

論文 / 著書情報
Article / Book Information

題目(和文)	ターンバックルブレースの締め直しによる屋内運動場の被災後補修法
Title(English)	
著者(和文)	仲田章太郎
Author(English)	Shotaro Nakada
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11834号, 授与年月日:2022年3月26日, 学位の種別:課程博士, 審査員:吉敷 祥一,元結 正次郎,松岡 昌志,西村 康志郎,佐藤 大樹
Citation(English)	Degree:Doctor (Engineering), Conferring organization: Tokyo Institute of Technology, Report number:甲第11834号, Conferred date:2022/3/26, Degree Type:Course doctor, Examiner:,,,,,
学位種別(和文)	博士論文
Type(English)	Doctoral Thesis

ターンバックルブレースの締め直しによる 屋内運動場の被災後補修法

東京工業大学 吉敷研究室

仲田章太郎

目 次

第1章 序論

- 1.1 研究の背景
- 1.2 既往の研究
 - 1.2.1 損傷評価に関する研究と課題点
 - 1.2.2 被災後補修に関する研究と課題点
 - 1.2.3 ターンバックルブレースに関する研究と課題点
- 1.3 本論文の目的と構成

第2章 余震に対する屋内運動場の継続使用性に関する解析的検討

- 2.1 はじめに
- 2.2 1質点系せん断ばねモデルを用いた地震応答解析
 - 2.2.1 解析モデル
 - 2.2.2 解析のパラメータ
- 2.3 解析結果
 - 2.3.1 荷重変形関係
 - 2.3.2 余震による最大層間変形角の増加傾向
 - 2.3.3 最大層間変形角が増加しない余震の閾値
 - 2.3.4 大小の余震を組み合わせた場合における最大層間変形角の増加傾向
 - 2.3.5 最大層間変形角の増加率と余震倍率
- 2.4 観測された余震の発生頻度に関するデータ分析
 - 2.4.1 分析方法
 - 2.4.2 観測された余震の大きさとその発生頻度
- 2.5 まとめ

第3章 ターンバックルブレースの締め直しによる被災後補修法の提案

- 3.1 はじめに
- 3.2 実験計画
 - 3.2.1 試験体と実験パラメータ
 - 3.2.2 実験装置と計測計画
 - 3.2.3 補修方法と補修時の計測
 - 3.2.4 載荷計画
- 3.3 履歴挙動と性能回復の概要
 - 3.3.1 荷重変形関係
 - 3.3.2 包絡曲線
 - 3.3.3 補修時に必要な挿入量

- 3.4 ターンバックルブレースの締め直しによる具体的な性能回復と性能評価
 - 3.4.1 弾性剛性
 - 3.4.2 降伏耐力と最大耐力
- 3.5 ブレースの変形時に生じる付加応力
 - 3.5.1 付加応力の履歴挙動
 - 3.5.2 面外曲げモーメントの荷重変形関係
 - 3.5.3 引張時の面外曲げモーメント
 - 3.5.4 圧縮時の面外曲げモーメント
 - 3.5.4 面外曲げモーメントの評価
- 3.6 ターンバックルブレースの締め直し時における施工性
 - 3.6.1 締め直し時の挙動
 - 3.6.2 多数回の締め直しに対する施工性
 - 3.6.3 締め直し時における施工性の評価
 - 3.6.4 締め直し時に必要なトルク
- 3.7 発錆および塗装が締め直しの施工性に及ぼす影響
 - 3.7.1 実験計画
 - 3.7.2 試験体
 - 3.7.3 締め付け時の履歴挙動
 - 3.7.4 トルクと軸力の関係
 - 3.7.5 クリアランス除去時の施工性
 - 3.7.6 軸力導入時の施工性
- 3.8 まとめ

第4章 被災後補修による屋内運動場の変形抑制効果に関する解析的検討

- 4.1 はじめに
- 4.2 部分補修を考慮した1質点系せん断ばねモデルによる地震応答解析
 - 4.2.1 解析モデル
 - 4.2.2 解析結果
- 4.3 被災後補修による変形抑制効果
 - 4.3.1 補修率と変形抑制効果の関係
 - 4.3.2 部分補修が屋内運動場の地震入力エネルギーに及ぼす影響
- 4.4 変形を抑制できる補修の定量化
 - 4.4.1 変形を抑制できる補修率と余震倍率の関係
 - 4.4.2 補修係数の比較
 - 4.4.3 補修率の評価
- 4.5 まとめ

第5章 結論

- 5.1 本論文で得られた知見
- 5.2 本論文の総括
- 5.3 今後の課題

附録1 減衰の違いが最大層間変形角の増加率に及ぼす影響

- 附1.1 はじめに
- 附1.2 解析方法
- 附1.3 解析結果
 - 附1.3.1 瞬間剛性比例型と初期剛性比例型の比較
 - 附1.3.2 減衰定数の違いが及ぼす影響
- 附1.4 まとめ

附録2 バランスの悪い被災後補修が変形抑制効果に及ぼす影響

- 附2.1 はじめに
- 附2.2 解析方法
- 附2.3 解析結果
 - 附2.3.1 荷重変形関係
 - 附2.3.2 補修のバランスと変形抑制効果
- 附2.4 まとめ

第1章

序 論

1.1 研究の背景

地震が多発する我が国では、南海トラフ地震や首都直下地震などの大規模災害に直面する可能性が想定される。これらの大規模災害に対して都市が迅速かつ柔軟に乗り越えるために、近年では“都市のレジリエンス”が求められている¹⁾。屋内運動場のような桁行方向にブレース構造を有する建築物は災害時の避難施設として利用される重要な施設であり、その耐震性の確保は防災対策上において重要な課題である。そのため、日本の屋内運動場の耐震化率は年々増加していき、2021年度では99.8%となり²⁾、近年の地震災害では、大破となった屋内運動場は比較的少なくなっている。しかしながら、2004年新潟県中越地震³⁾や2011年東北地方太平洋沖地震⁴⁾では、面外方向へのたわみ（以下、残留たわみ）が散見されている。残留たわみは、地震前後の変化としては大きく、ブレースの破断被害とは異なりブレース自身の耐力損失とは直結しないものの、屋内運動場の重要な耐震要素として多用されるターンバックルブレースにわずかでも残留たわみが見られると、一般の人々にとって不安を誘う被害となり、避難施設としての使用を禁じる要因となっている。残留たわみが生じる一因としては、現行の建築基準法における耐震設計の最低目標は人命の保護であり、極大地震時における鋼部材の塑性化やそれに伴う残留変形を許容しているため、災害後に建築物の機能維持を保障していないことが挙げられる。この問題に対して、図1.1のように構造部材がどの程度の損傷を受けたかを迅速に把握（以下、損傷評価）および余震に対する安全性を検証（以下、安全検証）し、損失した耐震性能を早期に復旧する技術（以下、被災後補修）を構築することが都市のレジリエンスを高めるために重要である。

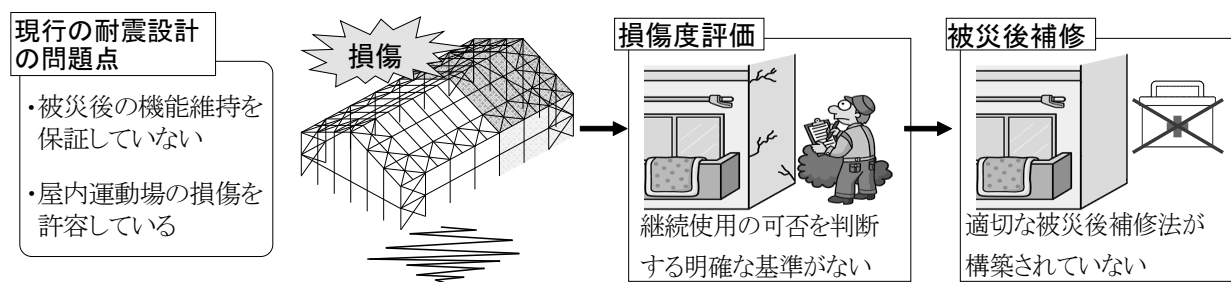


図1.1 被災後補修の効果

1.2 既往の研究

1.2.1 損傷評価に関する研究と課題点

損傷評価に関する研究は、1981年から1985年の間に実施された建設省総合技術開発プロジェクト「震災構造物の復旧技術の開発」において進められ、この成果として1986年に「建築物の震災復旧技術マニュアル」^{1.5)}が作成された。その後、その普及版として、1991年に「応急危険度判定」および「被災度区分判定」が含まれる「震災建築物等の被災度判定基準及び復旧技術指針」^{1.6)}が発刊された。

ここで、応急危険度判定は、余震等による倒壊の危険性や、外壁・窓ガラスの落下、付属設備の転倒などの人命にかかわる二次災害を防止することを目的としている。応急危険度判定における被災状況の調査は、震災後早期に広範囲かつ多くの建築物について行う必要があるため、主に建築物の外観調査や目視による破壊状況を調査し、所定の判定表に従い行われる。判定結果は「調査済(緑)」「要注意(黄)」「危険(赤)」の三段階で簡便に判断できるように評価される。そのため、調査の性質上、応急危険度判定の判断根拠は不明確なものが多く、定量的な評価に用いることは困難であると考えられる。

一方、被災度区分判定は、被災した建築物の復旧の可否を行うことを目的としている。そのため、応急危険度判定とは異なり、被災度区分判定においては、残存耐力の評価に焦点が置かれている。被災度区分判定における被災状況の調査は、応急危険度判定より詳細な調査が求められる。具体的には、まず、構造部材の損傷を把握するため、構造骨組については、簡易的な実測により建築物の傾斜量、鋼部材の塑性変形量などを実測し、各構造部材の被災度を評価する。これに加え、非構造部材および二次部材については、内観調査により内装部材や開口部のひび割れや脱落の程度に応じて被災度を評価する。これらを総合して、建築物の被災度が「無被害」「軽微」「小破」「中破」「大破」「倒壊」の6段階で区分される。被災度区分判定では、弾性範囲が無被害および軽微、降伏到達前後が中破、最大耐力発揮後の劣化域が大破に対応するように基準が設定されている。応急危険度判定と比較すると、合理的に評価されており、2015年の被災度区分判定の改訂に伴い、後述する基礎コンクリート柱型のひび割れ幅^{1.7)}、ブレースの残留たわみ^{1.8)}、角形鋼管柱の局部座屈変形^{1.9)}について定量的な評価基準が近年の研究により示された。

次に、損傷評価に関する既往の研究をまとめる。吉敷らは、露出柱脚^{1.7)}、ブレース^{1.8)}、角形鋼管柱^{1.9)}を対象とした鋼部材を対象とした損傷度評価法を構築している。露出柱脚については、基礎コンクリート周辺におけるひび割れの発生状況に着目している。化粧モルタルと基礎柱型コンクリートの境界面に発生するひび割れの残留ひび割れ幅を計測することにより、構造骨組が経験した最大層間変形角を推定できることを確認している。また、ブレースについては、山形鋼ブレースの残留たわみと両脚の開きに着目している。残留たわみおよびブレースの取り付け角度を実測することにより、構造骨組が経験した最大層間変形角を推定する方法を提案し、実験結果との比較からその有効性を確認している。さらに、角形鋼管柱については、局部座屈変形に着目している。角形鋼管柱の局部座屈変形を断面幅で除した値を評価指標としており、この値が0.03以下であれば角型鋼管柱の耐力は劣化ないことを実験により確認している。また、耐力劣化後における拡張骨格曲線^{1.10)}の部材角と局部座屈変形を関係づける力学モデルを提案し、その妥当性を実験結果との比較から示している。その他、塗装剥離の状況^{1.11)}やU字形ダンパー^{1.12)}の形状変化に着目した研究も行っている。

吉敷らの角形鋼管柱の損傷評価では局部座屈変形を金属製直尺により実測しているのに対して、松本らは、高精度な局部座屈の計測方法^{1.13)}を提案している。具体的には、レーザー変位計を用いることに

より、損傷が軽微な段階から鋼柱の残存耐力を推定することを目的としており、部材の繰り返し載荷試験における塑性変形と局部座屈波形の関係について検討している。さらに、角形鋼管柱だけではなくH型鋼柱に対しても残存耐力の推定を検討している。

他にも、損傷評価に関する研究として、構造ヘルスマモニタリング技術に関する研究が積極的に行われている。構造ヘルスマモニタリングとは、「建築物の強震動や微小振動の計測データから振動特性等を推定し、その経時・経年劣化などを踏まえ、建築物の損傷を評価する技術」^{1.14)}である。たとえば、文献1.15)では、鉄骨造高層建築物の実大振動台実験を行い、加速度センサにより、各層の固有振動数、層剛性、最大層間変形角、累積塑性変形倍率などの応答値を計測し、計測値を用いた建築物の健全度を判定している。試験体の損傷状態と推定結果の比較により、実用する上で十分な実用性が確認されている。一方、これまでの構造ヘルスマモニタリングに関する研究^{1.15)-1.17)}などは構造骨組あるいは主要構造部材を対象としているのに対し、八木らは、加速度センサを用いた非構造部材である乾式間仕切り壁の構造ヘルスマモニタリング^{1.18)}について検討している。

上述した被災度判定と既往の研究は、いずれも構造部材の被災状況を把握するものであり、余震に対して建築物の継続使用性を評価する基準ではない。また、構造部材にある程度の損傷が生じた屋内運動場については、実際には使用上の問題がなくとも、度重なる余震に対して安全性を評価する基準が存在しないことも問題である。したがって、本震だけでなく余震にも着目した数値応答解析または構造実験により余震に対する安全検証および被災後補修を提案することは、都市のレジリエンスを高める上で急務な課題であると言える。

1.2.2 被災後補修に関する研究と課題点

【鉄筋コンクリート造】

ここでは、被災後補修に関する既往の研究についてまとめる。はじめに、鋼構造（以下、S造）の被災後補修との比較として、鉄筋コンクリート造（以下、RC造）の被災後補修を示す。

1968年十勝地震では、RC柱のせん断破壊が散見された^{1.19)}。この原因として、1950年の建築基準法では設計用水平震度0.2以上が重要視されており、じん性、終局強度および非線形の地震応答が考慮されていなかったことが一因として挙げられる。これを教訓として、1971年の建築基準法施工例の改訂の際には、「部材のせん断力に対する設計に限っては、その部材を含むラーメン局部の曲げ降伏時せん断力を限度として設計せん断力を割り増す」^{1.20)}等の規定が組み込まれた。また、1977年には「既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・耐震改修設計指針・同解説」^{1.21)}が発刊され、図1.2のようなRC造の被災後補修に関する研究^{1.22)-1.25)}などが活発的に行われてきた。

大久保らは、せん断破壊したRC梁に対して、エポキシ樹脂により元の状態に戻した補修試験体、梁幅とせん断補強筋を増加させた補強試験体を比較することによりRC梁の被災後補修法を検討している^{1.22)}。補修試験体と補強試験体の剛性は、ひび割れにより損傷前の試験体よりも低下する。一方、最大耐力は、損傷前の試験体よりも上回り、指針式より概ね推定可能であることを明らかにしている。

田才らは、被災後補修後の剛性低下について主筋の付着劣化に着目し、エポキシモルタルによる被災後補修を提案した。このれにより、被災後補修後のRC梁の剛性は、元通りに回復することを確認した^{1.23)}。また、被災後補修後の耐力上昇については、鉄筋のひずみ効果、ひずみ時効が原因であることを示している^{1.24)}。

中田らは、実大7層RC造建築物の実大実験を行い、損傷したRC梁を対象に圧壊の程度に応じた被災後補修法を検討している^{1.25)}。被災後補修の方法は、(1)エポキシモルタルの増し打ちする方法、(2)既存コンクリートに打ち込まれたアンカーボルトとRC梁の下端主筋を拘束する方法、(3)破断したRC梁の下端梁主筋を溶接し、せん断補強筋を増設する方法の3種類である。建築物全体の剛性は回復せず、損傷前の建築物よりも周期が長いこと変形が大きくなることを示した。また、最大耐力以降では、損傷前の建築物と大きな差が無いことを報告している。RC梁単体としての性能回復に関する詳細な記述が無かったものの、実大実験による被災後補修を検討した希有な研究であると言える。

