔縁部に集中している様相がみられる。

一方で，接着補強 G\_L235-O では，II：無補強最大荷重時において山形鋼軸部が塑性化し始めている様子がみられ，IV：剥離荷重に至る過程で孔縁部の山形鋼，補強材および山形鋼軸部は，同程度塑性化が進展している。第一ボルト部断面の山形鋼断面に着目すると，無補強と比べて平板部と突出脚との引張歪分布の偏りが小さく，平板部のボルト孔縁のみの損傷集中が緩和していると言える。これは，突出脚の有効部長さが無補強よりも相対的に増加していると解釈でき，材軸上に補強材が接着付加されたことで，図 5.4.9 に示すように面外偏心  $e_x$  および面内偏心  $e_y$  が低減された効果と考えられる。また，補強材のボルト孔縁も山形鋼平板部の孔縁と同程度塑性化していることから，ボルト支圧力の一部が補強材に分散していると考えられる。また，ボルト孔周辺部が接着不良モデルの G\_L235-N においても，軸部側で補強材が接着されていれば，ボルトの支圧状態は維持され補強材への応力分散効果は機能し，山形鋼のボルト孔縁部の応力集中は緩和されている様子が同様にみられる。なお，G\_L100 のようにボルト孔周辺の接着のみでは，山形鋼平板部のボルト孔周辺の塑性化進行に伴って早期に全面が剥離し，補強効果のないボルト補強 B\_L100 と同じ状態になる恐れがあるため，本補強形式では軸部側にある程度の接着長さを確保する必要があると考えられる。

図 5.4.10 に，G\_L235-O の第一ボルト前方の接着面中央の山形鋼と補強材の軸方向歪分布を抽出して示す。同図(a)に示すように，山形鋼軸部が弾性範囲内の荷重段階の状況を見ると，接着範囲内では山形鋼の軸歪は軸部側の歪より小さい一方で，補強材の軸歪は先端部から約 25mm にかけて徐々に増加し，25 ~ 125mm の範囲でほぼ一定値に収束する傾向がみられる。試験体の面外たわみによる曲げ歪の影響を含むため，山形鋼と補強材の軸歪が同一値に収束はしていないとみられるが，その範囲では補強材が山形鋼に定着し，合成断面として一体的に変形しているとみられる。また，同図(b)に示すように，山形鋼軸部の塑性化が進行する荷重段階では，断面急変部となる接着面先端部の山形鋼の塑性化も進行しており，同箇所から接着面が全面剥離したと推察される。接着面の破壊に関しては，以降の 5.4.4 項において接着層に作用した応力に着目して別途詳細に検証する。

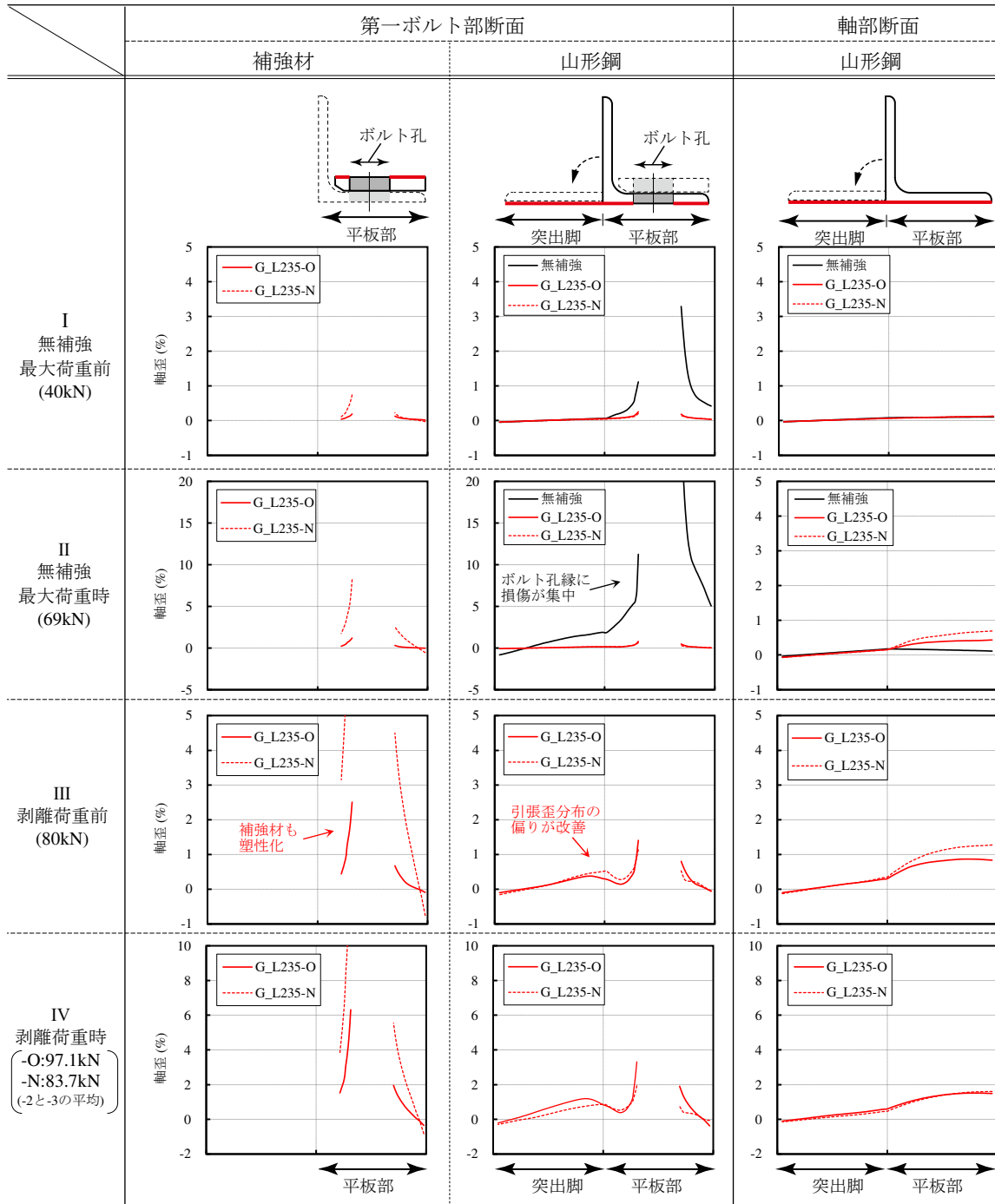
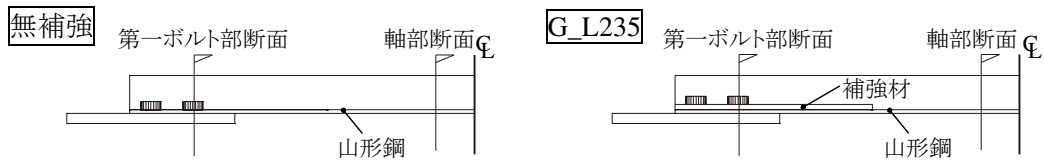


図 5.4.8 主要断面内の材軸方向歪

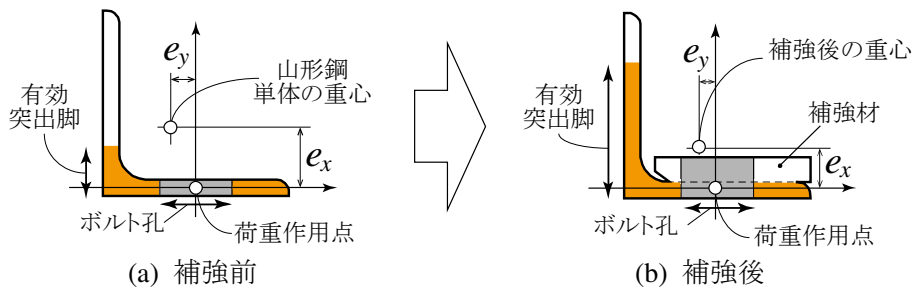
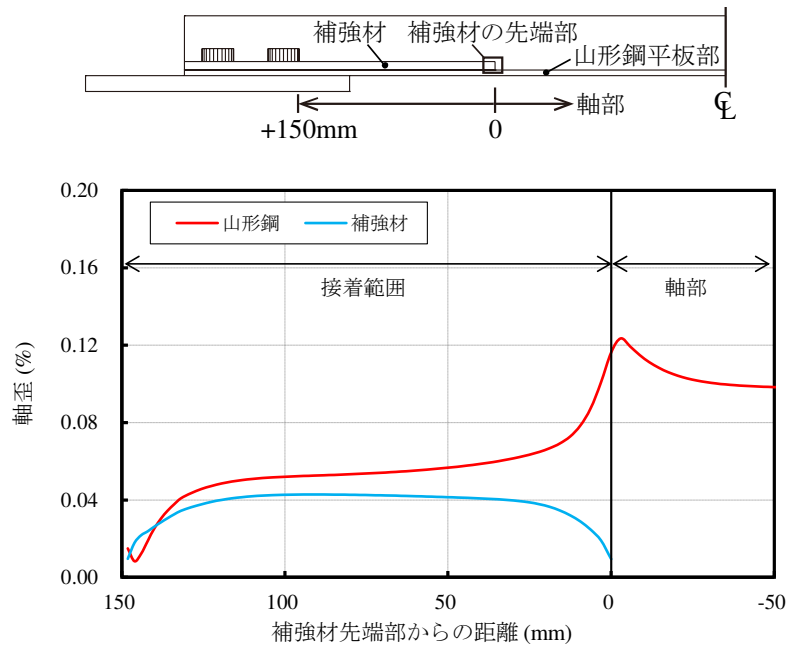
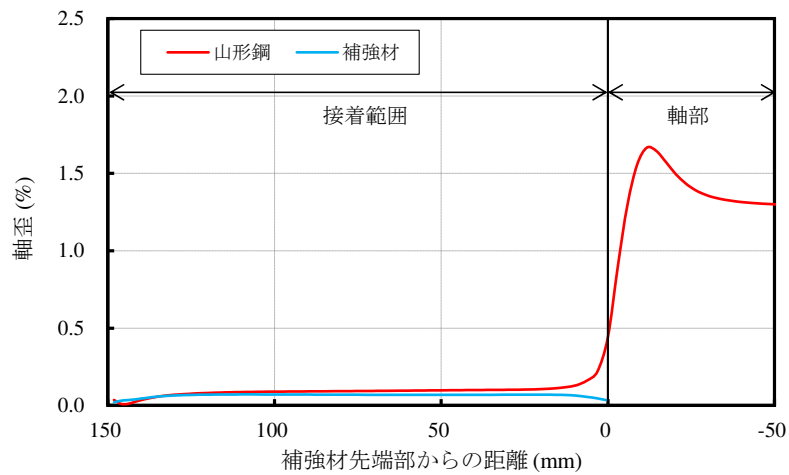


図 5.4.9 偏心量緩和の概念図



(a) 軸部弾性時



(b) 軸部降伏後

図 5.4.10 山形鋼平板部と補強材の軸方向歪分布

### 5.4.3. 塑性変形性能の評価

以上までから、軸部側に補強長さを確保すれば、軸部側接着面が全面剥離するまでは、偏心引張の緩和および補強材の応力分担により山形鋼の第一ボルト孔縁の損傷集中破壊が改善され、山形鋼軸部の変形性能を改善できる傾向を確認できたが、その補強効果を最大耐力値やボルト孔縁の局所的な変形量ではなく、山形鋼軸部の塑性変形性能として式(5-4)で定義する塑性率 $\mu$ <sup>5,7)</sup>として定量的に検証する。軸部の代表軸変形量は、図 5.4.11 中に示す平板部中央点の载荷軸方向変位とし、実験での剥離荷重値までの変位量の解析値を参照する。

$$\mu = \left( \frac{\Delta L_b}{L_b} \right) / \left( \frac{\sigma_y}{E} \right) \quad (5-4)$$

ただし、

$\Delta L_b$  : 接着範囲を除いた軸部の平均軸変形量

$L_b$  : 接着範囲を除いた軸部の初期長さ

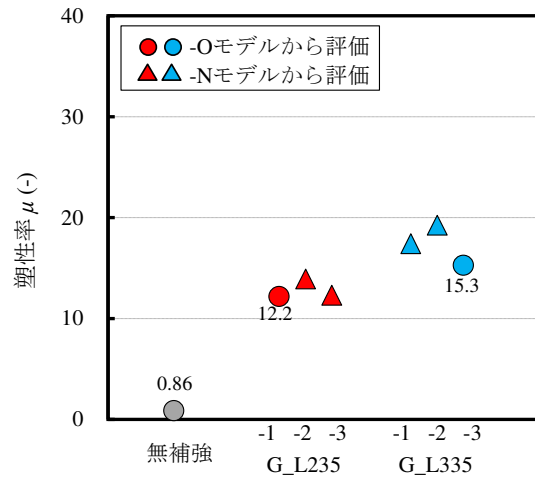
$\sigma_y$  : 山形鋼の降伏応力度

$E$  : 鋼材のヤング率

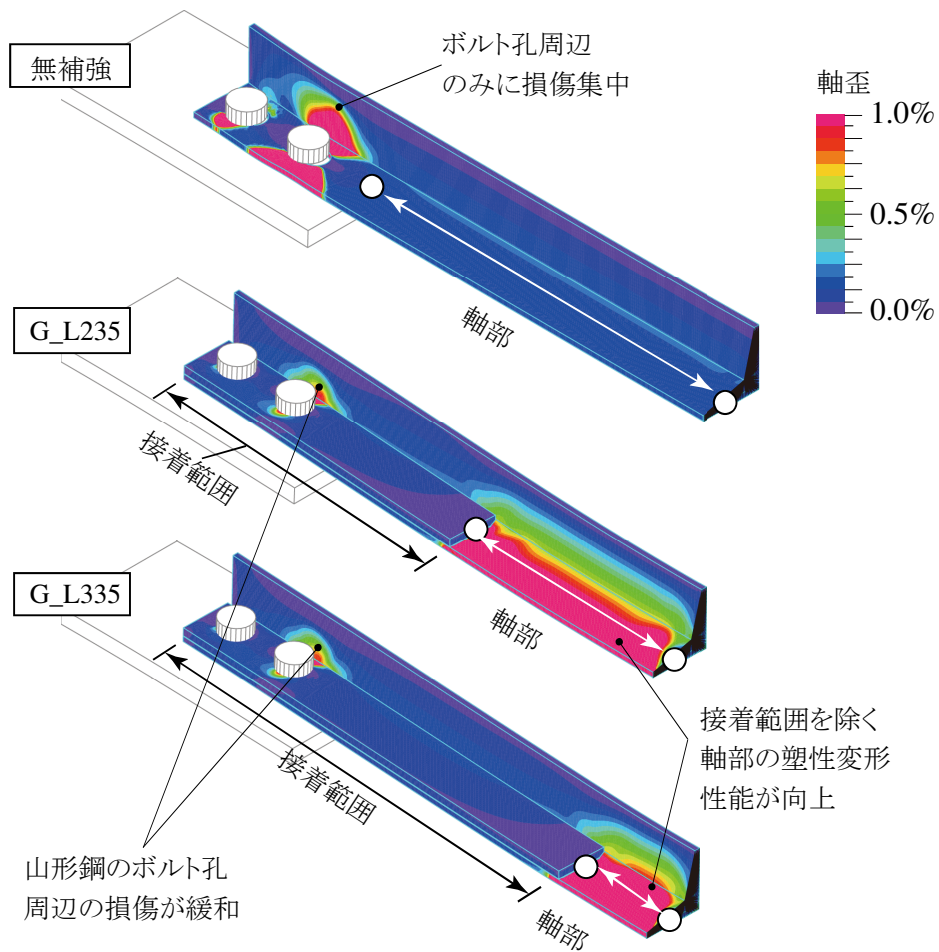
図 5.4.11 に無補強および実験で補強効果が確認された G\_L235 および G\_L335 の塑性率の評価結果を、終局時の材軸方向歪のコンター図と併せて示す。無補強では、第一ボルト断面のボルト孔端面をボルト軸部が支圧することにより局所的に塑性変形が集中してしまい、軸部は塑性変形していないため塑性率は 1 以下となっている。

それに対して、G\_L235-1 と G\_L335-3 では、第一ボルト断面部の損傷集中が緩和された一方で、軸部の塑性変形が進行しており、接着範囲を除いた部材長さにおける塑性率が 12 以上となり、軸部の塑性変形能力が大幅に改善していることが確認できる。同図中には、ボルト孔周辺の接着不良を再現した解析モデル(-N)から評価した G\_L235-2, -3 と G\_L335-1, -2 の結果も併せて示しているように、ボルト孔周辺が接着不良の場合でも、軸部の変形性能の改善効果が大きく低下することはない結果であった。

なお、G\_L235-1 (最大耐力 91.7kN, 塑性率 12.2) と G\_L335-3 (最大耐力 93.6kN, 塑性率 15.3) を比べると、補強長さの長い G\_L335-3 の方が接着破壊に伴う最大耐力および塑性率がわずかに大きい結果であったものの、本結果のみからは補強長さに比例して補強効果が向上していくかどうかは断定できない。そこで、補強長さと補強効果の関係性は、次節で解析的解明を試みる。



(a) 塑性率の評価結果



(b) 終局時のコンター図

図 5.4.11 塑性変形能力の評価結果

#### 5.4.4. 接着層の応力分布

補強効果を決定づける軸部側の接着面剥離について、接着剤に作用する応力からその性状を検証する。

土木学会の FRP 接着による構造物の補修・補強指針（案）<sup>5.16</sup>では、接着剤の最大主応力に着目した接着部の破壊予測手法として式(5-5)が示されている。同式は、接着剤に作用する主応力がある値に達した時に接着部が破壊することを判定する評価手法であり、本実験で観測された接着部の破壊形式が「鋼材と接着剤の界面剥離」や「接着剤の凝集破壊」のような接着剤に生じる応力が関係する場合において適用可能とされている<sup>5.15</sup>。

FRP の端や鋼部材の不連続位置の接着剤に作用する最大主応力を用いた評価は、海外のガイドラインの剥離の照査として既に利用されており<sup>5.17</sup>、同式からは接着剤に生じる垂直応力が圧縮の場合、垂直応力が引張の場合と比べて、剥離破壊に達するまでの荷重が増加する傾向も説明できる。

$$\sigma_{pe} = \frac{\sigma_{py}}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_{py}}{2}\right)^2 + \tau_e^2} = \sigma_{pcr} \quad (5-5)$$

ただし、

- $\sigma_{pe}$  : 接着剤に生じる主応力
- $\sigma_{py}$  : 接着剤に生じる垂直応力
- $\tau_e$  : 接着剤に生じるせん断応力
- $\sigma_{pcr}$  : 接着剤の破壊主応力