加藤らは、損傷した開口部を有する袖壁付きRC柱に対して、圧壊部にモルタルを打ち直し、開口部を閉塞する被災後補修^{1.26)}を行っている。開口部を閉塞した試験体は、損傷前の試験体よりも耐力と変形性能は上回ることを報告している。

その他、図、せん断破壊したRC柱に対して、プレストレスを導入したPC鋼棒^{1.27)}など、炭素繊維シート^{1.28)}など、鉄板巻き^{1.29)}などによる被災後補修法が検討されている。以上より、RC造の被災後補修に関する研究は、既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・耐震改修設計指針・同解説」の発刊を境に、積極的に行われていると言える。

【鋼構造】

一方、S造の被災後補修に関する研究は、RC造の被災後補修に関する研究と比較して事例が少ない。この一因として、余震により倒壊したS造の建築物はこれまでにないこと、過去の地震でRC造の建築物と比較して甚大な被害が生じなかったこと^{1.30)}が挙げられる。

S造の被災後補修に関する研究は、1981年～1985年に建設省の建設省総合技術開発プロジェクト「震災構造物の復旧技術の開発」において進められた。その中で、鈴木らは、局部座屈が生じたH型断面部材のカバープレートによる被災後補修^{1.31)}について検討している。さらに、田中らは、幅厚比の大きなH型断面部材を有する1層1スパンの鋼構造骨組のカバープレートによる被災後補修法^{1.32), 1.33)}について検討している。その補修効果はカバープレートと柱端部にわずかの隙間を空けることにより、降伏耐力、最大耐力および塑性変形能力が著しく向上する結果が報告されている。これらの研究の成果として、1991年には、「震災建築物の被災度基準判定および復旧技術指針」^{1.34)}が発刊された。

1994年Northridge地震と1995年兵庫県南部地震では、梁端溶接部の破断被害が散見され、鉛直または水平ハンチを増設する復旧工事が進められた^{1.35), 1.36)}など。これを受け、原田らは、ハンチによる被災後補修後の構造性能および応力伝達機構を実験的に検証し、その評価方法を提案している^{1.37)}。鋼材の破断靱性が高い場合には、提案した評価方法の妥当性を実験結果との比較から示している。一方、鋼材の破断靱性が低い場合には、早期に脆性破壊が起こるため、梁断面の全塑性モーメントに対する耐力余裕度をお大きくするように被災後補修を行う必要があることを示している。

近年では、S造の被災後補修に関する研究は、伊藤・森ら^{1.38), 1.39), 1.40)}、吉敷ら^{1.41), 1.42)}などにより積極的に行われている。S造の被災後補修に関する研究として図1.3を示す。

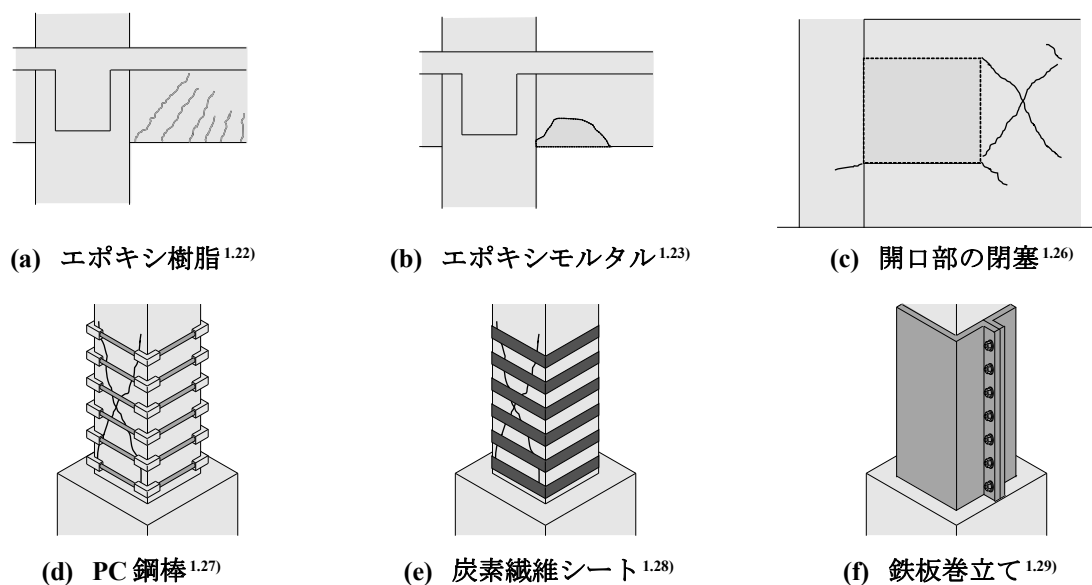


図1.2 鉄筋コンクリート造の被災後補修

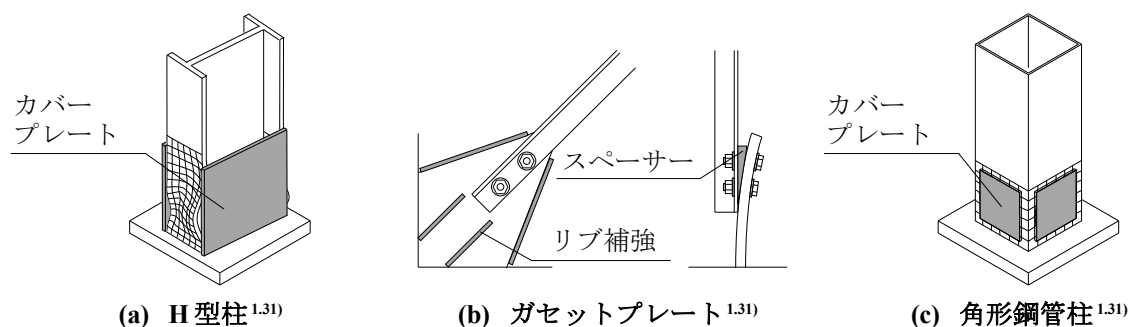


図1.3 鋼構造の被災後補修

伊藤らは、被災した鉄骨骨組について、「震災建築物の被災度基準判定および復旧技術指針」に記載されている被災後補修を再現し、被災後補修の適用性、補修後の構造性能について実験的に検証している。たとえば、文献1.38)では、局部座屈および亀裂により耐力劣化したH型鋼部材を対象としている。座屈部位では断面を日の字型となるようにカバープレートによる被災後補修を行い、亀裂部では再溶接による被災後補修を行っている。また、文献1.39)では、角型鋼管部材を対象としており、補修の工法の適用性と補修後の力学特性を実験的に検証している。さらに、文献1.40)では、ガセットプレートの補修法について検討しており、面外変形が生じたガセットプレートとブレースの間にスペーサー挿入し、リブによる補強を行うことにより、ブレースの性能回復を図っている。

吉敷らは、文献1.9)で得られた結果を踏まえ、損傷度を考慮したカバープレートによる角形鋼管柱の被災後補修法を構築^{1.41)}している。4面補修した角形鋼管柱では、補修により耐力は残存耐力より回復し、最大耐力は損傷時より向上する。一方、2面補修した角形鋼管柱では、凹部の局部座屈変形が20mm以下未満かつ損傷度(局部座屈による全塑性曲げモーメントからの耐力低下率)が0.46以下であれば、板厚を鋼管厚の1~2サイズアップすることで耐力は残存耐力を上回ることを明らかにしている。その他、梁端部が破断または塑性化した柱梁接合部の被災後補修を提案し、補修効果と力学メカニズムについても検討^{1.42)}している。

これらの研究で提案された被災後補修は、溶接機やハンマーなどの工具が必要であり、ある程度の時間が必要となる。そのため、地震直後、余震による倒壊防止や緊急に屋内運動場を使用しなければいけない場面では向いていないと言える。ここで、Bruneauらにより提唱されたレジリエンストライアングル^{1.43)}を図1.4に示す。図の縦軸は建築物の性能であり、横軸は時間である。図1.4は、地震発生から復旧までの建築物の性能と時間変動を示している。レジリエンストライアングル(図1.4中、三角形)は、建築物の性能からの低減量の時間積分した値であり、復旧時間はレジリエンスを高める上で重要な要素であることがわかる。したがって、都市のレジリエンスを高めるための被災後補修は、被災から迅速に復旧を可能にする補修法でなければならないと言える。これを踏まえて、本論文は、ターンバックルブレースの締め直しによる被災後補修法の構築を目的とする。ターンバックルブレースの締め直しは、被災後でも比較的簡単に行うことができ、都市のレジリエンスを高めるための被災後補修に適している。また、本論文の被災後補修法は、既往の研究で提案された被災後補修とは異なり、複数回の地震に対しても継続使用を可能にする点について特色があり、災害時からの応急復旧計画に資するものである。

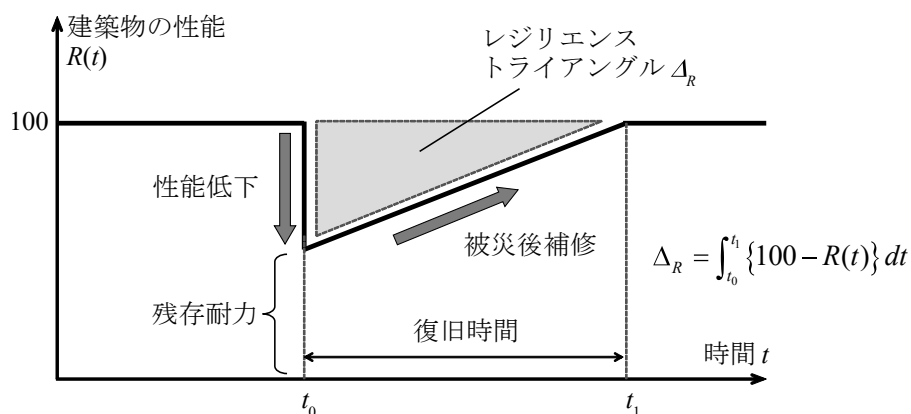


図1.4 レジリエンストライアングル^{1.43)}

1.2.3 ターンバックルブレースに関する研究と課題点

前項を踏まえ、ここではターンバックルブレースの変遷および既往の研究について示す。1964年新潟地震では、多数のターンバックルの破断被害が報告された^{1.44)}。この一因として、溶接用ターンバックルブレースが用いられていたこと、当時ターンバックルブレースの品質に関する規定が無かったことが挙げられる。これを受け、1967年に日本鋼構造協会「接合小委員会建築用ターンバックル研究班」が発足され、ターンバックルブレースの品質に関する実験的研究^{1.45)}が行われた。この研究成果として、1970年に「建築用ターンバックル筋違設計施工指針・同解説」^{1.46)}の初版が発刊され、翌年にターンバックルブレースが日本工業規格^{1.47)}（以下、JIS）として制定された。1981年の建築基準法・施工令が改正された際には、保有耐力接合を満足させるために、ターンバックルブレースのねじ部の製作方法から切削ねじを除外し、転造ねじに限定した。また、2000年の建築基準法・施工令の改正で、建築用ターンバックルブレースは国土交通大臣の指定建築材料となった。さらに、2003年のターンバックルブレースの改正では、青木らの研究成果^{1.48)}などを元に建築用ターンバックル胴のJIS規格にステンレス鋼製品が追加され、現在の内容に至る。本論文では、2021年度の屋内運動場における耐震化率が99.8%である^{1.2)}ことを踏まえ、転造ねじのターンバックルブレース^{1.44)}を被災後補修の対象とした。

ターンバックルに関する研究は、平野・穂積ら、寺岡・仁保ら、増田ら、聲高らの研究などが挙げられる。平野・穂積らは、文献1.49)において、ターンバックルブレースの初期張力をパラメータとした構造実験を行い、適切なターンバックルブレースの初期張力について検討している。また、文献1.50)、1.51)では、ターンバックルブレースの剛性に注目しており、見かけのヤング係数という概念を用いてターンバックルブレースの剛性低下を評価する必要があることを示した。

寺岡・仁保らも、ターンバックルブレースの初期張力について検討^{1.52)}しており、接合部の偏心距離が大きくなるように接合した試験体に対して、0.5%程度の初期ひずみを与えると羽子板とガセットプレートが一部塑性化することを報告している。

増田らは、ターンバックルブレースの締め付け時および繰り返し載荷時における接合部ボルトの緩みについて検討している^{1.53)}。ターンバックルブレースに一次締め程度の張力を導入すれば、接合部ボルトに緩みは生じないことを実験的に確認している。

聲高らは、ターンバックルブレースの一部を超弾性合金を置き換えることで、残留変形が生じないターンバックルブレースを開発^{1.54)}した。また、ブレース接合部に圧縮力を伝達させないスライド機構を設けることにより、ブレースの座屈も防止する機工も開発している。

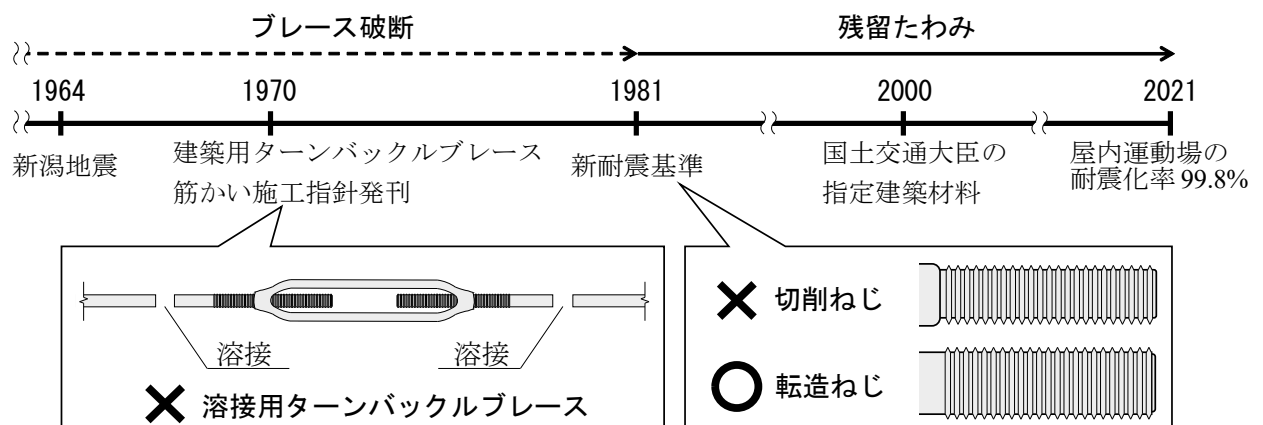


図1.5 ターンバックルブレースの種類とその変遷

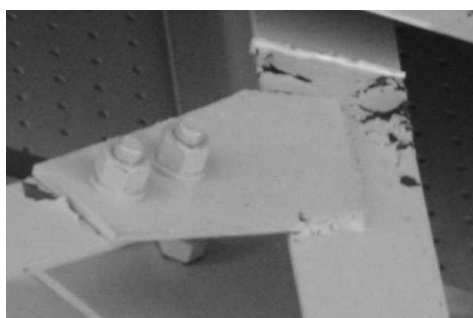
ここでは、本論文が提案する被災後補修の位置づけを明確にするため、ターンバックルブレースの締め直しが行われた研究について整理する。1978年宮城県沖地震からターンバックルブレースの締め直しは報告^{1.55)}されており、平野ら、佐藤ら、齊藤らは、ターンバックルブレースの締め直しを行い、その性能を確認している。

平野らは、ターンバックルブレースの締め直し後の力学挙動より、ターンバックルブレースが塑性化した場合を含めて有効であることを確認^{1.56)}している。しかし、使用した試験体の長さは1mであるため、実大サイズのターンバックルブレースを用いた締め直しによる性能回復を確認する必要がある。