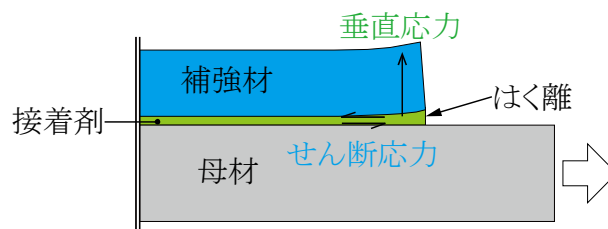
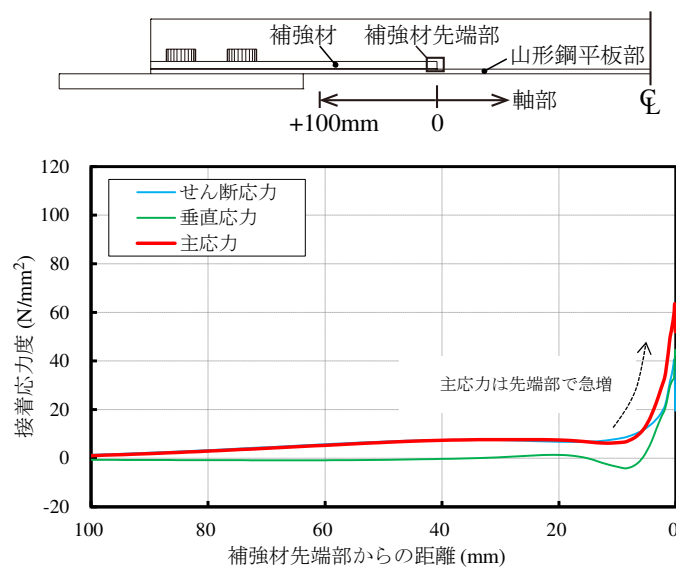


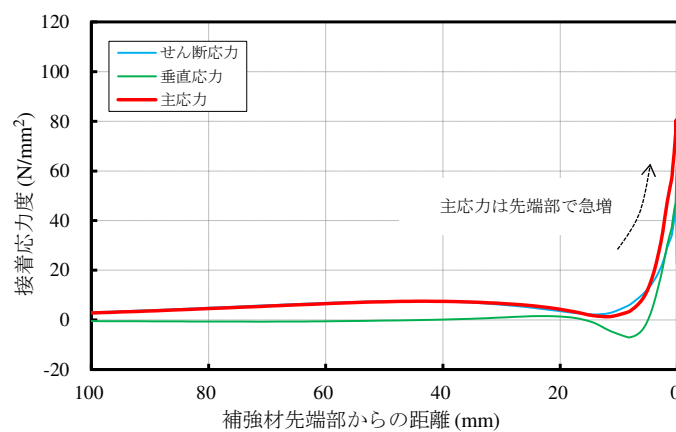
図 5.4.12 接着剤の作用する応力の概念図

解析結果から実験での剥離荷重に達した時点の補強材接着面中央位置の接着層部に生じるせん断応力および垂直応力を材軸方向に渡って抽出し、式(5-5)より主応力の軸方向分布を確認することで接着破壊の起点を検証する。なお、接着剤に生じる応力は、図 5.4.3 に示す接着層先端部は全 4 層の内の補強材側から 2 層目、一般部は全 3 層の内の中央の層の要素から抽出した。以降の検討でも同様である。

図 5.4.13 に接着剤に生じる各応力の抽出結果を示す。同図に示すように、接着剤に生じるせん断応力および垂直応力分布は補強材の先端部で急激に増加しており、特に垂直応力は先端部に近い範囲での変化の割合が大きい。そして、それらの応力分布からも明らかなように、主応力も先端部で急増している。これは、図 5.4.10(b)に示したように、接着面先端部の山形鋼の塑性変形進行も起因していると考えられる。ボルト孔周辺の接着不良を再現したモデル(-N)でも軸部側の補強材先端部の接着層の応力分布特性は同様の傾向であった。したがって、補強材の先端部の接着破壊が、同材の軸部側接着面の全面剥離の起点になったと考えられる。



(a) No12-1



(b) No13-3

図 5.4.13 剥離時の補強材軸方向の接着応力状態

また、図 5.4.14 には、補強材先端部の幅方向の接着応力状態を示す。同図に示すように、せん断応力は端部ほど高く、垂直応力はフランジ先端側から中央にかけてはほぼ一定で推移しながらフランジ根本側に向かって低下し圧縮力が作用している。これは Z 軸回り（解析モデル図 図 5.4.3 参照）の偏心曲げによる影響と考えられる。

主応力はフランジ根本側から中央付近にかけては概ね一定値となる一方で、フランジ先端側で増加傾向にあり、補強材の剥離はより詳細にみれば補強材先端部の中でも幅方向のフランジ先端側の角が先行剥離した可能性がある。

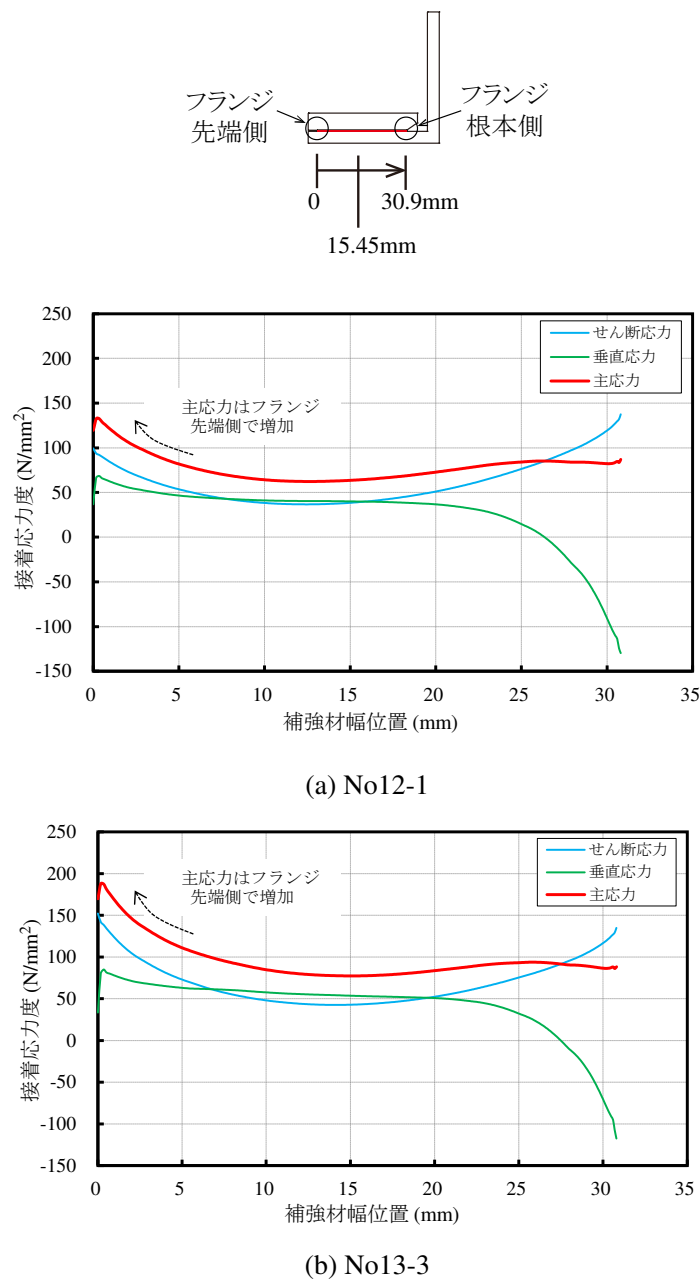


図 5.4.14 剥離時の補強材先端部幅方向の接着応力状態

## 5. 5. 補強効果向上手段の解析的検討

本節では、本補強形式の基礎データ拡充を目的に、前節までの一連の検討で確認できた補強効果をさらに向上させる手段を解析的に検討する。なお、以降の各検討のパラメトリックスタディ解析では、前章で述べたボルト孔周辺の付着状態は、適当な品質管理のもと良好に施工された状態を想定したモデル(-O)での検討を進める。

### 5. 5. 1. 補強長を長くした場合の効果

前節までの一連の検討で補強効果が確認された G\_L235-1 (最大耐力 91.7kN, 塑性率 12.2) と G\_L335-3 (最大耐力 93.6kN, 塑性率 15.3) を比べると、補強長さの長い G\_L335-3 の方が接着破壊に伴う最大耐力および塑性率がわずかに大きい結果であったものの、補強長さに比例して補強効果が向上していくかどうかは断定できず、その傾向を明らかにする必要がある。

そこで、前節の実験よりも補強長さを延長した場合の補強効果に与える影響検証を目的に、補強材長さを、本実験の試験体の中で最長の  $L=335\text{mm}$  から  $50\text{mm}$  ずつ増加させた  $L=385\text{mm}$ ,  $435\text{mm}$ ,  $485\text{mm}$ ,  $535\text{mm}$  とした場合のパラメトリックスタディ解析を実施する。なお、補強範囲を除いた山形鋼軸部長さは G\_L335 と同様  $75\text{mm}$  で一定とする。

各モデルの終局判定は、補強材先端部の接着破壊に起因する剥離と仮定し、接着剤に生じる主応力に着目して、式(5-5)を用いて判定する。本検討では、同式中の接着剤の破壊主応力  $\sigma_{per}$  の指標値は、前節の再現解析モデルを参照し、接着剤に作用する主応力が急増していた補強材先端部の平板部中央に生じる実験での剥離荷重値時の最大主応力を基に、パラメトリックスタディ解析モデルの剥離を照査する。

図 5.5.2 に再現解析モデルから抽出した補強材先端部の剥離荷重時の最大接着応力を示す。各モデルの垂直応力、せん断応力は概ね同程度の値であり、それゆえ最大主応力も概ね同等の数値となっている。そこで、各試験体の平均値から求めた同図中の破壊包絡線を参考に、本検討では  $71.9\text{N/mm}^2$  を接着剤の破壊主応力  $\sigma_{per}$  の指標値として定める。

なお、この指標値は、解析モデル上での接着層厚みや要素サイズの影響も受けると考えられるが、同製品の鋼構造用接着剤を使用している鋼板接着に関する既往研究 (5.13), (5.14) とは、接着作業の熟練度、接着面の仕上げ管理方法などは本実験と同一条件ではないものの、同文献に示されている破壊主応力のバラつきの範囲 (概ね  $60\sim 110\text{N/mm}^2$  程度) に含まれる値であり、同数値は今回の解析モデル構築手法も含め概ね妥当なものと考えられる。

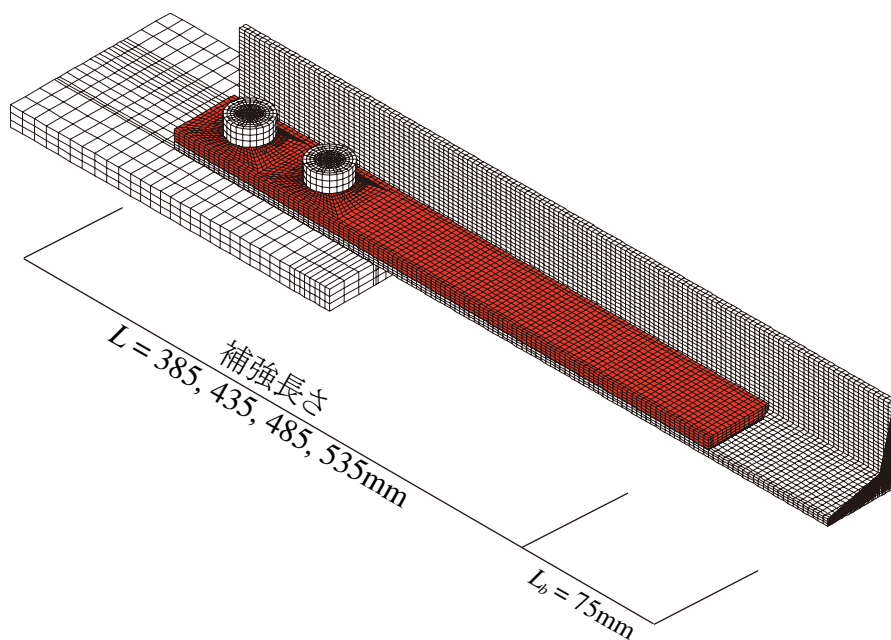


図 5.5.1 補強長さのパラメトリックスタディ解析

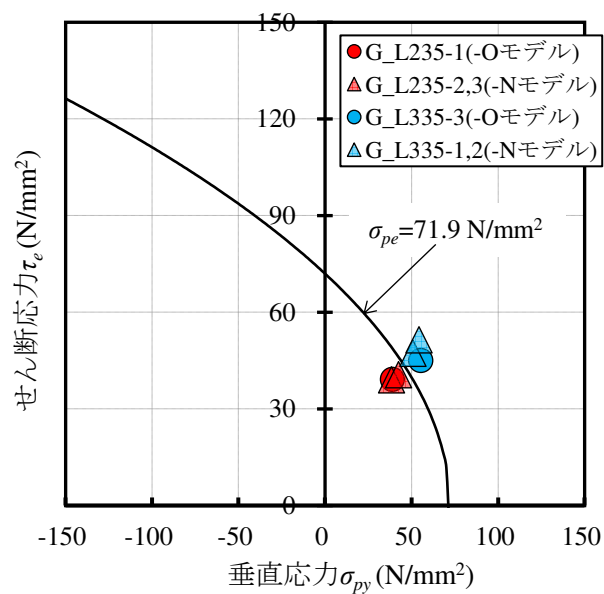


図 5.5.2 接着剤の破壊主応力の評価結果

図 5.5.3 に補強長さと補強効果の関係の解析結果を示す。同図(a)に示す塑性率は式(5-4)より評価した結果である。同図に示すように、補強長さを実験最大長さ 335mm より長くしても、補強材先端部で接着破壊に至るまでの塑性率および最大耐力に顕著な向上はみられない。軸部の山形鋼平板部がある程度まで塑性化した段階で接着剤が塑性変形に追従できなくなり接着破壊に至るが、その過程において補強長さ 335mm 以上では偏心引張の緩和に伴う軸部の山形鋼断面の引張力を負担する有効突出脚の増加は頭打ちとなり、その変化は小さかったことが要因で、補強効果に明瞭な差は生じなかったと考えられる。

この結果は、無補強の偏心接合された山形鋼ブレース接合部の最大耐力に関わる突出脚有効率は、ボルト本数が一定数以上、つまりは平板部の接合部長さが一定以上であると、ほぼ頭打ちとなり最大耐力の差異は小さくなることが検証されている既往研究<sup>5.18)</sup>の傾向と対応しているといえる。

また、通常を送電用鉄塔の腹材では細長比  $L_k/r=100\sim 200$  ( $L_k$ : 部材全長,  $r$ : 弱軸回りの断面二次半径) の部材が多用されていて、断面サイズが本試験体の L45x4 の場合には部材長  $L_k$  は 1000 ~ 2000mm 程度となることを鑑みると、保有耐力接合の条件耐力値を満足させる性能を追求する場合には、補強長さを長くすることでは対応が困難であると言える。

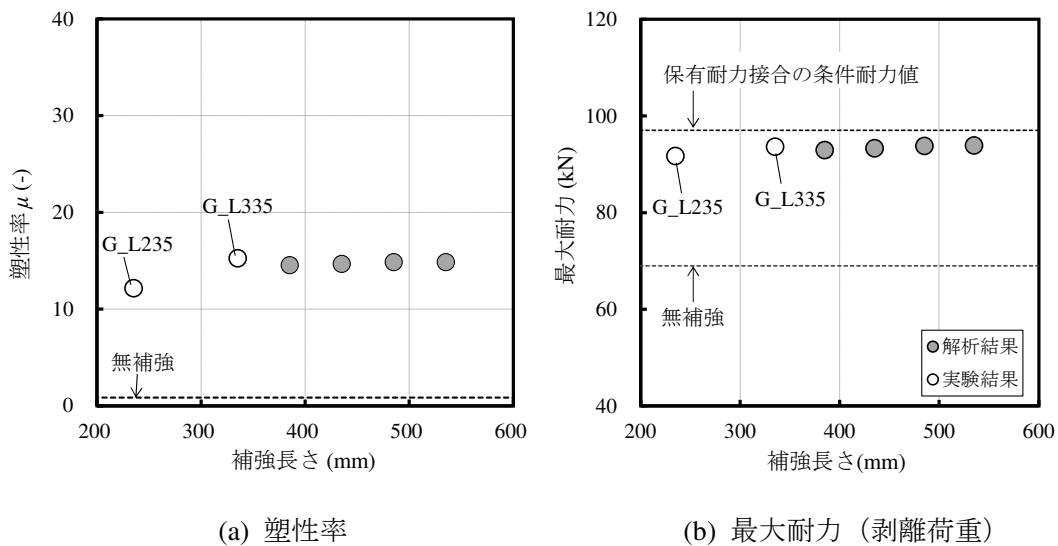


図 5.5.3 補強長さと補強効果の関係

### 5.5.2. 補強材先端部をテーパ形状とした場合の効果

FRP 接着接合に関する文献(5.15)では、補強材である FRP 先端部にテーパや段差を設ける等の手段により、被接着鋼材の応力の変化がスムーズになることで接着剤に作用する応力が低減され、結果として FRP の剥離荷重を改善可能であることが示されている。

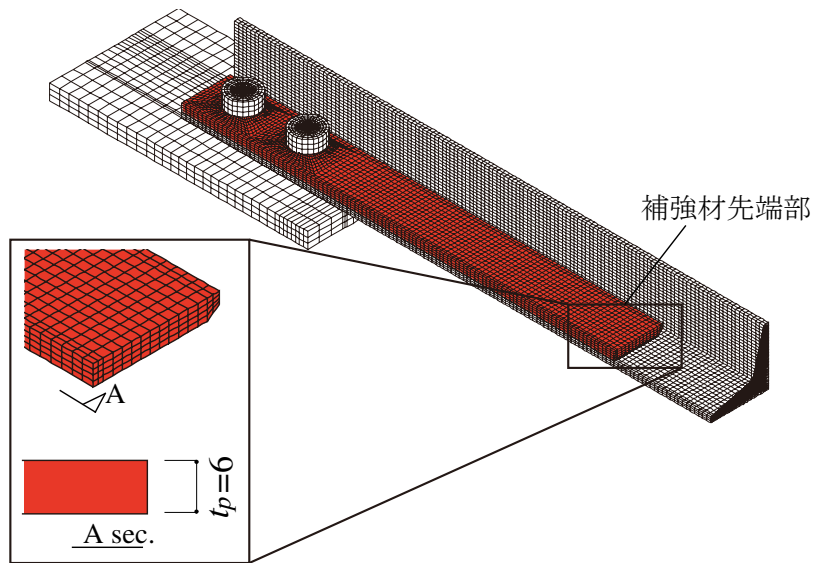
そこで、図 5.5.4(a)に示すように、本補強形式においても同様に補強材先端部にテーパ形状を設けた場合の効果を、試験体 G\_L335 を対象に解析的に検証する。また、補強材が鋼板である場合に設けるべきテーパ形状の詳細寸法に関しての具体的な検討は筆者の知る限りこれまでほとんど研究されてきていない。そこで、本検討ではテーパ形状の寸法に応じた傾向分析も併せて検証することを目的に、同図(b)に示すように、仮に補強材板厚  $t_p=6\text{mm}$  を基準に垂直寸法  $t_t$  は  $t_t/t_p=1/2, 1/3, 1/4$ 、水平寸法  $L_t$  は  $L_t/t_p=1, 2, 3, 4$  として、テーパ寸法もパラメータとして解析を実施する。