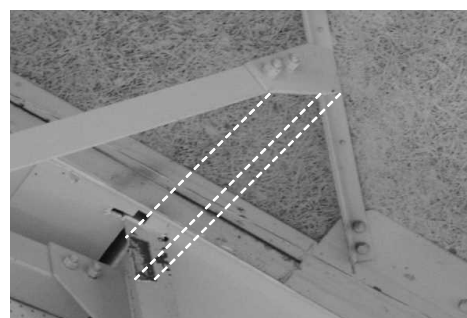
佐藤らは、屋内運動場の実大振動台実験を行っており、固有振動数の変化と損傷の関係について分析^{1.57)}している。実験では、様々な地震動を加振した後に、屋内運動場に配されているすべてのターンバックルブレースの締め直しを行い、再度加振を行っている。ターンバックルブレースの締め直しにより、屋内運動場の固有振動数が元に戻り、全体剛性が回復することを確認している。

齊藤らは、ブレースの面外変形と損傷の関係について検討^{1.58)}しており、その中で、ターンバックルブレースの締め直しが行われた。転造ねじ加工のターンバックルブレースでは、損傷後も問題なく締め直すことができ、ブレースの性能回復を確認している。一方、切削ねじ加工のターンバックルブレースでは、ねじ部が塑性化し締め直しが困難になり、締め直し後におけるターンバックルブレースの性能は著しく低下することを報告している。

上述した既往の研究では、ターンバックルブレースの締め直しにより損傷したブレースおよび構造骨組の性能が損傷前と同程度まで回復したことが報告されている。しかし、これらの研究は、締め直し前後の固有周期の変化や履歴挙動の様子から性能回復の有無を判断しており、ターンバックルブレースの耐力や剛性について具体的に評価されておらず検討の余地がある。また、被災後早期に復旧を可能にする被災後補修法を提案するにあたり、締め直しの施工性は重要な課題である。さらに、補強・補修によって増設されたブレースでは、ガセットプレートの溶接や接合方法が十分でない場合もある。したがって、ターンバックルの締め直しによる被災後補修を推奨するためには、補修時を含めた接合部への付加応力も検討する必要がある。



(a) 溶接による接合部



(b) 接合部の損傷

写真 1.1 付加応力による接合部の損傷

1.3 本論文の目的と構成

前節までに、都市のレジリエンスを高めるためには、余震に対する安全検証を提案すること、被災後の早期復旧を可能にする補修法を構築する必要があることを示した。ここで、本論文の目的として屋内運動場の変形と余震の大きさの関係について図1.6を示す。余震が小さい場合には、余震による変形は増加しないものと考えられる。まず、図中の破線で示される屋内運動場の変形が増加しない余震の大きさを把握する（第2章）。一方、灰色の塗潰しで示される余震が大きい場合には、屋内運動場の変形が拡大する可能性があり、ターンバックルブレースの締め直しによる被災後補修が必要である。したがって、ターンバックルブレースの締め直しによる性能回復およびその施工性を確認する（第3章）。さらに、余震に対して被害が拡大しない必要な補修量を示す（第4章）。これらの研究を通して、ターンバックルの締め直しによる被災後補修法を提案する。本論文は、本章1章を含め全5章から構成される。

第1章では、研究背景を述べ、本論文に関連する既往の研究とその課題点について整理した。

第2章では、余震の影響を把握するために複数回の地震動を想定した1質点系せん断ばねモデルによる数値応答解析を行い、屋内運動場の変形が増加しない余震の大きさを明らかにする。併せて、過去の余震に関するデータベースを作成する。両者から得られた結果を照らし合わせることにより、過去の地震記録に基づいた余震に対する安全検証を提案する。

第3章では、ターンバックルブレースの締め直し前後の力学挙動に着目した構造実験を実施し、ターンバックルの締め直しによる被災後補修の有効性および施工性を確認する。また、サブテーマとして、接合部の違いによる付加応力の影響について検討する。

第4章では、部分的な被災後補修を含めた余震に対する数値応答解析を行い、屋内運動場の変形を抑制させるために必要な補修量を評価する。これと、第2章で示した過去の余震に関するデータベースと比較することにより、大半の余震に対して屋内運動場の変形を抑制させる最低限の補修量を示す。

第5章では、第2章から第4章までの結果を総括し、本論文で得られた知見と今後の課題を示す。

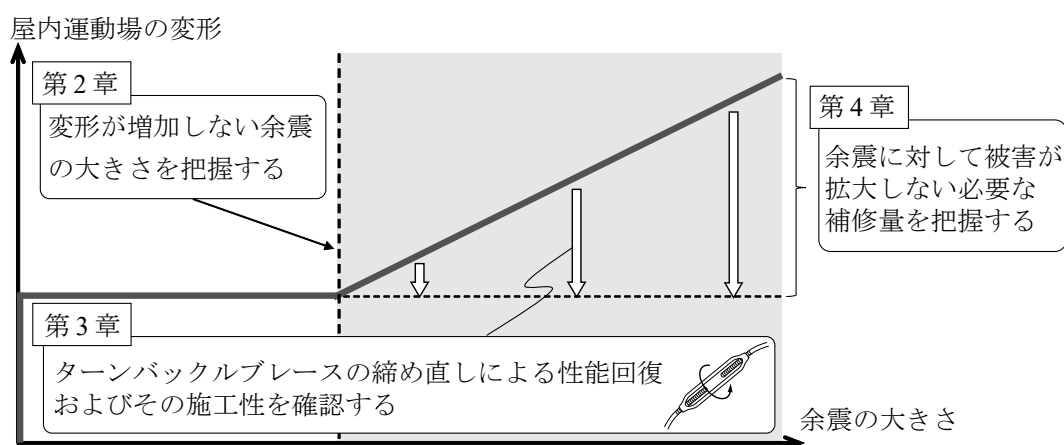


図1.6 各章の研究目的

【参考文献】

- 1.1) 内閣官房：「国土強靱化基本計画－強くて、しなやかなニッポンへー」
https://www.cas.go.jp/seisaku/kokudo_kyoujinka/pdf/kk-honbun-h301214.pdf, 2021.11
- 1.2) 文科省：公立学校施設の耐震改修状況フォローアップ調査の結果
https://www.mext.go.jp/content/20210806-mxt_sisetujo-000017178_0.pdf, 2021.11
- 1.3) 長谷川 隆：2004年新潟県中越地震における鉄骨造体育館の被害状況に基づく地震入力レベルの推定，日本建築学会構造系論文集，第73巻，第625号，pp.457-464，2008.3
- 1.4) 伊山 潤，山田 哲，松本由香，吉敷祥一，小山 毅，島田侑子：東北地方太平洋沖地震等による鉄骨造文教施設鉛直ブレースの震動被害，日本建築学会技術報告集，第19巻，第41号，pp.147-152，2013.2
- 1.5) 社団法人建築研究振興協会：建築物の震災復旧技術マニュアル（案），1986.3
- 1.6) 日本建築防災協会：震災建築物の被災度区分判定基準および復旧技術指針，2016.3
- 1.7) 吉敷祥一，山田 哲：露出柱脚の基礎コンクリート周辺ひび割れに基づく損傷評価，－“見える損傷”の定量化に基づく鋼構造骨組の即時損傷評価法その1－，日本建築学会構造系論文集，第79巻，第704号，pp.1547-1557，2014.10
- 1.8) 吉敷祥一，巽 信彦：単一山形鋼ブレースの残留たわみと両脚の開きに基づく損傷評価，－“見える損傷”の定量化に基づく鋼構造骨組の即時損傷評価法 その2－，日本建築学会構造系論文集，第79巻，第719号，pp.143-153，2016.1
- 1.9) 吉敷祥一，岩崎祐介：局部座屈変形に基づく鋼柱の残存耐力評価，－“見える損傷”の定量化に基づく鋼構造骨組の即時損傷評価法 その3－，日本建築学会構造系論文集，第82巻，第735号，pp.735-743，2017.5
- 1.10) 山田 哲，石田孝徳，島田侑子：局部座屈変形を伴う角形鋼管柱の耐力劣化における履歴モデル，日本建築学会構造系論文集，第77巻，第674号，pp.627-636，2012.4
- 1.11) 吉敷祥一，上村陽介：塗装剥離に基づく損傷指標の構築に関する基礎実験，鋼構造年次論文報告集，第21巻，pp.285-289，2013.11
- 1.12) 鄭 皓文，巽 信彦，団栗直希，石田孝徳，吉敷祥一，西嶋一欽，小西克尚，渡辺 厚：U字形鋼材ダンパーの形状変化に基づく損傷度評価，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造II，pp.1027-1028，2018.7
- 1.13) 加藤淳一郎，松本由香，小林遼壺，山崎謙太：被災した鋼部材の局部座屈波形計測に基づく残余耐震性能の推定 その1 繰返し載荷実験，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造III，pp.1139-1140，2019.7
- 1.14) 国土技術政策総合研究所：多世代利用住宅の維持管理・流通を支える構造ヘルスマニタリング技術の利用ガイドライン，<http://www.nilim.go.jp/lab/ieg/tasedai/seika/shmguideline.pdf>，2021.11

-
- 1.15)野澤 貴, 飛田 潤, 斎藤知生, 田村修次, 藤井俊二, 楠 浩一, 岡野 創, 中島正愛:「建物の健全度モニタリングに関する研究開発」の全体計画と概要: 建物の健全度モニタリング(上部構造)に関する研究開発(その1), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造Ⅱ, pp.75-76, 2013.8
- 1.16)岸田尚也, 川口淳光:ファイバセンサを用いた超長周期地震動による建物の損傷把握手法に関する基礎的研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造Ⅱ, pp.859-860, 2011.7
- 1.17)岩崎恵梨子, 崎山夏彦, 伊藤拓海, 森 健士郎, 呉 東航, 南雲隆司, 平田春彦:熱電変換技術を用いた鋼部材の損傷度評価システムに関する基礎的研究 その1. 熱電モニタリング・システムの概説と曲げ載荷試験による疲労評価法の概要, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造Ⅱ, pp.1063-1064, 2020.9
- 1.18)八木尚太郎, 伊山 潤, 福島佳浩, 吉敷祥一, 石田孝徳, 清家 剛, 山田 哲:鉄骨骨組に取り付けられた乾式間仕切り壁の大変形時における損傷と加速度計による傾斜計測を用いたその検出の可能性, 日本建築学会構造系論文集, 第86巻, 第788号, pp.1400-1411, 2021.10
- 1.19)山田 稔, 降井繁蔵:内十勝沖地震その他による鉄筋コンクリート構造物崩壊の原因に関する一考察: 鉄筋コンクリート柱の剪断爆裂とその補強方法について, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 第43巻, pp.779-780, 1968.9
- 1.20)日本建築学会:鉄筋コンクリート構造設計規準・同解説, 第9版, 2018.12
- 1.21)日本建築防災協会:既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・耐震改修設計指針・同解説, 2017年改訂版, 2017.12
- 1.22)大久保 全陸:震害を受けた鉄筋コンクリート部材の補修・補強に関する研究, 日本建築学会九州支部研究報告, 第6巻, pp.281-284, 1984.3
- 1.23)田才晃, 犬飼瑞郎, 小谷俊介, 青山博之:丸鋼を用いた鉄筋コンクリート柱の復旧に関する研究 その2. 補修方法の検討, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造Ⅱ, pp.337-338, 1988.9
- 1.24)田才 晃, 山田哲弥, 小谷俊介, 青山博之:曲げ降伏した断面の補修後に耐力上昇の要因, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造Ⅱ, pp.99-100, 1985.9
- 1.25)中田慎介, 上之菌 隆志, 芳村 学, 岡本 伸:鉄筋コンクリート造実大7層建物の補修後実験: 日米共同耐震実験研究 その4, 日本建築学会構造系論文報告集, 第388号, pp.77-85, 1988.6
- 1.26)佐藤大典, 加藤大介:大地震後の応急的な補修を行った有開口RC造袖壁付き柱の再加力実験, 構造工学論文集, Vol.63B, pp.441-446, 2017.3
- 1.27)山川哲雄:プレストレスを導入したPC鋼棒で外帯筋状に横補強したRC柱の耐震補強法に関する実験的研究, 日本建築学会構造系論文集, 第526号, pp.141-145, 1999.12
- 1.28)白都 滋, 塩原 等, 楠原文雄, 法量良二:炭素繊維シートにより耐震補強された既存鉄筋コンクリート造腰壁付き短柱の耐震性能, 日本建築学会構造系論文集, 第534号, pp.121-128, 2000.8
- 1.29)谷村幸裕:損傷を受けた鋼板巻き立て補強RC柱の補修効果に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.32, No.2, pp.1021-1026, 2010
-

-
- 1.30) 中埜良昭: 学校建築の被害について(兵庫県南部地震緊急報告), 建築雑誌, Vol.118, No.1376, 1995.8
- 1.31) 鈴木弘之, 那花弘之: 構造物部材の局部座屈補強・補修後の耐力, その1 実験計画, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1248-1249, 1983.9
- 1.32) 田中淳夫, 泉 満, 成原弘之: 震災を受けた鋼構造骨組の復旧法に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol.35B, pp.411-423, 1989.3
- 1.33) 田中淳夫, 泉 満, 成原弘之: 幅厚比の大きな柱材の震災復旧法および耐震補強法に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol.36B, pp.377-383, 1990.3
- 1.34) 日本建築防災協会: 震災建築物の被災度区分判定基準および復旧技術指針, 2016.3
- 1.35) 関 嘉男, 寺岡 勝, 森田耕次, 小林順一, 岡田忠義: ノースリッジ地震による4段階鉄骨造建築物の被害調査と検討, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.835-836, 1996.9
- 1.36) 高橋泰彦, 藤谷芳男, 古川稔, 八木貞樹, 藤田佳広, 福本早苗: 阪神・淡路大震災で被害を受けた鋼構造建築物の復旧技術, 日本建築学会技術報告集, 第1号, pp.127-131 1995.12
- 1.37) 原田幸博, 鄭聖珉, 森田耕次: 鋼構造柱梁接合部の補修・補強方法に関する実験的研究, 日本建築学会鋼構造系論文集, 第553号, pp.97-104 2002.3
- 1.38) 松本 健, 森 健士郎, 伊藤拓海, 崔 彰訓: 局部座屈と亀裂が生じたH形鋼部材の補修方法と補修後の構造性能に関する実験的研究, 日本建築学会技術報告集, 第20巻, 第44号, pp.139-142, 2014.2
- 1.39) 森健士郎, 伊藤拓海, 宗村大翔, 布施 弘, 崔 彰訓: 局部座屈が生じた角形鋼管部材の補修方法と補修後性能に関する実験的研究, 日本建築学会技術報告集, 第22巻, 第52号, pp.971-976, 2016.10
- 1.40) 伊藤拓海, 佐藤華子, 荒井 亮太郎, 崔 彰訓: 損傷した鉄骨ブレース構造の修復工法と性能回復性に関する研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 I, pp.281-282, 2015.9
- 1.41) 吉敷祥一, 岩崎祐介: 局部座屈により耐力劣化した角形鋼管柱の被災後補修法, 日本建築学会構造系論文集, 第83巻 第743号 pp.179-189 2018.1
- 1.42) 浅見尚哉, 焦 瑜, 吉敷祥一, 山田 哲: 鉄骨造梁端部を対象とした震災後補修に関する検討, 日本建築学会大会関東支部研究報告集, pp.125-128, 2011.3
- 1.43) Bruneau, M. and Reinhorn, A.: Overview of the Resilience Concept, Proc. of the 8th US National Conference on Earthquake Engineering, Paper No.2040, 2006.4
- 1.44) 水田敏彦, 鏡味洋史, 穂積秀雄: 1964年新潟地震による秋田県の被害に関する文献調査, 日本建築学会技術報告集, 第63号, pp.814-819, 2020.6
- 1.45) 日本鋼構造協会: 日本鋼構造協会機関誌, Vol.5, No.41, 1969
- 1.46) 日本鋼構造協会: 建築用ターンバックル筋かい設計施工指針・同解説, 第3版, 2005.4
-