図 5.5.5(a)に実験での剥離荷重値時の接着先端部近傍の接着応力度分布を、テーパ有無で比較した結果の一例(テーパ寸法： $t_t/t_p=1/2, L_t/t_p=3$ )を示す。同図に示すように、テーパ有りの場合には無しの場合と比較して、補強材先端部のせん断応力と垂直応力が低下しており、最大主応力も低下している。つまり、接着破壊に至るまでの耐荷重が向上し、最大荷重および変形性能が改善されることを意味する。

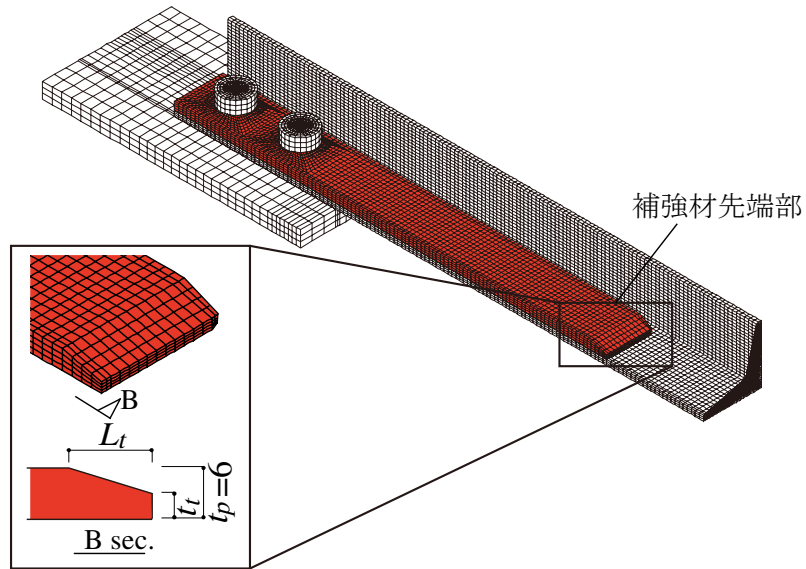
また、同図(b)にはテーパ有りにおける補強材先端部近傍の最大主応力に関して、テーパ無しに対する最大主応力の低減率を、テーパ寸法のパラメータごとに整理して示す。同図に示すように、垂直寸法  $t_t$  が短いほど、水平寸法  $L_t$  が長くテーパ勾配が緩やかなほど、低減効果がより発揮され、低減率とテーパ寸法には相関があることが確認できる。

図 5.5.6 に、接着剤の破壊主応力をテーパ無しモデルの再現解析値と同一値とした場合の、接着破壊時のテーパ有りモデルの塑性率および最大耐力の補強効果の評価結果を示す。先端部の接着剤の最大主応力低減効果の傾向に準じ、垂直寸法  $t_t$  が短いほど、水平寸法  $L_t$  が長くテーパ勾配が小さいほど補強効果が向上する傾向がみられる。また、本研究の範囲では、水平寸法  $L_t/t_p$  を 3 以上確保すれば、補強材先端部の接着破壊に起因する最大荷重が保有耐力接合の条件耐力値  $1.24F$  を満足できる性能まで向上し、塑性率は 20 程度期待できる結果となっている。

以上の検討から、補強材先端部をテーパ形状とすることで補強効果をより向上できる傾向が認められ、本補強形式の今後のさらなる改善方針として有効であることが確認できた。



(a-1) テーパー無しモデル

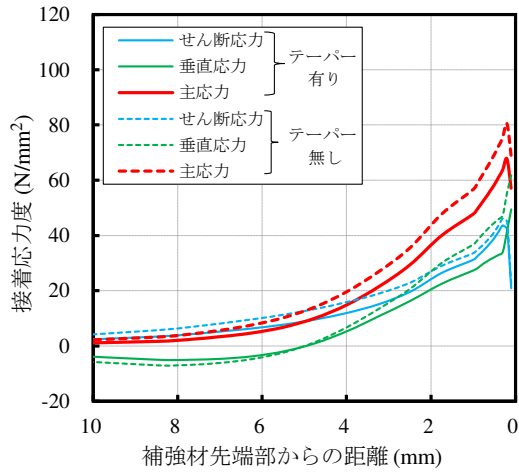


(a-2) テーパー有りモデル

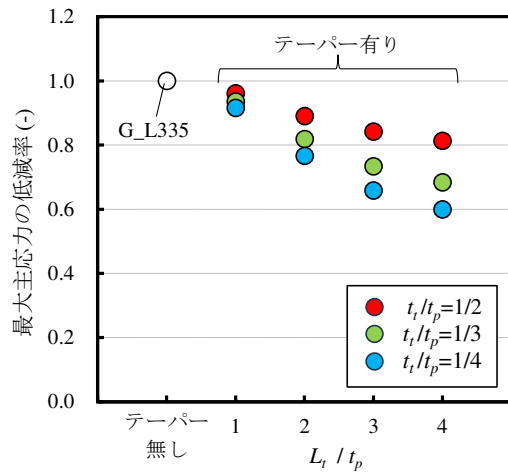
$t_p = 6$	$t_t / t_p$			
	1/2 ●	1/3 ●	1/4 ●	
$L_t / t_p$	1			
	2			
	3			
	4			

(b) テーパー寸法の解析パラメーター一覧

図 5.5.4 補強材先端部テーパー形状のパラメトリックスタディ解析

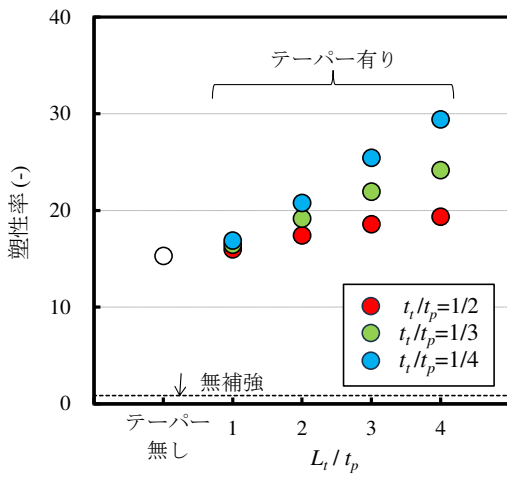


(a) 補強材先端部の接着応力状態

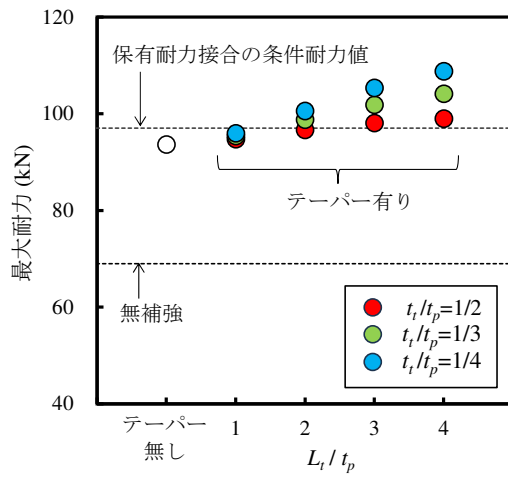


(b) 最大主応力の低減率

図 5.5.5 テーパー有無による接着応力度の比較



(a) 塑性率



(b) 最大耐力 (剥離荷重)

図 5.5.6 テーパー寸法と補強効果の関係

## 5.6. 第5章のまとめ

本章では、送電用鉄塔の接合仕様に対して汎用的に適用可能な山形鋼腹材接合部補強の一工法として、偏心接合された山形鋼 L45x4(SS400) M16-2 接合部を対象に、平板部に補強材 PL6(SS400)を接着補強した場合の基礎的な知見収集を目的に、接合部を模擬した載荷実験および有限要素法解析を実施し、その補強効果や特性を分析した。以下に本章で得られた知見を整理して示す。

- 1) ボルト補強の場合には補強材を留めた先頭の山形鋼の追加ボルト孔縁のみに損傷が集中するのに対して、補強によるボルト孔欠損を伴わない接着補強の場合では、補強材長 235mm 以上において、軸部側の接着面が全面剥離するまでは、偏心引張の緩和および補強材のボルト支圧力分担により山形鋼の第一ボルト孔縁の損傷集中破壊を改善でき、接着範囲を除いた軸部の変形性能向上を期待できる傾向がみられた。
- 2) ボルト孔周辺部の接着剤の付着が良好でない場合には、孔周辺の鋼材の局所変形がやや生じやすくなるため、剥離荷重に達するまでの剛性が低くなる可能性があるものの、軸部の塑性変形性能の改善効果が大きく低下することはない結果となった。
- 3) 補強材の軸部側接着面の全面剥離の起点は、軸部の塑性化進展に伴う接着剤に生じる主応力増加に起因する補強材先端部の接着破壊であると考えられる。
- 4) 補強効果向上手段をパラメトリックスタディ解析で検討した所、今回の接合部形状では補強材長を 235mm 以上としても補強材先端部の接着破壊で決定づけられる補強効果に顕著な向上は期待できない。
- 5) 上記 4)に関し、補強材先端部をテーパ形状とすることで、補強材先端部の接着破壊に起因する最大耐力ならびに変形性能の向上が期待できることが確認され、本補強形式の今後のさらなる改善方針として有効であると考えられる。また、テーパ形状は、垂直寸法  $t_t$  が短いほど、水平寸法  $L_t$  が長くテーパ勾配が緩やかなほど、補強効果をより向上させることができる傾向も確認された。

本研究で示した接着補強の最大耐力や塑性率の値そのものは、使用鋼材の実強度や降伏比、接着剤の性能に依存するものであるが、本研究において平板部に鋼板を接着付加する本形式の一定の有効性および特性を示す基礎的データを収集することができたと考えている。送電用鉄塔で使用される山形鋼ごとに適した補強材サイズ（板厚、長さ）の仕様整備、テーパを設けた場合や実大スケールでの、特に繰り返し変形性能の確認実験は今後の課題である。

## 【第5章の参考文献】

- 5.1) 日本鉄塔協会：送電用山形鋼鉄塔製作基準，2019.8
- 5.2) 藤本盛久，難波恒夫，大熊武司，和田章，中込忠男，佐々木聡，小野潤一郎：衝撃的過荷重による鋼構造筋かいの破断と変形能力に関する実験的研究 その3 接合部補強型山形鋼筋かいの破断と変形能力について，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造-II，pp.795-796，1987.8
- 5.3) 石井大吾，津畑慎哉，田中初太郎：引張ブレース接合部の火無し耐震補強工法の提案，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造-III，pp.743-744，2016.8
- 5.4) 吉敷祥一，河野由佳：山形鋼高力ボルト接合部に対する隅肉溶接の付加による補強，日本建築学会構造系論文集，第81巻，第719号，pp.111-121，2016.1
- 5.5) 吉敷祥一，梶間夏美，薩川恵一：山形鋼高力ボルト接合部の突出脚への並列材付加による乾式補強，日本建築学会構造系論文集，第84巻，第757号，pp.447-457，2019.3
- 5.6) 土木学会：腐食した鋼構造物の性能回復事例と性能回復設計法，鋼構造シリーズ 23，2014.8
- 5.7) 松井孝洋，鈴木公平，佐藤壮大，久保川祐喜，中本大暉，松本幸大：炭素繊維シートのVaRTM成形接着法による鋼構造ブレース接合部の補強法，日本建築学会技術報告集，第27巻，第67号，pp.1279-1284，2021.10
- 5.8) 宮坂裕一，濱崎瑞生，松井孝洋，佐藤壮大，櫻村啓，寺島辰郁，鈴木公平，松本幸大：鉄骨造ブレース接合部のVaRTM成形接着CFRPによる補強法 その3 実大実験による性能評価，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造-III，pp.1037-1038，2022.9
- 5.9) 日本建築学会：鋼構造接合部設計指針，2021.2
- 5.10) 建築行政情報センター，日本建築防災協会：2020年度版建築物の構造関係技術基準解説書，2020.9
- 5.11) 永里和真，五十嵐規矩夫，三井和也：引張力を受ける偏心接合された薄板鋼構造部材のボルト接合部耐力，日本建築学会構造系論文集，第86巻，第789号，pp.1570-1580，2021.11
- 5.12) 日本鉄塔協会：令和6年度鉄塔技術管理者講習会，第71回講習会（東京）資料
- 5.13) タイウイサル，中村一史，林帆，堀井久一：当て板がエポキシ樹脂で接着された鋼板の接着接合部の疲労強度の評価，土木学会論文集 A1（構造・地震工学），Vol.74，No.5，pp.56-66，2018.5
- 5.14) 水谷壮志，坂本貴大，石川敏之，堀井久一：一軸引張を受ける片面当て板接着鋼板の力

学特性, 構造工学論文集 A, Vol.65A, pp.755-768, 2019.3

- 5.15) 土木学会 : FRP 部材の接合および鋼と FRP の接着接合に関する先端技術 複合構造レポート 09, 2013.11
- 5.16) 土木学会 : FRP 接着による構造物の補修・補強指針 (案) 複合構造レポート 09, 2018.7
- 5.17) Schnerch, D., Dawood, M., Rizkalla, S. : Design Guidelines for the Use of HM Strips : Strengthening of Steel – Concrete Composite Bridges with High Modulus Carbon Fiber Reinforced Polymer Strips. Technical Report No. IS-06-02. North Carolina State, 2007
- 5.18) 巽信彦, 裴舜, 黒澤未来, 吉敷祥一, 長谷川隆 : 様々な断面形状のブレース接合部における接合部耐力, 日本建築学会構造系論文集, 第 88 巻, 第 807 号, pp.300-310, 2023.2

## 第 6 章

### 結論



本研究では、近年の地震力などの想定荷重増加に伴う補強対策はもとより、近い将来耐用年数を超え建替対応が急がれている送電用山形鋼鉄塔を対象に、膨大な基数がある同鉄塔の上記の対策優先順位付けの一指標となりえる、極大地震に対する耐震性能に着目したスクリーニング手法の構築を目指し、それに資する耐震診断手法ならびに補強に関する各手法について論じた。以下に本論で得られた知見を総括する。

第2章では、鉄塔架構の維持に不可欠な既存の支柱材を対象に、重ね継手を有する山形鋼部材の非弾性域における曲げ座屈耐力を、送電用鉄塔部材の設計式の基となっている Ježek の理論を踏襲した評価を実施し、偏心量を直接パラメータとして含んだ座屈耐力評価式を構築し、その適用性を既往研究の実験値との比較で検証した。また、現行設計下での既存軸力部材の保有する実耐力の分析や、重ね継手偏心を考慮する簡易な座屈設計式の提案を行った。具体的に得られた知見は、主に以下の通りである。

- 1) Ježek の偏心圧縮耐力の近似式と JEC-b カーブと比較した結果、JEC-b カーブは Ježek の式において偏心率  $\kappa = 0.2$  程度に相当する座屈曲線であり、重ね継手を有する支柱材の曲げ座屈耐力を危険側に評価する恐れがある。
- 2) Ježek の理論から、偏心率および重ね位置をパラメータに含んだ重ね継手を有する部材の非弾性曲げ座屈耐力評価式を導出した。提案した評価式は重ね継手偏心に伴う付加曲げモーメントをパラメータに含み、耐力低下が顕著になる継手位置が材端部にある場合の傾向も概ね評価可能で、継手偏心に伴う付加曲げモーメントとしてその最大値を採用すれば安全側に座屈耐力が評価可能である。
- 3) 導出した評価式を、座屈応力度を陽に求められる形に近似した簡易設計式を用いれば、重ね継手を有する山形鋼支柱材の非弾性曲げ座屈耐力を安全側に評価可能である。

第3章では、送電用鉄塔の山形鋼支柱材の補強方法として、フラットバーを付加した補強工法を対象に部材実験を実施し、その補強効果および特性を確認するとともに、実験で観測された座屈性状を踏まえた補強後の座屈耐力評価式を提案し、その妥当性を実験値および解析値との比較により検証した。具体的に得られた知見は、主に以下の通りである。

- 1) 部材実験の結果、山形鋼とフラットバーのつづりボルトピッチや間隙幅が特に補強効果に影響を与える因子であることが確認された。前者はフラットバーを付加する範囲内の重ね継手の状況、後者は他部材との干渉等の制約を受けるなど、それらを考慮して適切に補強設計する必要があるといえる。

- 2) 補強後部材の特徴的な座屈性状としては、山形鋼とフラットバーが一体となって全体座屈を生じ最大耐力を発現した座屈モードI、フラットバー個材がつづりボルト間で座屈変形進展後に最大耐力を発現した座屈モードIIの 2 種類の座屈モードが確認された。それらの座屈性状は上記 1)の因子により決定される。
- 3) 実験で観測された座屈性状を踏まえ、座屈モードIと座屈モードIIのいずれか小さい方を補強後の座屈耐力として提案し、その適用性を実験値および解析値との比較で確認した。
- 4) 補強設計に際しては、補強効果を最大化でき、また残留変形による景観不安を避けることを目的に、座屈モード I を設計目標とすることが適切であると考えられる。

第 4 章では、膨大な基数がある送電用山形鋼鉄塔の極大地震に対する耐震性能スクリーニング手法の整備に向け、被災後の腹材補修によって対応可能な鉄塔の選別および鉄塔どうしの耐震余裕度を同一尺度で相対比較し、対策優先順位付けのための一指標とすることを目的とした鉄塔架構の耐震診断指標  $DCR_T$  を提案するとともに、立体応力解析が一般的でない送電変電構造物の実務設計現場においても容易に運用可能な簡易評価式の構築ならびに、30~40m のモデル鉄塔を例として諸数値の一例を提示し、その適用性を示した。具体的に得られた知見は、主に以下の通りである。