-
- 1.47) 日本規格協会：JIS ハンドブック ねじⅡ， pp.861-879， 2021.7
- 1.48) 青田晃治， 青木博文， 志村保美：ステンレス鋼(SUS304)製ターンバックルセットの力学的特性， 構造工学論文集， Vol.40B， pp.555-562， 1994.3
- 1.49) 久古英昭， 平野道勝， 穂積秀雄：ターンバックル筋かいの初期張力導入に関する実験的研究， 日本建築学会大会学術講演梗概集， 構造系， pp.1559-1560， 1984.9
- 1.50) 平野道勝， 穂積秀雄， 戸沢正美：ターンバックル筋かいの剛性に関する研究， 日本建築学会大会学術講演梗概集， 構造Ⅱ， pp.1015-1016， 1988.7
- 1.51) 穂積秀雄， 戸沢正美， 平野道勝：ターンバックル筋かい及び山形鋼筋かいの剛性と耐力に関する研究， 日本建築学会大会学術講演梗概集， 構造Ⅱ， pp.1343-1344， 1989.7
- 1.52) 仁保 裕， 寺岡 勝， 岩本天馬， 桑島林果：自己歪を有するターンバックル付ブレースの繰返し載荷実験， 日本建築学会中国支部研究報告集， pp.309-3012， 2012.3
- 1.53) 佐藤弘大， 増田浩志：ターンバックルブレース接合部に用いた取付けボルトの緩みに関する研究， 日本建築学会大会学術講演梗概集， 構造Ⅲ， pp.953-954， 2018.7
- 1.54) 聲高裕治， 荒木慶一， 大森俊洋， 貝沼亮介：Cu-Al-Mn 超弾性合金を用いた残留変形抑制型ターンバックル筋かいの開発， 日本建築学会構造系論文集， 第79巻， 第695号， pp.163-172， 2014.1
- 1.55) 鈴谷二郎， 山田大彦， 山田聖志， 川名秀人， 桂 重樹， 吉田正紀：'78宮城県沖地震で被害をうけた鉄骨造建物の補修・復旧状況， 日本建築学会東北支部， pp.9-12， 1981.7
- 1.56) 穂積秀雄， 戸沢正美， 平野道勝：ターンバックル筋かいの導入張力消失の要因に関する研究， 日本建築学会大会学術講演梗概集， 構造Ⅱ， pp.803-804， 1987.8
- 1.57) 鈴木理恵， 佐藤大樹， 佐々木 智大， 青井 淳， 梶原浩一， 田川浩之：E-ディフェンスを用いた実大鉄骨造体育館加振実験における固有振動数の変化と損傷の分析， 構造工学論文集， Vol.63B， pp.241-205， 2017.3
- 1.58) 齊藤 諭， 吉敷祥一， 浅田勇人， 山田哲：接合部を含む引張ブレース部材の面外変形と損傷の関係， 2011年度日本建築学会関東支部研究報告集Ⅰ， pp.565-568， 2012.3

第2章

余震に対する屋内運動場の継続使用性に関する解析的検討

2.1 はじめに

本章では、余震に対する安全検証について検討する。屋内運動場の変形と余震の大きさの関係について図2.1に示す。余震が小さい場合では、余震による変形は増加しないものと考えられる。一方、灰色の塗潰しで示される余震が大きい場合では、屋内運動場の変形が拡大する可能性がある。余震に対する安全検証を提案するにあたり、縦の破線で示される屋内運動場の変形が増加しない余震の大きさを把握することは重要な課題である。したがって、本章では、余震の影響を把握するために複数回の地震動を想定した1質点系せん断ばねモデルによる数値応答解析を行い、屋内運動場の変形が増加しない余震の大きさを明らかにする。また、過去に起きた余震に関するデータベースを作成し、余震の大きさと発生頻度の関係について確認する。

これまでに、屋内運動場を対象とした耐震性の評価に関する解析的研究は、山下らや長谷川らなどにより、積極的に行われている。山下ら²¹⁾は、立体3次元モデルの解析を行い、屋内運動場の内・外装材に用いられるALC版を軽微な損傷に留めるために、構造耐震指標 I_s は1.5程度必要であることを示している。また、屋内運動場の耐震補強として、長谷川ら²²⁾は、履歴型ダンパーにより地震応答を低減させる方法を検討している。これらの研究はいずれも本震を対象としており、屋内運動場の被害を最小限に抑えることを目的とした研究がほとんどである。これに対し、本論文は、本震だけでなく余震にも着目した数値応答解析により、耐震性の評価を行っている点に新規性があると考えられる。

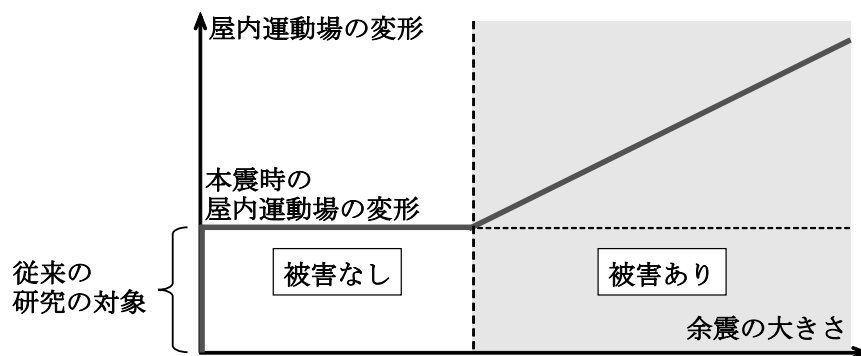


図 2.1 屋内運動場の変形と余震の大きさ

2.2 1 質点系せん断ばねモデルを用いた地震応答解析

2.2.1 解析モデル

まず、本論文における解析対象の建築物を説明する。解析対象の建築物は、過去の地震で被害が多く見られた図2.2に示す屋内運動場であり、「文部科学省：学校施設の耐震補強マニュアルS造屋内運動場」^{2.3)}の設計例を用いた。ターンバックルブレース（本章内にて以下、ブレース）の設置箇所は屋内運動場の四隅に設置されている。また、屋内運動場の総重量 W は設計例に準じて 780.8kN とした。

1 構面あたりの降伏せん断耐力 q_Y とせん断剛性 k の算出方法を図2.3に示す。解析ではJIS建築用ターンバックルブレース^{2.4)}としてねじの呼びがM24とM33に相当する断面を持つ引張ブレースを考える。ブレースのヤング係数 E は 205000 N/mm²、降伏応力度 σ_Y は 235 N/mm² とする。桁行構面内において層せん断力に対する1層と2層の変形量 (0.5Δ) は等しいものと仮定した場合、1構面あたりの降伏せん断耐力 q_Y とせん断剛性 k はブレース1本あたりの軸部断面積 A と取り付け角度 θ を用いて次式で表される。

$$q_Y = \sigma_Y A \cos \theta \quad \dots (2.1)$$

$$k = 0.5 \frac{AE}{L} \cos^2 \theta \quad \dots (2.2)$$

屋内運動場には、全4構面にブレースが設置されているため、ブレース架構の降伏耐力 Q_Y と水平剛性 K は、それぞれ1構面あたりの降伏せん断耐力 q_Y とせん断剛性 k の4倍となる ($Q_Y=4q_Y$, $K=4k$)。また、梁端のウェブのみを高力ボルト摩擦接合される柱梁架構の水平剛性(以下、弾性要素 k_c)は、ブレース架構の水平剛性 K に対して 0.5, 1.0% の剛性を与えた。

解析モデルを図2.4, 図2.5に示す。解析モデルは、地震動に対しても屋根面ブレースが降伏せず十分な水平伝達能力を保持している^{2.5)}と仮定し、1質点系せん断モデルとする。また、せん断ばねの復元力特性は、ブレース部のスリップ型履歴挙動と柱梁架構の線形弾性の並列系と見なす。減衰は、減衰定数 0.02 とした瞬間剛性比例型であり、初期剛性比例型との比較については附録1を参照されたい。

次いで、解析手法について説明する。本震の入力レベルは、本震による最大層間変形角 R_{0_max} が 0.5, 1.0, 2.0% となるように加速度倍率を調整して入力した。ここで、最大層間変形角 R_{n_max} はブレース架構の最大変形量 Δ_{max} を高さ H (=6.0m) で除した値である。一方、余震は図2.5に示すように本震の加速度倍率(以下、 PGV)を 1.00 とした場合、余震の PGV を 0.10, 0.20, 0.25, 0.38, 0.50, 0.63, 0.75, 0.88, 1.00 (以下、余震倍率 β) となるように入力した。地震動を連続して入力する際、構造物を一度静止させるために、 n 回目と $n+1$ 回目の地震動の入力の間に自由振動させることが一般的である。本解析では、損傷後はブレース架構がスリップ挙動を示す範囲において線形弾性挙動を示すことになり、地震終了後の残留層間変形角はゼロになる。そのため、 $n+1$ 回目の解析を行う際には、 n 回目までに得られた正負の最大層間変形角のみを記録し、残留層間変形角をゼロとして $n+1$ 回目の解析を行えばよいことになる。

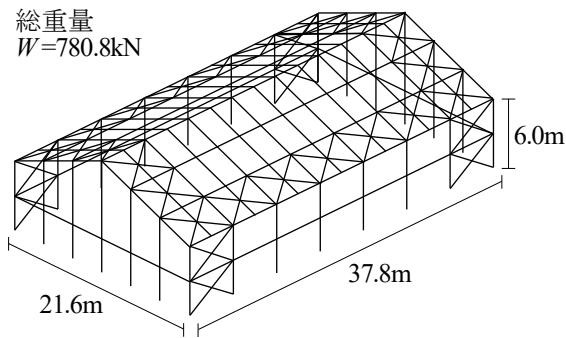


図 2.2 解析対象の建築物

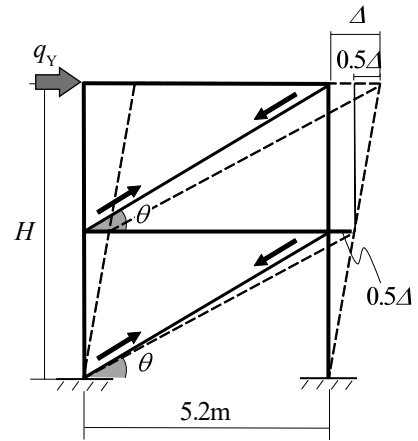


図 2.3 ブレース構面の変形状態

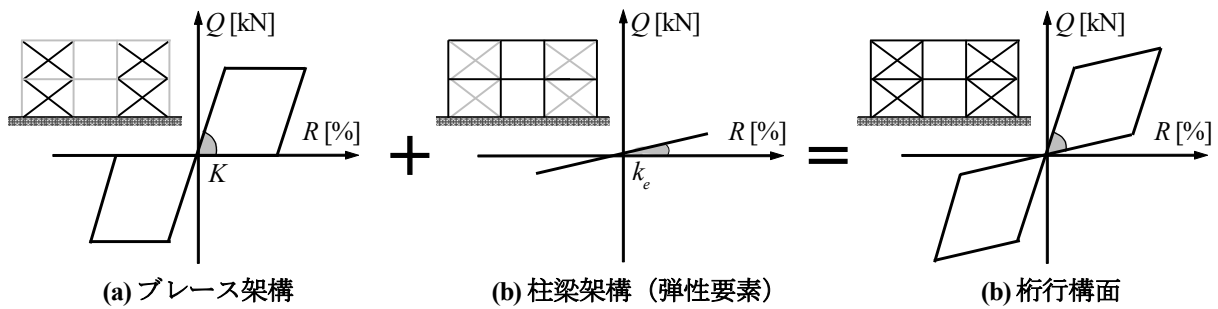
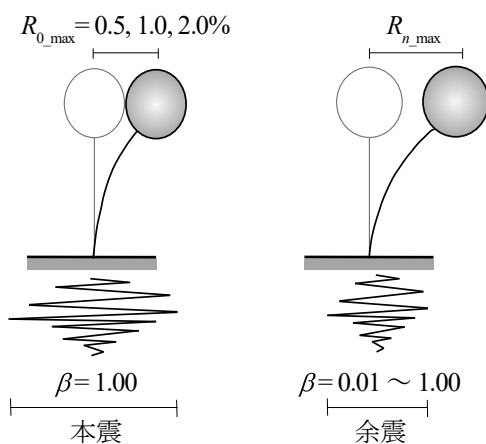


図 2.4 せん断ばねの復元力特性



余震倍率 β は本震の地震動を 1.00 とした場合に、余震の PGV を 0.01 ~ 1.00 と変化させた時の割合とする

$$\beta = \frac{\text{余震の PGV}}{\text{本震の PGV}}$$

図 2.5 解析モデルと地震動の入力方法

2.2.2 解析のパラメータ

ブレース架構のパラメータは、ブレースのねじの呼び（以下、軸径）と弾性要素を組み合わせた4種類あり、以後、各パラメータの解析モデルをModel 1, Model 2, Model 3, Model 4と呼ぶ。各パラメータのブレース1本あたりの軸部断面積 A と細長比 λ 、ブレース架構の降伏耐力 Q_Y と水平剛性 K 、および初期状態と被災後の固有周期 T_0 、 T_d を表2.1にまとめる。

地震動のパラメータは、前述した本震による最大層間変形角 $R_{0,max}$ 、余震倍率 β と入力地震動の種類である。入力地震動の種類は、1999年集集地震、1989年Loma Prieta地震、2016年熊本地震、1940年Imperial Valley地震、1994年Northridge地震、1968年十勝沖地震、1995年兵庫県南部地震、2011年東北太平洋沖地震、1952年Kern County地震であり、表2.2にまとめる。また、各地震動の総入力エネルギーの速度換算値 V_E を図2.6、図2.7に示す。

表 2.1 ブレースの種類と解析モデルの特性

Model	減衰モデル	減衰定数 h	ブレース 断面積 A [mm ²]	細長比 λ [-]	降伏耐力 Q_Y [kN]	水平剛性 K [N/mm]	弾性要素 k_e [N/mm]	固有周期	
								初期状態 T_0 [sec]	被災後 T_d [sec]
1	瞬間剛性 比例型	0.02	389	1078	312	2.0×10^4	2.0×10^2	0.39	3.9
2							4.0×10^2	0.39	2.7
3			752	775	624	4.0×10^4	2.0×10^2	0.27	3.9
4							4.0×10^2	0.27	2.7

表 2.2 解析に用いた入力地震動

地震	観測点	成分	PGV [cm/sec]
1999年 集集地震	TCU129	NS	54.4
1989年 Loma Prieta 地震	Agnews Hospital	NS	25.9
2016年 熊本地震	益城	EW	131.8
1940年 Imperial Valley 地震	El Centro	NS	33.5
1994年 Northridge 地震	Newhall	NS	129.2
	Olive	NS	31.5
1968年 十勝沖地震	八戸	NS	34.4
	八戸	EW	37.8
1995年 兵庫県南部地震	JMA 神戸	NS	96.5
	JMA 神戸	EW	80.3
2011年 東北太平洋沖地震	JMA 仙台	NS	54.4
	JMA 仙台	EW	51.0
1952年 Kern County 地震	Taft	NS	15.7
	Taft	EW	17.7