- 1) 腹材が損傷したものの倒壊までは至らなかったトラス鉄塔の地震被害事例を参考に、腹材座屈を考慮した鉄塔の頂部応答変位を代表値とし、支柱材が座屈時の安全限界変位と想定地震動レベルに応じて評価される頂部弾塑性応答変位との比を鉄塔架構の耐震診断指標  $DCR_T$  として提案した。
- 2) 腹材座屈を考慮した静的増分解析を実施し、ベースシアー頂部変位関係および安全限界変位を鉄塔架構の耐震性能曲線として構築した。本モデルでは、圧縮側腹材座屈後も引張側腹材によるせん断力伝達機構が維持されるため、架構全体の剛性は腹材座屈後も殆ど低下せず、支柱材座屈まで線形に近い挙動を示した。また、同曲線は電圧規模・鉄塔型・荷重入力方向に応じて一定の相関がみられ、根開き比をパラメータとした近似式としてよく表現できる傾向を有することが確認され、その一例を示した。
- 3) 耐震診断指標  $DCR_T$  に関して、静的応答評価とエネルギー一定則を援用した簡易評価値は、非線形動的解析に基づく解析値を比例的に安全側で捉えることができ、耐震性能に着目した対策優先順位付けのスクリーニング指標として活用可能である。

第 5 章では、送電用鉄塔等の接合仕様に対しても適用可能な山形鋼腹材接合部補強の一工

法として、偏心接合された山形鋼 L45x4(SS400) M16-2 接合部を対象に、平板部に補強材 PL6(SS400)を接着補強した場合の基礎的な知見収集を目的に、接合部を模擬した载荷実験および有限要素法解析を実施し、その補強効果や特性を分析した。具体的に得られた知見は、主に以下の通りである。

- 1) ボルト補強の場合には補強材を留めた先頭の山形鋼の追加ボルト孔縁のみに損傷が集中するのに対して、補強によるボルト孔欠損を伴わない接着補強の場合では、補強材長 235mm 以上において、軸部側の接着面が全面剥離するまでは、偏心引張の緩和および補強材のボルト支圧力分担により山形鋼の第一ボルト孔縁の損傷集中破壊を改善でき、接着範囲を除いた軸部の変形性能向上を期待できる傾向がみられた。
- 2) ボルト孔周辺部の接着剤の付着が良好でない場合には、孔周辺の鋼材の局所変形がやや生じやすくなるため、剥離荷重に達するまでの剛性が低くなる可能性があるものの、軸部の塑性変形性能の改善効果が大きく低下することはない結果となった。
- 3) 補強材の軸部側接着面の全面剥離の起点は、軸部の塑性化進展に伴う接着剤に生じる主応力増加に起因する補強材先端部の接着破壊であり、本補強形式の今後のさらなる改善方法としては、補強長さを長くすることよりも、補強材先端部をテーパ形状とすることが有効である。

以上の知見より、特に第4章に示した耐震診断手法を核として、図 6.1.1 に示すようなスクリーニングフローの一案を構築することができた。以降に同案の概要を改めて解説する。

最初に、極大地震が想定される地域の鉄塔として、耐震診断の対象とする鉄塔が選定された後、次の段階ではそれらの鉄塔ごとに現状のクレモナ設計法など各々の実務現場で対応可能な最良な方法で想定地震動に対する支柱材と腹材の許容応力度検定（余裕度の照査）が実施される。その際は、重ね継手を有するパネルに関しては、その影響を考慮した部材耐力評価が推奨される。そして、強度不足の判定が生じた鉄塔は、I：支柱材座屈が先行（腹材より支柱材の応力度比が厳しい）、I でない場合：腹材座屈が先行、に分類される。さらに次の段階として、I に分類されなかった鉄塔は、腹材の座屈を考慮した本章で提案する耐震診断の対象となり、 $DCR_T \geq 1.0$  では II：支柱材も座屈を生じ倒壊する可能性が高い、 $DCR_T < 1.0$  では III：支柱材が座屈を生じ倒壊する可能性は低く被災後の腹材補修で対応可能、に分類される。

以上の検討フローを経た結果として、例えば、I および II に分類された鉄塔は、フラットバー付加による支柱材補強や建替等が必要で対策優先順位が III よりも高い、III どうしの鉄塔は、腹材接合部の早期破断が懸念される箇所のみを限定的に補強する前提のもと、耐震診断

指標の大小で被災後補修や長期的な建替等の検討優先順位を決定する、という形で耐震性能に着目したスクリーニングが可能となる。

本案は、既存の設計方針を可能な限り踏襲し、かつそれぞれが特別な知識を必要とせずに簡易かつ機械的な手続きで計算できる手法となっていることから、弾塑性立体応力解析の実施が困難で、クレモナ設計が一般的な送電用鉄塔を軸力主体のトラス構造として扱っている送変電構造物の実務設計現場において、十分運用可能な内容・構成となっており、送電用鉄塔の合理的な保守整備実施の一助になると考えられる。

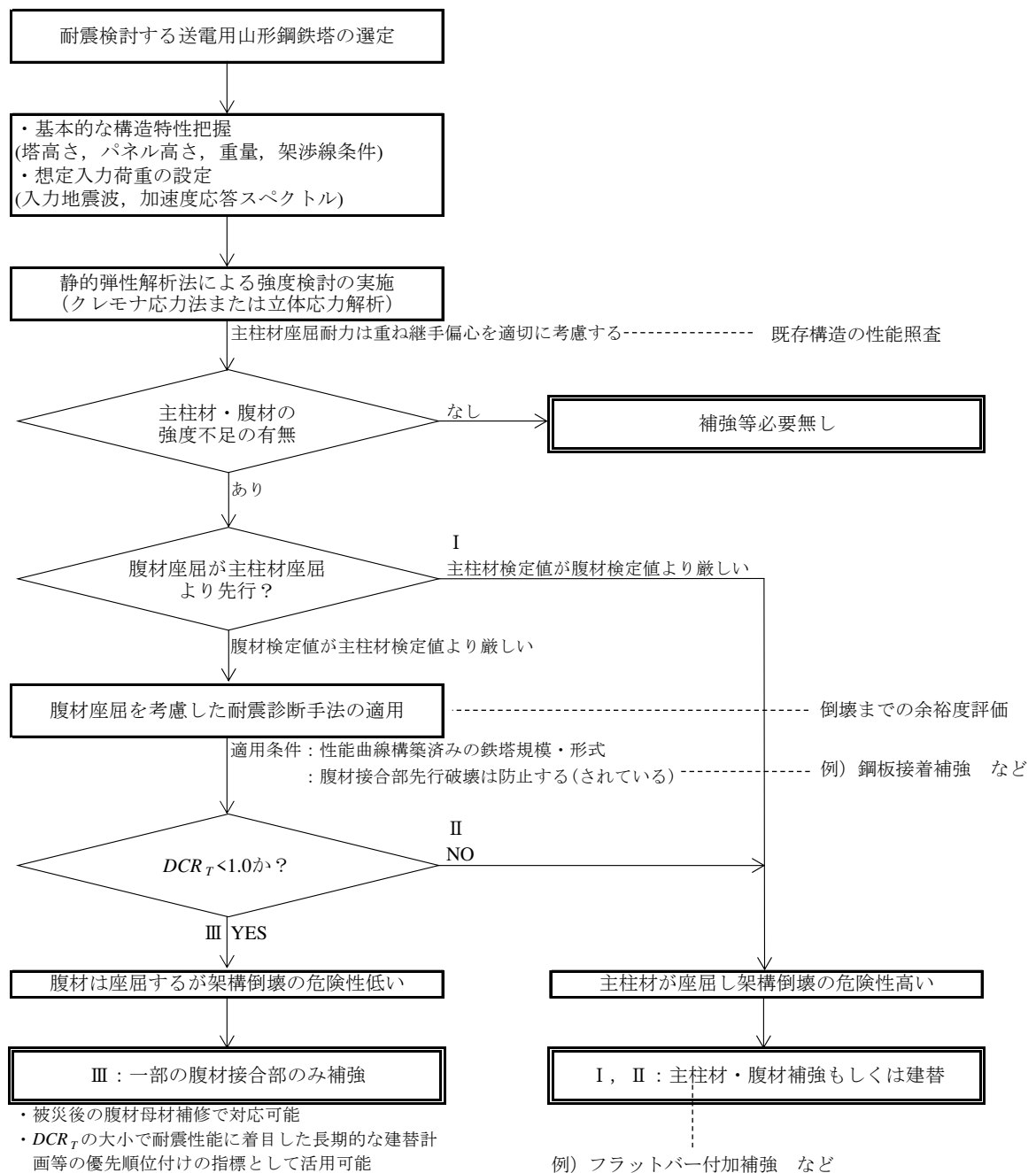


図 6.1.1 極大地震に対するスクリーニングフローの一案（再掲）

## 今後の課題

本研究の今後の主な課題は以下の通りである。

### (a) 初期応力が過大な場合のフラットバー付加補強の効果検証

第3章では、支柱材の座屈耐力の補強として、既設材である山形鋼支柱材にフラットバーを付加する工法の効果検証を部材実験で確認し、その補強効果の定量的評価を行った。同章の検討では、支柱材に作用する初期応力は想定外力に対して十分小さくその影響は無視できる場合を前提とした一方で、最後に初期応力が過大な場合の補強後耐力の評価式上の扱い案を補足した。しかしながら、その方法の妥当性に関しては実験的には確認できておらず、そういった状況下での適用可否も含め、今後検証する必要がある。