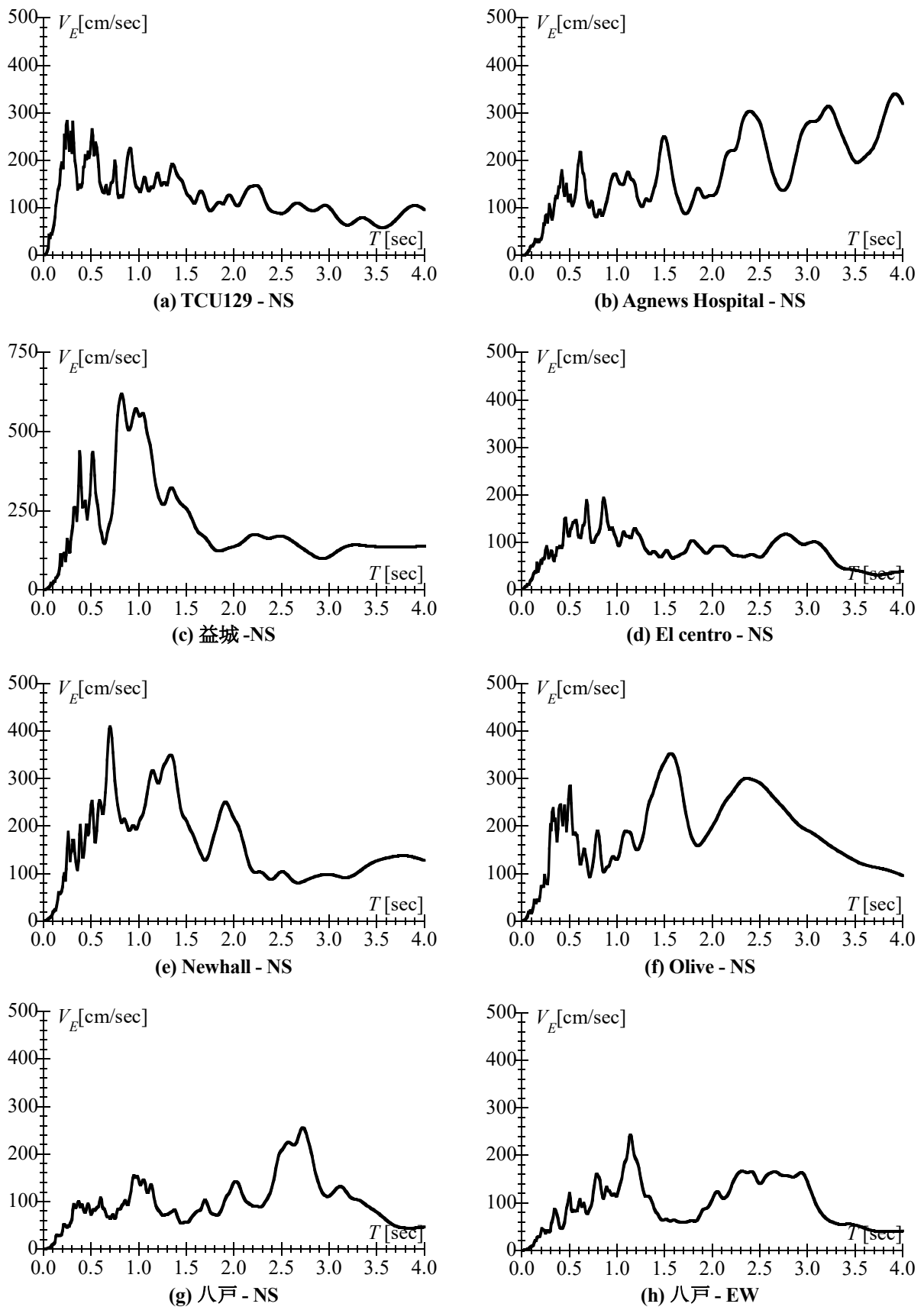
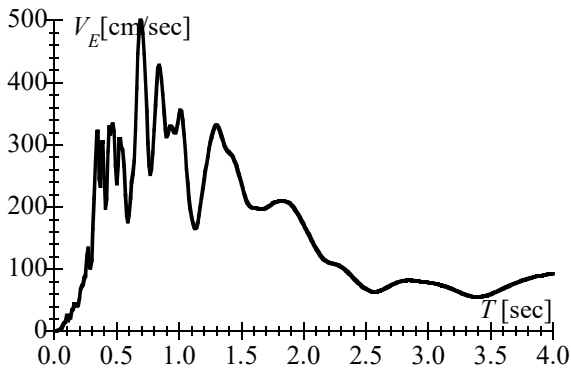
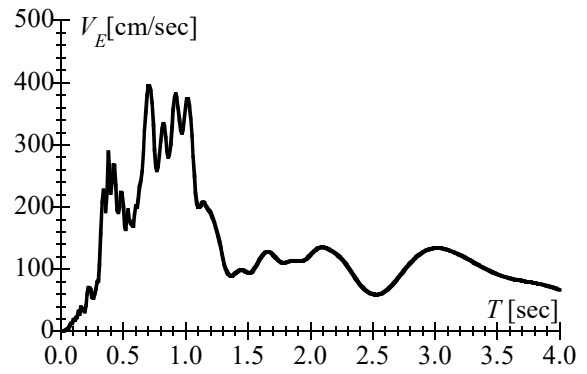


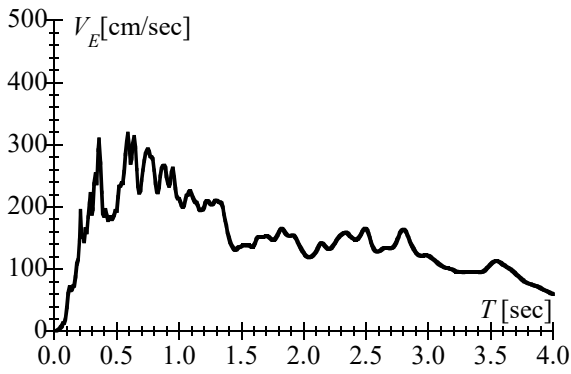
図 2.6 解析に用いた入力地震動における総入力エネルギーの速度換算値 その1



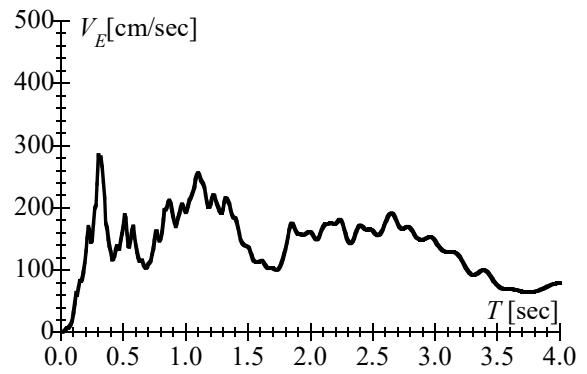
(i) JMA 神戸 -NS



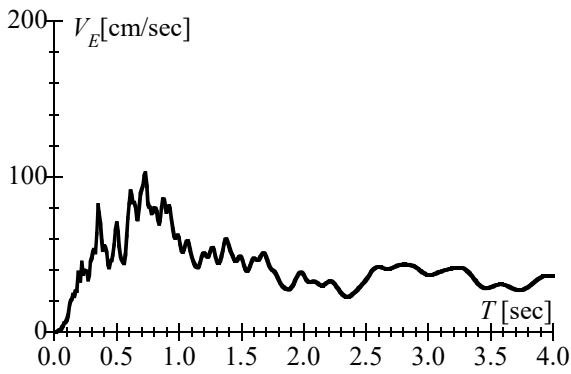
(i) JMA 神戸 -EW



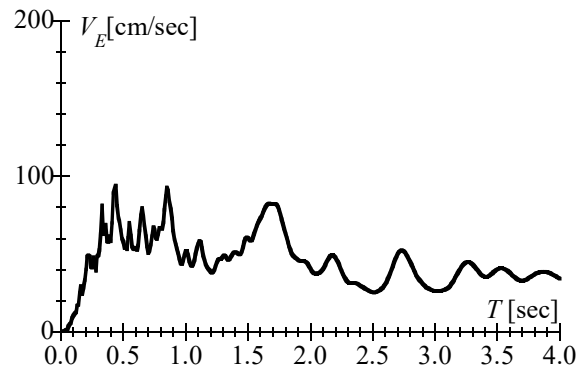
(j) JMA 仙台 -NS



(k) JMA 仙台 -NS



(l) Taft - NS



(g) Taft - EW

図 2.7 解析に用いた入力地震動における総入力エネルギーの速度換算値 その2

2.3 解析結果

2.3.1 荷重変形関係

地震応答解析により得られた荷重変形関係を余震回数 n ごとに図2.8に例示する。図の縦軸は層せん断力 Q であり、横軸は層間変形角 R である。なお、ここでは、すべての地震動において同じ傾向が見られたため、Model 4を例として、1995年兵庫県南部地震NS成分の $R_{0,max}=2.0\%$ を用いた場合の解析結果を示している。

本震時の荷重変形関係（図2.8(a)）は、非線形のスリップ挙動を示しており、正側で残留層間変形角は1.6%、最大層間変形角は2.0%程度となった。一方、余震回数 $n=1, 2$ の荷重変形関係（図2.8(b), (c)）を見ると、スリップ挙動による最大層間変形角の増加が見られた。たとえば、余震回数 $n=1$ では、本震時の残留層間変形角である1.6%まではスリップ挙動を呈しており、最終的に最大層間変形角は2.9%程度となった。さらに、余震回数 $n=4$ の荷重変形関係（図2.8(d)）を見ると、ブレースのスリップ区間で柱梁架構の線形弾性挙動のみが表れており、最大層間変形角の増加は見られなかった。これは、地震入力エネルギーが線形弾性挙動のエネルギーで保持できる範囲内に収まるためである。なお、これ以上に同じ余震を繰り返し与えても最大層間変形角は増加しないことになる。ここで、 n 回目の余震までに経験した最大層間変形角が増加しなくなる時の最大層間変形角を収束値 R^* と定義する。

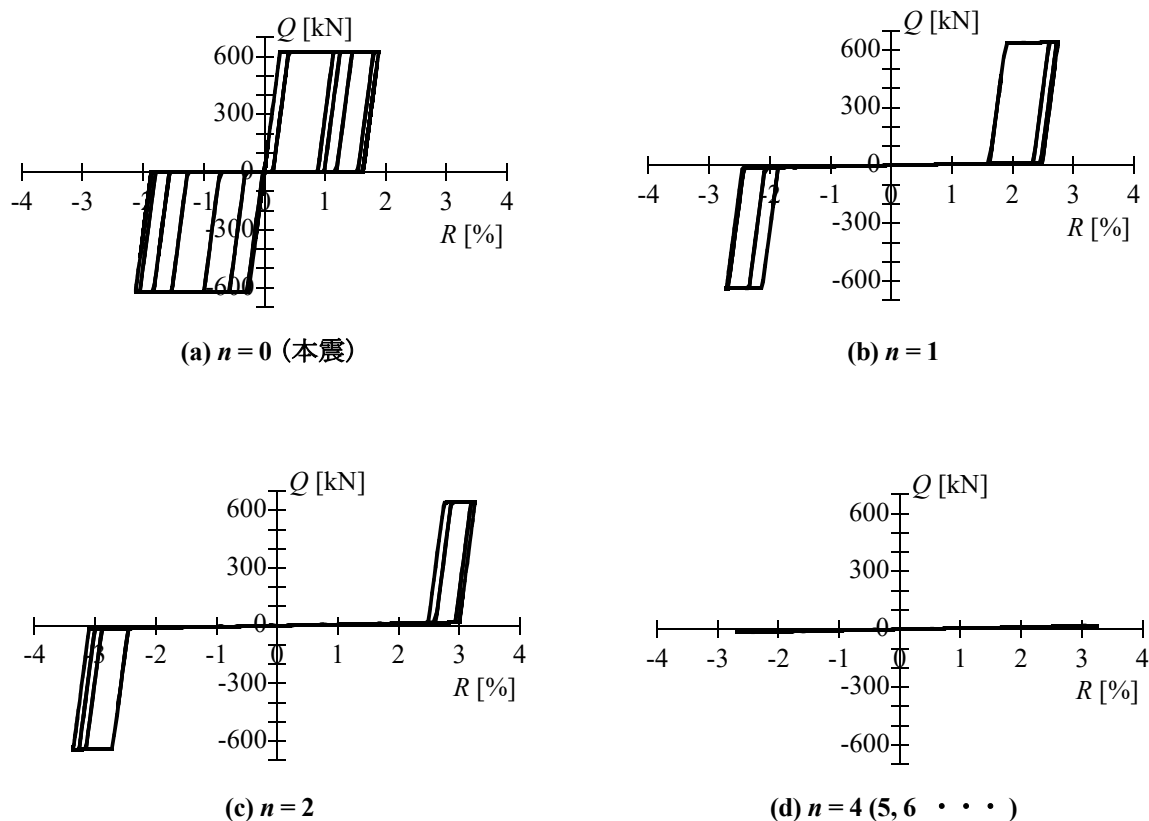


図 2.8 本震および多数回の余震に対する荷重変形関係の例

2.3.2 余震による最大層間変形角の増加傾向

これを踏まえ、Model 4における1995年兵庫県南部地震NS成分の解析結果を例として、 n 回目の余震までに経験した最大層間変形角 R_{n_max} と余震回数 n の関係を図2.9に示す。図は、本震による最大層間変形角 R_{0_max} ごとに示している。図の縦軸は n 回目の余震までに経験した最大層間変形角 R_{n_max} であり、横軸は余震回数 n (本震は0回目)である。図中、余震倍率 β をマーカーの種類で区別している。

余震の回数に着目する。余震回数が少ない範囲では、 n 回目の余震までに経験した最大層間変形角は、余震回数が多くなるほど増加することがわかる。一方、ある余震回数に達すると n 回目の余震までに経験した最大層間変形角は、単調に増加するのではなく、安定する傾向が見られた。これは、地震入力エネルギーが線形弾性挙動のエネルギーで保持できる範囲内に収まるためである。

また、解析結果の一例ではあるが、余震の PGV に応じて収束値 R^* が決まっていることがわかる。たとえば、本震による最大層間変形角 $R_{0_max}=0.5\%$ (図2.9(a))を見ると、本震と同じ $PGV(=16\text{cm/s})$ の余震では、収束値 R^* は1.0%まで増加している。一方、本震による最大層間変形角 $R_{0_max}=1.0\%$ (図2.9(b))を見ると、 PGV にして本震時の50%($=15\text{cm/s})$ の余震に対しては、収束値 R^* は1.0%となり、本震からの増加は小さい。また、本震と同じ $PGV(=30\text{cm/s})$ の余震に対して、収束値 R^* は2.3%となった。これは、本震による最大層間変形角 $R_{0_max}=2.0\%$ (図2.9(c))における $PGV(=33\text{cm/s})$ の収束値 $R^*(=2.6\%)$ とほぼ等しい値である。したがって、収束値 R^* は余震の PGV に依存していると言える。

2.3.3 最大層間変形角が増加しない余震の閾値

次に、最大層間変形角の収束値 R^* と余震の PGV の関係について、本震による最大層間変形角 R_{0_max} ごとに図2.10に示す。図の縦軸は本震による最大層間変形角に対する収束値の比(以下、収束値の増加率 R^*/R_{0_max})であり、横軸は余震の PGV である。図中、マーカーの種類により軸径の違いを表している。さらに、実線は、それより PGV が小さいときに収束値の増加率 R^*/R_{0_max} が1.0となる値、つまりは余震により最大層間変形角が増加しない閾値である。

軸径の違いに関わらず、余震の PGV が小さい間は、収束値の増加率 R^*/R_{0_max} は1.0となり、 PGV がある一定の値に達すると収束値の増加率 R^*/R_{0_max} が急増している。具体的には、図中の実線で示す $R_{0_max}=0.5\%$ (図2.10(a))では 8cm/s 、 $R_{0_max}=1.0\%$ (図2.10(b))では 10cm/s 、 $R_{0_max}=2.0\%$ (図2.10(c))では 20cm/s が閾値となっている。したがって、最大層間変形角が増加しない閾値は本震による最大層間変形角 R_{0_max} に依存することがわかった。たとえば、使用限界を層間変形角の2.0%とすれば、余震の PGV が 20cm/s 以下程度であればそれ以上は最大層間変形角は増加せず、継続使用時の安全性が保証でき、被災後補修の緊急性は低いと判断できる。

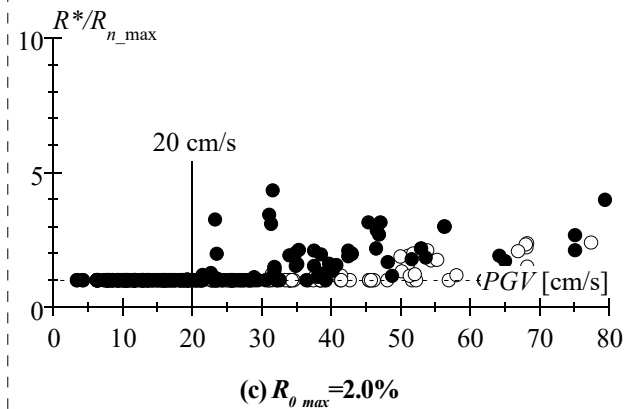
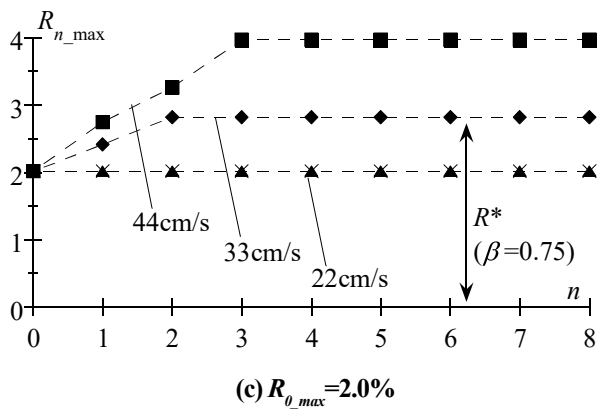
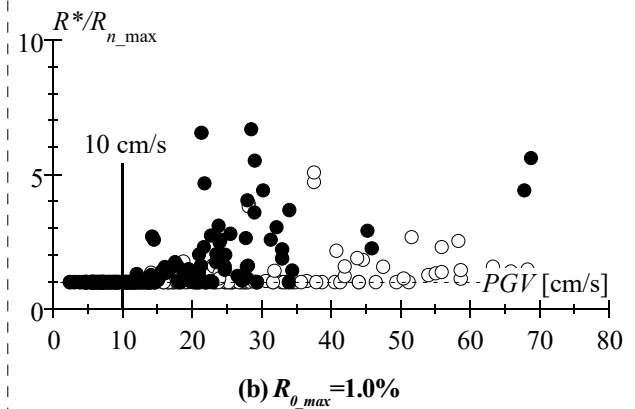
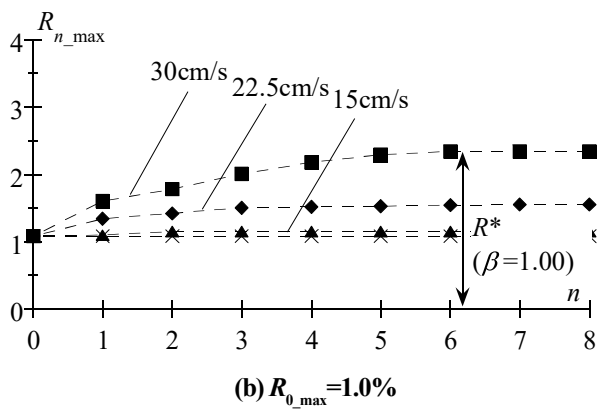
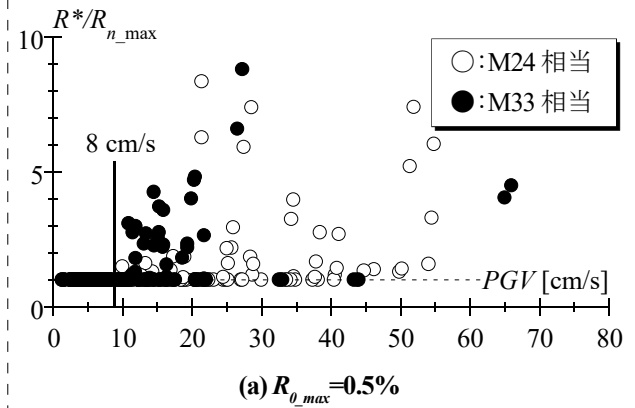
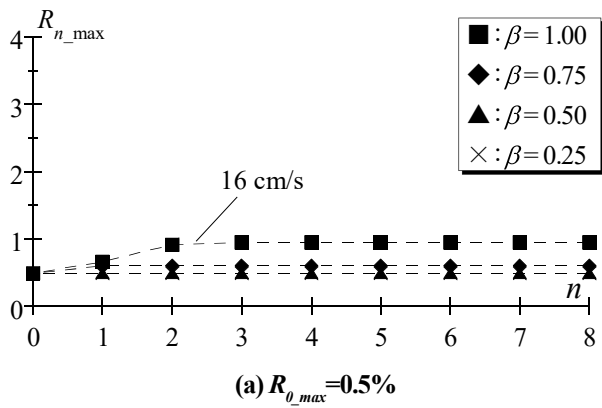


図 2.9 余震による最大変形角の増加傾向

図 2.10 収束値の増加率と余震の PGV の関係

2.3.4 大小の余震を組み合わせた場合における最大層間変形角の増加傾向

本節では、大小の余震を組み合わせた場合における最大層間変形角の増加傾向について検討する。地震動の入力プログラムを図2.11に示す。いずれの入力プログラムも本震として余震倍率 $\beta=1.00$ の地震動を入力した。余震として交番タイプ(図2.11(a))では、余震倍率 $\beta=0.25, 0.75$ を交互に入力する。一方、漸減タイプ(図2.11(b))では、余震倍率 $\beta=0.75$ を4回入力した後に余震倍率 $\beta=0.25$ を4回入力する。これに対し、漸増タイプ(図2.11(c))では、余震倍率 $\beta=0.25$ を4回入力した後に余震倍率 $\beta=0.75$ を4回入力する。

Model 4における1995年兵庫県南部地震NS成分の解析結果を例として、 n 回目の余震までに収束値の増加率 R^*/R_{0_max} と余震回数 n の関係を図2.12に示す。図は、本震による最大層間変形角 R_{0_max} ごとに示している。図中、入力プログラムの種類をマーカーの種類で区別している。

いずれの解析結果も余震回数が多くなるほど、収束値の増加率 R^*/R_{0_max} は増加している。漸減タイプ(●印)を見ると、 $R_{0_max}=0.5\%$ では $n=4$ 、 $R_{0_max}=1.0\%, 2.0\%$ では $n=2$ で収束値の増加率 R^*/R_{0_max} は安定する傾向が見られた。一方、漸減タイプ(●印)を見ると、 R_{0_max} に関わらず $n=4$ まで R^*/R_{0_max} の増加は見られなかった。さらに、交番タイプ(○印)を見ると、余震倍率 $\beta=0.25$ の余震では R^*/R_{0_max} の増加は見られなかった。また、 $n=8$ では、入力地震動の違いにかかわらず R^*/R_{0_max} は同じ値となった。つまり、収束値の増加率 R^*/R_{0_max} は、 PGV にして本震の25%の余震は最大層間変形角の増加に与える影響はほとんどないと言える。

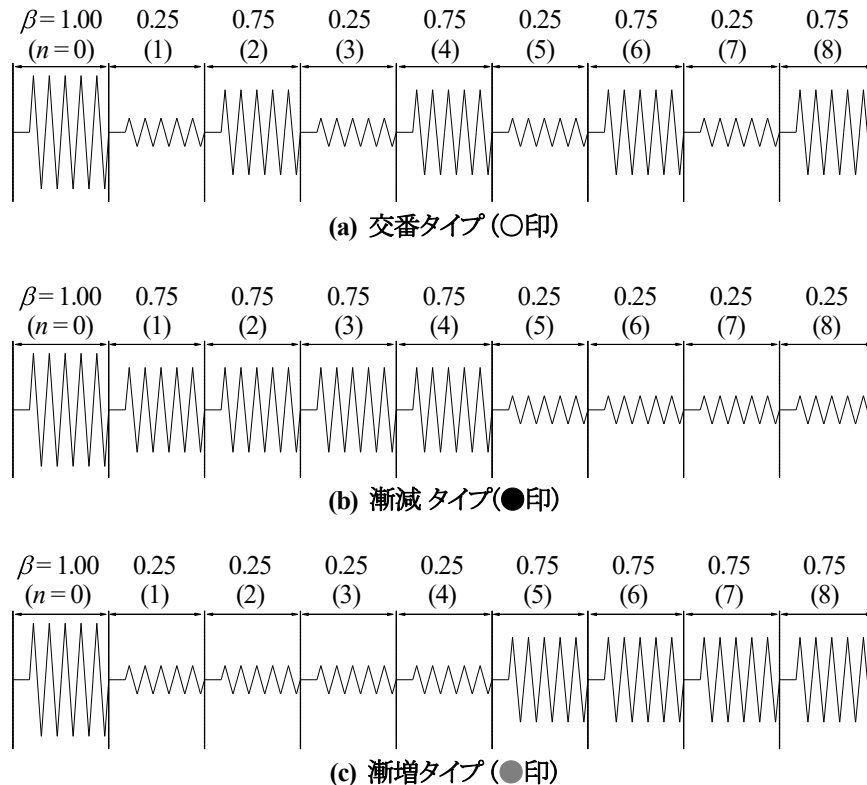


図 2.11 地震動の入力プログラム

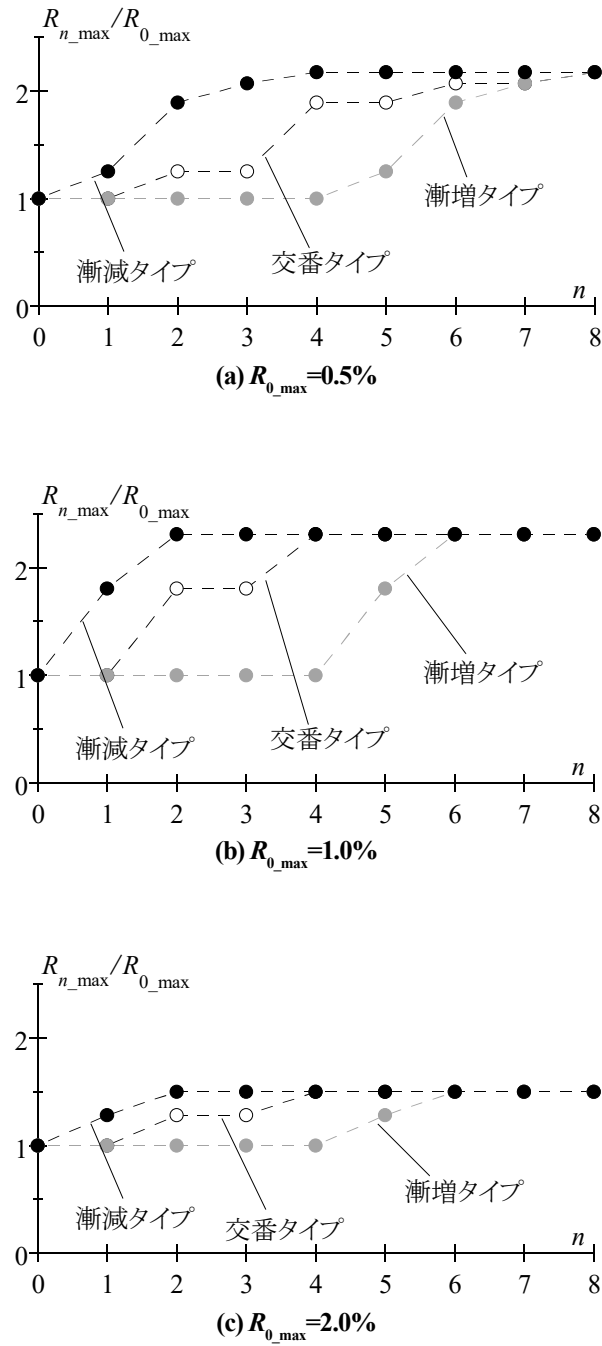


図 2.12 収束値の増加率と余震の PGV の関係

2.3.5 最大層間変形角の増加率と余震倍率

次に、本震による最大層間変形角に対する、本震直後の余震による最大層間変形角の増加率 R_{1_max}/R_{0_max} および収束値の増加率 R^*/R_{0_max} を余震倍率 β との関係として図2.13に示す。図の縦軸はそれぞれ R_{1_max}/R_{0_max} (図2.13(a)) と R^*/R_{0_max} (図2.13(b)) であり、横軸は余震倍率 β である。図中、マーカーの色により本震による最大層間変形角 R_{0_max} の違いを表している。

まず、本震直後の余震を対象として、 R_{1_max}/R_{0_max} (図2.13(a)) に着目する。余震倍率 β が0.25以下では $R_{1_max}/R_{0_max}=1.0$ となり、余震による最大層間変形角の増加は見られなかった。一方、余震倍率 β が0.25以上の解析結果を見ると、 R_{1_max}/R_{0_max} が増加していることがわかる。たとえば、余震倍率 $\beta=0.50$ の解析結果において、 R_{1_max}/R_{0_max} は最大で2.0となった。つまり、1回目の余震の大きさが PGV にして本震の50%以上であれば、最大層間変形角は2倍程度になる可能性があることを意味している。

次いで、 R^*/R_{0_max} (図2.13(b)) に着目する。余震倍率 β が0.20以下であれば、 $R^*/R_{0_max}=1.0$ となった。したがって、本震時の安全性が確保されていれば、 PGV にして本震の20%以下の大きさの余震に対しては最大層間変形角が増加せず、継続使用時の安全性が保証できると考えられる。

2.4 観測された余震の発生頻度に関するデータ分析

2.4.1 分析方法

ここでは、観測された余震の発生頻度と大きさを整理する。地震動は強震観測網^{2.6)}から得られた表2.3に示す18種類の地震動を使用し、計測震度 I からの PGV を推定するために、次式^{2.7)}を用いた。

$$I = \begin{cases} 2.165 + 2.262 \log(PGV) & (I < 4) \\ 2.002 + 2.603 \log(PGV) - 0.213 \cdot \log(PGV)^2 & (I \geq 4) \end{cases} \quad \dots (2.3)$$

この式を PGV について整理すると次式が得られる。

$$PGV = \begin{cases} 10^{\{(I-2.165)/2.262\}} & (I < 4) \\ 10^{\left\{ \frac{2.603 - (6.776 - 0.852 \cdot (I - 2.002))^{0.5}}{0.426} \right\}} & (I \geq 4) \end{cases} \quad \dots (2.4)$$

2.4.2 観測された余震の大きさとその発生頻度

実際に観測された余震の回数と大きさの関係を図2.14に示す。図の縦軸は余震の大きさに応じた余震回数 n であり、横軸は(2.4)式を用いて算出された余震倍率 β である。また、ここでは、計測震度 I が2以上の余震を対象とした。図中、破線は余震倍率 $\beta=0.20$ を表している。

余震が頻繁に起きている範囲は余震倍率 $\beta=0.20$ 以下であり、余震倍率 β が大きくなるほど余震回数 n は減少している。18種類の地震記録の余震回数は計359件であり、そのうち余震倍率 $\beta=0.20$ を超える余震は16件であった。特に、18種類の地震記録うち11種類が内陸型地震であるものの、内陸型地震の方が海溝型地震よりも $\beta=0.20$ を超える余震が頻発する傾向が見られた。前述したように、余震倍率 β が0.20以下であれば、最大層間変形角は本震時より増加しない(図2.13(b))。したがって、これまでの地震記録に基づき判断するならば、大半の余震に対して、被災後補修の緊急性は高くないと言える。