### (b) 様々な規模・形状における耐震診断手法の適用性検証および改良

第4章では、耐震性能スクリーニングの核となる耐震診断手法の構築とその妥当性検証を行った。しかしながら、同章で扱ったモデル鉄塔は数例のみであり、様々な規模・形状の鉄塔への提案手法の適用性や、本事例と同様のエネルギー一定則が成立するトラス形式やその範囲検証は今後の課題である。

また、性能指標となる鉄塔架構の応答評価において、本研究では接合部すべりの影響は十分考慮されていない。接合部すべりは、それに起因する架構変形量増加と履歴減衰効果による架構応答低減の双方に影響を与えると考えられ、経年劣化を踏まえた残存張力や摩擦係数、残存クリアランス量などの不確定要素に大きく依存するそれらを適切に考慮できれば性能指標値をより精緻かつ合理的に評価可能と考えられる。よって、実基における上記影響を定量把握できれば、提案する耐震診断手法を改良することができると考えられ、今後の検討課題である。

### (c) 鋼板接着による腹材接合部の耐震補強工法の確立

第5章では、送電用山形鋼鉄塔に対しても汎用的に適用できる腹材接合部の耐震補強の一例として、鋼板接着補強の効果を接合部実験および有限要素法解析により一定の有効性および特性を示す基礎的データを収集することはできた。しかしながら、送電用鉄塔で使用される山形鋼ごとに適した補強材サイズ(板厚,長さ)の仕様整備,補強材先端部にテーパを設けた場合や実大スケールの場合での、特に繰り返し変形下での性能検証実験は、今後実施す

る必要がある。

また、鋼構造用接着剤は高温化では接着性能が低下する性質や接着部の側面は直射日光の紫外線から適切に保護する必要があり、実際の鉄塔の温熱環境を踏まえた性能評価や適切なシーリング材の選定は、今後検証すべき課題である。

(d) 送電用鉄塔の設計用等価静的地震荷重の精緻化

第4章では等価静的地震荷重の精度は議論の対象外としたが、耐震性能を評価する上では構造耐力のみならず入力側の観点も重要である。特に、送電用鉄塔は架渉線を含めた隣接鉄塔との連成振動が重要であるが、現時点ではその影響を慣性力として働く架渉線有効質量や振動特性係数  $R_i$ 、層せん断力の高さ方向分布係数  $A_i$  の中のそれぞれ独立した係数という形で、非常に簡易化した評価としてでしか考慮されておらず、その評価方法には改良の余地があると考えられ、入力側の確度向上に向けた検討は今後の課題である。

(e) 鉄塔上部構造以外の観点をも総合的に踏まえたスクリーニング手法の整備

本論では鉄塔の上部構造に着目したスクリーニング手法を対象にしているが、地震に伴う土砂崩れや津波といった二次被害で倒壊する恐れもあるため、併せて鉄塔の基礎構造、地盤条件、立地場所といった観点をも総合的に踏まえたスクリーニング手法の整備が重要であり、今後の課題である。

## 発表論文等一覧

### 1. 本研究に関連して発表した論文

#### 【査読付き論文】

#### 第2章

- 1) 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, 108号, pp.83-91, 2020.12

DOI [https://doi.org/10.11273/jssc.27.108\\_83](https://doi.org/10.11273/jssc.27.108_83)

#### 第3章

- 2) 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 部材試験と座屈耐力評価式の提案, 構造工学論文集, Vol.69B, pp.336-344, 2023.4

DOI [https://doi.org/10.3130/aijse.69B.0\\_336](https://doi.org/10.3130/aijse.69B.0_336)

#### 第4章

- 3) 中村毅, 寺澤友貴, 竹内徹: 腹材の座屈を考慮した送電用山形鋼鉄塔架構の耐震診断手法, 日本建築学会構造系論文集, 第87巻, 第799号, pp.932-943, 2022.9

DOI <https://doi.org/10.3130/aijs.87.932>

#### 第5章

- 4) 中村毅, 寺澤友貴, 竹内徹: 鋼板を接着補強した送電用山形鋼鉄塔腹材の接合部載荷実験と有限要素法解析, 日本建築学会構造系論文集, 第89巻, 第818号, pp.462-472, 2024.4

DOI <https://doi.org/10.3130/aijs.89.462>

#### 【その他会議論文】

- 5) Takeshi Nakamura: A Study on Buckling Strength of Angle Member with Lap Joint in the Existing Truss Steel Tower for Power Transmission, CIGRE AORC SCB2 Panel Meeting, 2022.11

- 6) 中村毅, 寺澤友貴, 竹内徹: 補強鋼板を接着付加した送電用山形鋼鉄塔腹材接合部の引張耐力, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1107-1171, 2023.9

- 7) 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: 送電用鉄塔山形鋼支柱材における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, 2023.9

- 8) 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: 送電用鉄塔山形鋼支柱材における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,

## 2. 本研究に関連せずに発表した論文

### 【査読付き論文】

- 1) 寺澤友貴, 松井良太, 中村毅, 竹内徹 : 径厚比の異なる円形鋼管ブレース付鋼構造骨組の累積変形性能と構造特性係数, 日本建築学会構造系論文集, 第 82 巻, 第 739 号, pp.1485-1495, 2017. 9  
DOI <https://doi.org/10.3130/aijs.82.1485>
- 2) 松井良太, 中村毅, 今村晃, 竹内徹 : 径厚比の大きな円形鋼管材で構成された鉄塔支持型煙突の崩壊機構, 日本建築学会構造系論文集, 第 83 巻, 第 750 号, pp.1171-1181, 2018.8  
DOI <https://doi.org/10.3130/aijs.83.1171>

### 【その他会議論文】

- 3) 中村毅, 寺澤友貴, 松井良太, 竹内徹 : 鋼構造骨組に挿入された円形鋼管ブレースの径厚比と累積変形性能, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.763-764, 2016. 9
- 4) 中村毅, 寺澤友貴, 松井良太, 竹内徹 : 径厚比の異なる円形鋼管ブレース付鋼構造骨組の累積変形性能および構造特性係数 その 1 振動台実験を用いた累積変形性能と崩壊挙動の比較, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.837-838, 2017. 9
- 5) 今村晃, 中村毅, 松井良太, 竹内徹, 荻原実 : 径厚比の大きな円形鋼管部材で構成された鉄塔支持型煙突の崩壊機構 その 1 全体概要, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.807-808, 2018. 9
- 6) 藤島美穂, 中村毅, 松井良太, 竹内徹, 今村晃, 荻原実 : 径厚比の大きな円形鋼管部材で構成された鉄塔支持型煙突の崩壊機構 その 2 径厚比の大きな円形鋼管部材の繰返し載荷実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.809-810, 2018. 9
- 7) 友枝勝登, 中村毅, 松井良太, 竹内徹, 今村晃, 荻原実 : 径厚比の大きな円形鋼管部材で構成された鉄塔支持型煙突の崩壊機構 その 3 座屈後履歴則および破断時期予測手法の適用性の検証および拡張, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.811-812, 2018. 9
- 8) 中村毅, 松井良太, 竹内徹, 今村晃, 荻原実 : 径厚比の大きな円形鋼管部材で構成された鉄塔支持型煙突の崩壊機構 その 4 鉄塔支持型煙突の応答性状および崩壊機構, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.813-814, 2018. 9
- 9) Iwata, S. Noguchi, S. Takagi, T. Nakamura, T. Ishida : A simple evaluation methodology for substation gantries to optimize reinforcement, CIGRE AORC Technical Meeting 2020

- 10) 大園智章, 山崎智之, 高木峻一, 村上慧斗, 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, 2021.9
- 11) 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 有限要素法解析, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.837-838, 2021.9
- 12) 村上慧斗, 大園智章, 山崎智之, 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3 骨組試験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.839-840, 2021.9
- 13) 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: 送電用鉄塔山形鋼支柱材における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.1147-1148, 2023.9
- 14) 村上慧斗, 田中恵悟, 山崎智之, 中村毅, 石田交広: 送電用山形鋼鉄部材の継手偏心を考慮した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.1071-1072, 2024.7

### 3. 研究レポート等

- 1) 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, 日本鉄塔協会誌, 第130号, pp.14-27, 2021.7
- 2) 田中恵悟, 村上慧斗, 山崎 智之, 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, 日本鉄塔協会誌, 第132号, pp.35-48, 2023.7
- 3) 中村毅, 寺澤友貴, 竹内徹: 鋼板を接着補強した送電用山形鋼鉄塔腹材の接合部載荷実験と有限要素法解析, 日本鉄塔協会誌, 第133号, pp.63-80, 2024.7

### 4. 特許

- 1) 中村毅: 長尺の線材を含む構造物における懸垂材の形状設計方法, 特許第6992120号, 特願2020-87120, 特開2021-182231, 登録日2021.12.10
- 2) 中村毅: 引張部材の接合部補強設計方法および引張部材の接合部 (出願中)
- 3) 中村毅, 寺澤友貴, 竹内徹: 送電用鉄塔の耐震余裕度簡易評価方法 (出願予定)

### 5. 資格

- 1) 一級建築士 (2020年3月取得)

## 6. 受賞

- 1) 栃木県立真岡高等学校 野澤賞, 2012 年度
- 2) 公益財団法人野澤一郎育英会 奨学生, 2012 年度
- 3) 東京工業大学建築学科 第 15 回冬夏賞, 2015 年度
- 4) 日本建築学会大会学術講演会 シェル・空間構造部門 若手優秀発表賞, 2018 年度
- 5) 日本鉄塔協会 技術功績賞, 2022 年度
- 6) 日本鉄塔協会 技術功績賞, 2024 年度