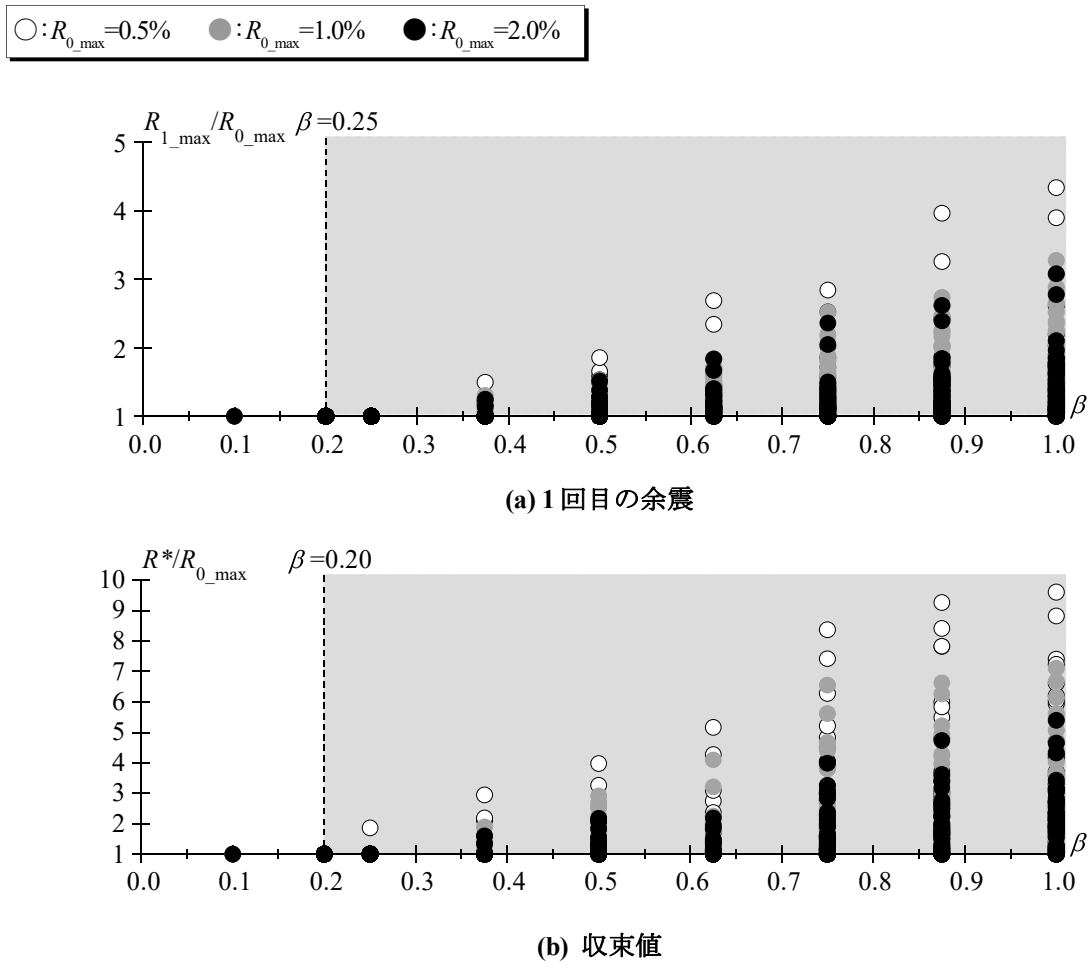


図 2.13 最大層間変形角の増加率と余震倍率 β の関係

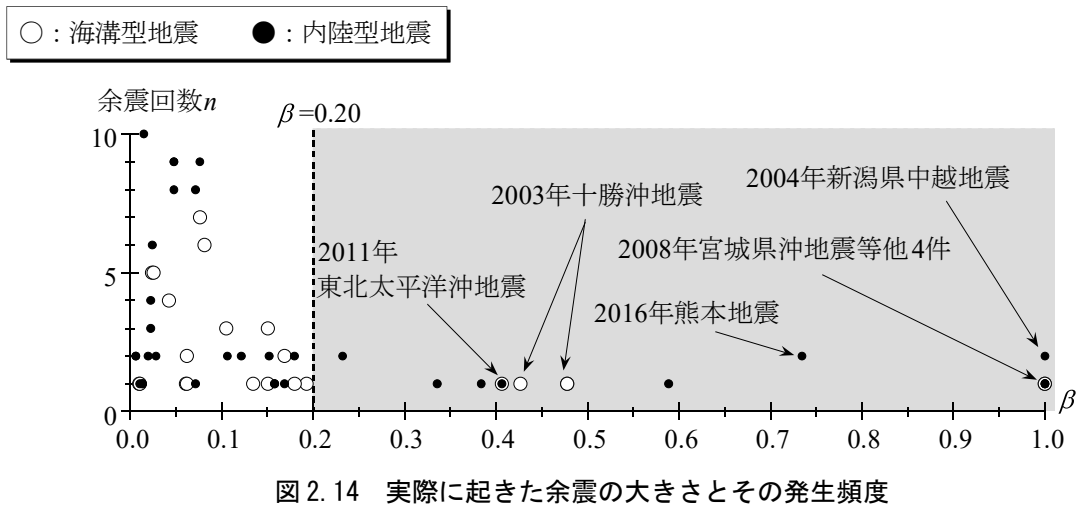


図 2.14 実際に起きた余震の大きさとその発生頻度

表 2.3 観測された地震動と計測情報

地震	種類	観測点	本震震度	震央距離	余震回数	観測期間
2000年 鳥取県西部地震	内陸型地震	日野	6.6	7	12	2000/10/6~2001/10/6
2003年 十勝沖地震	海溝型地震	直別	6.3	84	3	2003/9/26~2004/9/26
		広尾	6	120	4	2003/9/26~2004/9/26
2003年 宮城県沖地震	海溝型地震	横手	4.2	111	16	2003/5/26~2004/5/26
		住田	5.8	48	6	2003/5/26~2004/5/26
2004年 新潟中越地震	内陸型地震	十日町	6.2	21	18	2004/10/23~2005/10/23
2005年 福岡県西方沖地震	内陸型地震	福岡	5.5	26	43	2005/3/20~2006/3/20
2007年 能登半島沖地震	内陸型地震	穴水	6.3	19	21	2007/3/25~2008/3/25
2007年 新潟中越沖地震	内陸型地震	寺泊	4.7	17	36	2007/7/16~2008/7/16
		十日町	5	49	6	2007/7/16~2008/7/16
2008年 岩手宮城内陸地震	内陸型地震	築館	5.7	35	14	2008/6/14~2009/6/14
		関東	6	12	24	2008/6/14~2009/6/14
2011年 東北太平洋沖地震	海溝型地震	気仙沼	5.4	143	5	2011/3/11~2012/3/11
		築館	6.6	175	17	2011/3/11~2012/3/11
		仙台	6.3	170	13	2011/3/11~2012/3/11
2016年 熊本地震	内陸型地震	熊本	6	5	46	2016/4/16~2017/4/16
		宇土	6.2	12	31	2016/4/16~2017/4/16
		益城	6.5	7	44	2016/4/16~2017/4/16

2.5 まとめ

本章では、複数回の地震動を想定した1質点系せん断ばねモデルによる時刻歴応答解析を行い、余震による最大変形の増加傾向、屋内運動場の変形が増加しない余震の大きさについて検討した。また、過去に起きた余震に関するデータベースを作成し、余震の大きさと発生頻度の関係について分析した。得られた結果を以下にまとめる。

[1] 複数回の余震により最大層間変形角が増加しても、入力エネルギーが非弾性挙動のエネルギーで保持できる範囲内に収まることにより、ある一定値（収束値）に収まる。また、その収束値は、余震の *PGV* に依存することがわかった。

[2] 最大層間変形角が増加しない余震の閾値は、本震時の最大層間変形角に依存しることがわかった。また、屋内運動場が使用できる目安を最大層間変形角の2.0%とするならば、余震の *PGV* が20cm/s以下程度であれば本震時より最大層間変形角が増加しにくく、継続使用の安全性が保証できる可能性があると考えられる。

[3] *PGV*にして本震の20%以下の余震に対しては、本震時より最大層間変形角が増加しにくいことがわかった。また、実際に頻発している余震の多くは、*PGV*にして本震の20%以下であった。したがって、これまでの地震記録に基づけば、本震時に安全性が確保された場合、早急に被災後補修を行わなくても大半の余震に対しては継続使用時の安全性が保証できると考えられる。

本論文では、地動最大速度を尺度に本震と余震の関係を表した1質点系せん断モデルによる検討の一例であり、本震と余震の位相特性や周期特性の違いにより最大応答変形が異なるものと考えられる。今後の課題として、どのように余震を設定するべきかについて地震工学分野の研究の発展と併せて検討したいと考えている。なお、本論文は、文献2.8)の内容に加筆および修正したものである。

【参考文献】

- 2.1) 米田良祐, 山下哲郎: 鉄骨造学校体育館の桁行方向ブレース構造の弾塑性応答変形推定, 日本建築学会技術報告集, 第19巻, 第42号, pp.501-506, 2013.6
- 2.2) 長谷川 隆: 履歴型ダンパーによって耐震補強した既存鉄骨造体育館の地震応答, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造III, pp.683-684, 2008.9
- 2.3) 文部科学省: 学校施設の耐震補強マニュアルS造屋内運動場編< 2003年改訂版>, pp.131-134, 2003.6
- 2.4) 日本鋼構造協会: 建築用ターンバックル筋かい設計施工指針・同解説, 第3版, 2005.4
- 2.5) 中澤祥二, 加藤史郎: 桁行き方向に地震動を受ける鋼構造体育館のリスクアナリシス - 構造体新指標と期待損失の関係に関する基礎的検討, 構造工学論文集, Vol.57B, pp.155-161, 2011.3
- 2.6) 防災科学技術研究所: 強震観測網
<http://www.kyoshin.bosai.go.jp/kyoshin/data/>, 2017.1
- 2.7) 藤本一雄, 翠川三郎: 近年の強震記録に基づく地震強さ指標による計測震度推定法, 地域安全学会論文集, No.7, pp.241-246, 2005.11
- 2.8) 仲田 章太郎, 吉敷祥一: ターンバックルブレースの締め直しによる被災後補修の要否と余震に対する変形抑制効果に関する解析的検討, 構造工学論文集, Vol.67B, pp.589-596, 2021.3

第3章

ターンバックルブレースの締め直しによる被災後補修法に関する実験的検討

3.1 はじめに

本章では、ターンバックルブレースの締め直し前後の力学挙動に着目した構造実験を実施し、ターンバックルの締め直しによる被災後補修の有効性について検討した。1978年宮城県沖地震からターンバックルブレースの締め直しは報告されており^{3.1)}、文献3.2), 3.3), 3.4)では、ターンバックルブレースの締め直しによりブレースおよび構造骨組の性能が損傷前と同程度まで回復することを報告している。しかしながら、これらの研究はいずれも締め直し前後の具体的な剛性と耐力の変化については十分に検討されていない。また、屋内運動場を早期に復旧させるためには、一般の人々でも簡単に行える方法でなければならない。被災後補修法を提案するにあたり締め直しの施工性は重要な課題である。さらに、補強・補修によって増設されたブレースでは、ガセットプレートの溶接や接合方法が十分でない場合もある。たとえば、図3.1(a)に示すようなブレース変形時に丸鋼と羽子板の偏心距離により生じる付加応力により、接合部が損傷する可能性がある。したがって、被災後補修を推奨するためには、補修時を含めた接合部への付加応力、および施工性も検討する必要がある。

付加応力に関する研究として、文献3.5), 3.6), 3.7)などがあるが、これらの研究はいずれも、図3.1(b)に示すようなブレースの軸心と柱梁部材心の偏心距離により生じる偏心距離に着目しており、本研究が対象とする接合部の偏心距離は考慮されていない。また、ブレース断面の影響については、ほとんど検討されておらず、ブレース断面およびガセットプレートの板厚をパラメータとした実験により検討を行う必要があると考える。

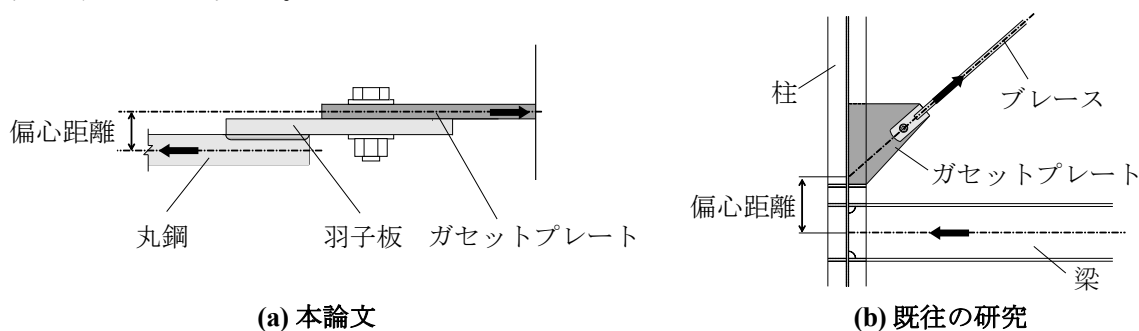


図 3.1 付加応力の検討対象

3.2 実験計画

3.2.1 試験体と実験パラメータ

試験体はターンバックルブレースとガセットプレートからなり、ターンバックルブレースの概要を図3.2に、接合部詳細を図3.3に示す。試験体は両端をガセットプレートに接合した全長約2.4mのターンバックルブレースであり、基本的な寸法や仕様は規格等^{3,8)}に準じている。ターンバックルブレースは、丸鋼(SNR400)の一端に転造ねじ加工を施し、他端に羽子板を溶接にて取り付け、これらを2本1組としてターンバックル胴にて連結することで構成されている。ただし、1組のうちの1本は、ボルト孔からねじ端までの距離を500mmに統一している。丸鋼と羽子板の接合は、M22まではフレアグループ溶接による重ね継手、それより太径は羽子板にスリット加工を施して溶接する割込み継手としている。また、両端の羽子板とガセットプレートの接合には、それぞれ1~2本の高力ボルト(F10T)を用いている。一方、ターンバックル胴は、パイプ式も選択が可能であるが、いずれも割枠式としている。

本実験のパラメータは、ブレース断面と接合部詳細である。ターンバックルブレースは、ブレース断面がねじの呼び(以下、軸径)にしてM16, M22, M33となる3種類を用意した。接合部詳細の違いが補修効果に及ぼす影響について検討するために、羽子板とガセットプレートの接合方法(図3.3)、ガセットプレートの板厚 t_g 、およびガセットプレート端から最外縁のボルト孔までの距離(以下、ガセットプレートの長さ l_g)を変化させている。羽子板とガセットプレートの接合方法では、ガセットプレートの板厚 t_g を含め、偏心距離に着目している。羽子板はガセットプレートの片面に取り付けられるため、丸鋼を羽子板に割込み継手としてもブレース本体の丸鋼とガセットプレートとの間には必ず偏心が生じる(図3.3(c))。一方、丸鋼を羽子板に重ね継手とした場合、羽子板の接合方法の違いにより軸部とガセットプレートの部材心距離(以下、設計値の偏心距離 $e_{cal,y}$)が異なる(図3.3(a)vs(b))。力学的には図3.3(a)の方が望ましいと考えられるが、1スパン内にX字形に配置する一般的な場合には2組のブレースの干渉を避けるためにガセットプレートの柱への取り付け位置を相互にずらす必要がある。現実的には図3.3(b)とすることが少なくないため、接合方法による偏心距離が大きくなる試験体を標準とした。なお、設計値の偏心距離 $e_{cal,y}$ は羽子板取り付けられている方向を正とする。以上のパラメータを組み合わせた試験体を表3.1にまとめる。

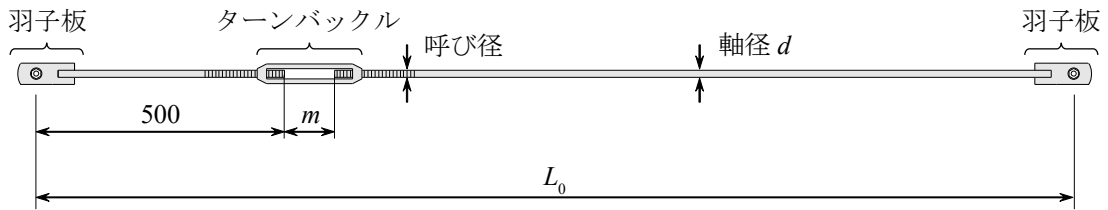


図 3.2 ターンバックルブレースの概要

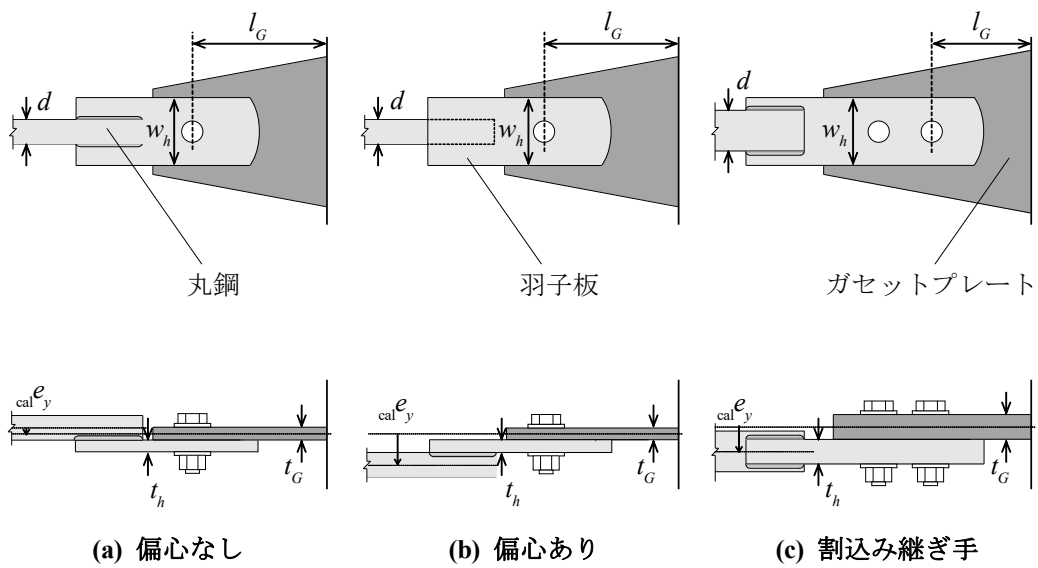


図 3.3 ターンバックルブレース接合部の概要

表 3.1 試験体の一覧

試験体	呼び径	σ_Y [N/mm ²]	d [mm]	L_0 [mm]	t_h [mm]	w_h [mm]	l_G [mm]	t_G [mm]	$cal e_y$ [mm]
M16(6)	M16	328	14.5	2464	6	52	160	6	-5.0
M16e(6)									17.0
M16e(9)									18.5
M16e(12)									20.0
M16e(25)									26.5
M22(9)	M22	324	20.0		9	77	145	9	-6.5
M22e(9)									24.5
M33(long)	M33	315	30.3	2614	12	102	85	12	12.0
M33(short)									12.0

3.2.2 実験装置と計測計画

実験のセットアップを図3.4に示す。実験は試験体であるターンバックルブレースを水平に設置し、その一端を反力治具に固定した上で、他端に接続した平行移動装置付きアクチュエータを用いて軸方向に強制変位を与えて行う。また、本実験装置では、試験体の固定側には図3.5に示す反力治具を兼ねた荷重の計測システムを挿入している。このシステムでは、両端をピン支持したロードセル付きトラス部材を x 方向(軸方向)に1台、 y 方向(面外方向)に4台、 z 方向(面内方向)に2台の計7台を挿入することにより、 $n_x, n_{y1} \sim n_{y4}, n_{z1} \sim n_{z2}$ を計測し、接合部における付加応力を得る。なお、本論文では、軸力 N_x に加え、付加応力として面外力 N_y と面外曲げモーメント M_z に着目し、次式より得る。

$$N_y = n_{y1} + n_{y2} + n_{y3} + n_{y4} \quad \dots (3.1)$$

$$M_z = (n_{y1} + n_{y2} - n_{y3} - n_{y4}) \times \frac{l}{2} \quad \dots (3.2)$$

また、荷重と変形は、軸方向については引張を正、圧縮を負とし、面外力 N_y と面外曲げモーメント M_z は図3.5中の矢印を正方向とする。

ターンバックルブレースの軸変形については、試験体の両端にあるガセットプレートの固定部において水平方向の絶対変位 (d_1, d_2 (図3.4)) を計測し、両者の計測値の差分から軸変形量 δ を算出する。さらに軸変形量 δ を試験体の最外縁のボルト孔間の距離(以下、材長 L_0) で除したものを試験体の平均軸ひずみ ε と定義し、载荷の制御値に用いる。

面外変形は、文献3.9)を参考に、材中央には3台の巻込式変位計を接続し、巻込式変位計の計測値と変位計の設置位置の三次元座標をもとにブレース中央の三次元変位を求め、座屈時の面外変位を得る。面外変形の算出に使用する変数を図3.6に示す。点 T, T', S は、それぞれ移動前のターゲット位置、移動後のターゲット位置、ワイヤー変形的位置である。また、点 G は点 T' から三角形 $S_0S_1S_2$ に下ろした垂線である。これらの値を次式らに代入することで面外変形が得られる。

$$\begin{cases} x_G \\ y_G \\ z_G \end{cases} = \begin{cases} x_1p + x_2q \\ y_1p + y_2q \\ z_1p + z_2q \end{cases} \quad \dots (3.3)$$

$$q = \frac{(l_0'^2 - l_1'^2 + A) \cdot 2C - (l_0'^2 - l_2'^2 + B) \cdot 2A}{2C^2 - 2B \cdot 2A} \quad \dots (3.4)$$

$$p = \frac{1}{2A} (l_0'^2 - l_1'^2 + A - 2qC) \quad \dots (3.5)$$

ただし、 $A = x_1^2 + y_1^2 + z_1^2, B = x_2^2 + y_2^2 + z_2^2, C = x_1x_2 + y_1y_2 + z_1z_2$

$$k = \sqrt{\frac{l_0' - (x_G^2 + y_G^2 + z_G^2)}{(y_2z_1 - y_1z_2)^2 + (z_2x_1 - x_2z_1)^2 + (x_2y_1 - x_1y_2)^2}} \quad \dots (3.6)$$

$$\begin{cases} X' \\ Y' \\ Z' \end{cases} = \begin{cases} k(y_2z_1 - y_1z_2) + x_G \\ k(z_2x_1 - x_2z_1) + y_G \\ k(x_2y_1 - x_1y_2) + z_G \end{cases} \quad \dots (3.7)$$

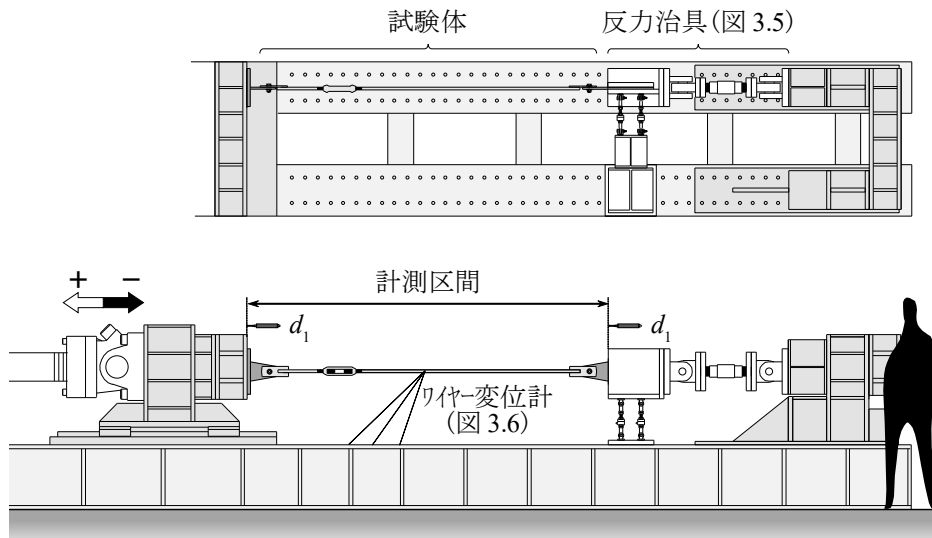


図 3.4 セットアップ

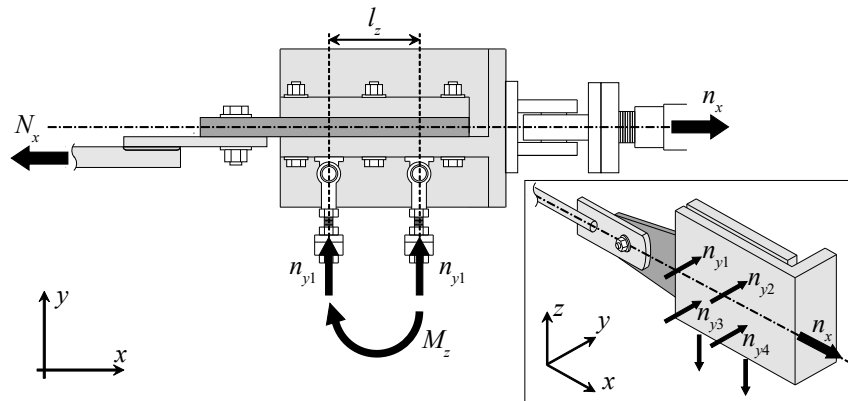


図 3.5 付加応力の計測

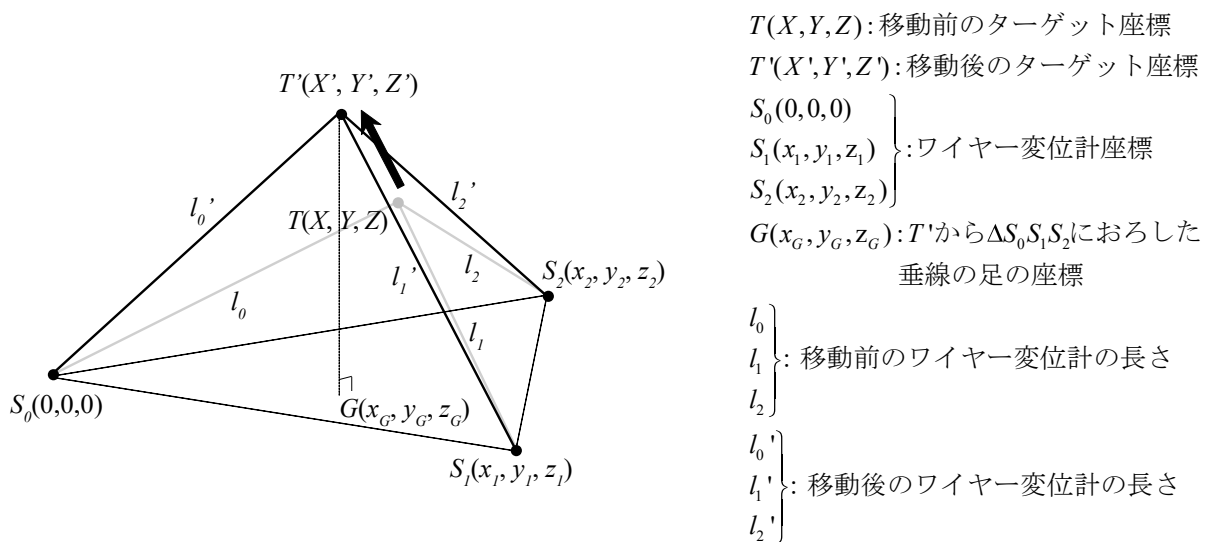


図 3.6 面外変形の計測

3.2.4 補修方法と補修時の計測

本論文で採用した補修法の概要を図3.7に示す。締め直しの手順としては、まず試験体のターンバックル胴に固定治具を取り付ける。次に、トルク計測治具、カップラー、PC鋼棒を介して、軸部降伏耐力 $N_Y (= \sigma_Y \cdot A)$ の15%に達するまで人力で締め直した。この目標値は、ブレースをゆすって十分な張りが確認できた値であり、ねじ部の腐食などの経年劣化により被災後に文献^{3,8)}が推奨する締め付けトルク目標値の確認が困難であることを勘案している。なお、ターンバックルブレースの締め直しはアクチュエータにより軸方向変位を拘束した状態にて実施している。また、締め直し中は、トルク計測治具に貼付されたひずみゲージの計測値より締め直し時のトルク T を次式より算出した。

$$T = \frac{(\varepsilon_2 - \varepsilon_1)EI}{D} \quad \dots (3.8)$$

ここで、 T :トルク [Nmm], $\varepsilon_{1,2}$:ひずみ, E :ヤング係数(=205000 N/mm²), I :断面二次モーメント [mm⁴], D :軸径 [mm]である。

さらに、ターンバックル胴の両側にターゲットを取り付け、固定治具に設置した変位計により相対変位(s_1, s_2)を計測し、両者の和からターンバックル胴内に挿入されるねじ部の長さ(以下、挿入量 S)を得る。

3.2.3 载荷計画

载荷履歴の概要を図3.8に示す。载荷履歴は、各振幅を2サイクルずつ繰り返す正負交番漸増変位振幅であり、同一振幅の繰り返しの間にターンバックル胴の締め直し(図中、●印)を行っている。なお、振幅としては、平均軸ひずみ ε にて $\pm 0.125, \pm 0.25, \pm 0.50, \pm 0.75, \pm 1.00, \pm 1.50, \pm 2.00\%$ を採用している。

次いで、具体的な実験方法について説明する。本実験の载荷履歴は、複数の载荷セットから構成される。1つの载荷セットは、まず異なる振幅からなる2サイクルを試験体に与えることで、損傷を生じさせる(以下、損傷载荷)。次いで変形がゼロに戻った状態でターンバックルブレースの締め直しを行い、先の振幅のうち、大きな方の振幅を1サイクル行い、補修効果を確認する(以下、補修後载荷)。なお、本論文では、ターンバックルブレースの締め直しの施工回数は本震災直後の1回を想定しているが、载荷セット終了後に、補修後载荷の1サイクルより大きな振幅の1サイクルを与え、次の载荷セットの損傷载荷とみなして実験を続ける。つまり、1体の試験体に対して様々な振幅の载荷セットを行い、ターンバックル胴の締め直しによる性能回復を確認した。

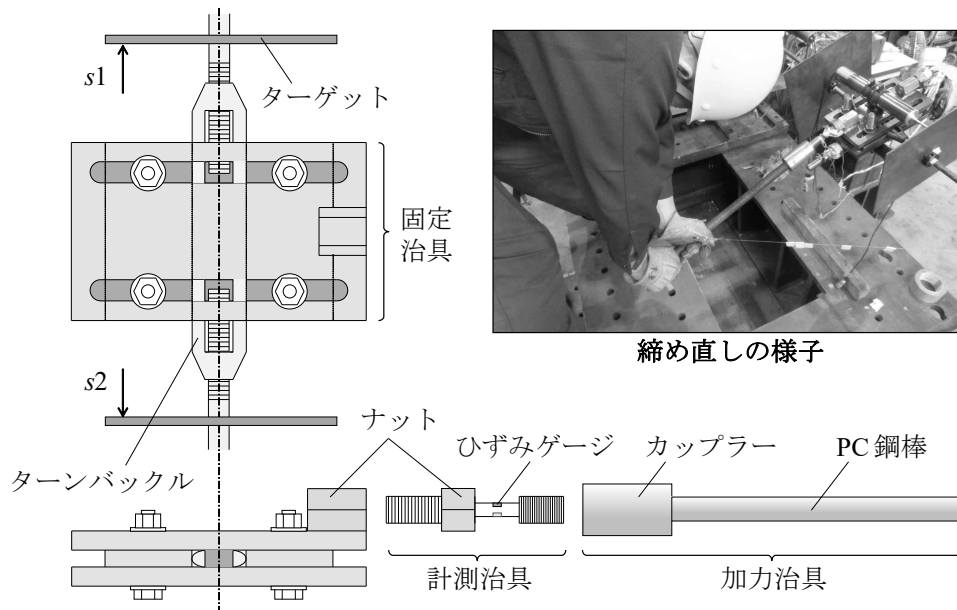


図 3.7 締め直し時の計測

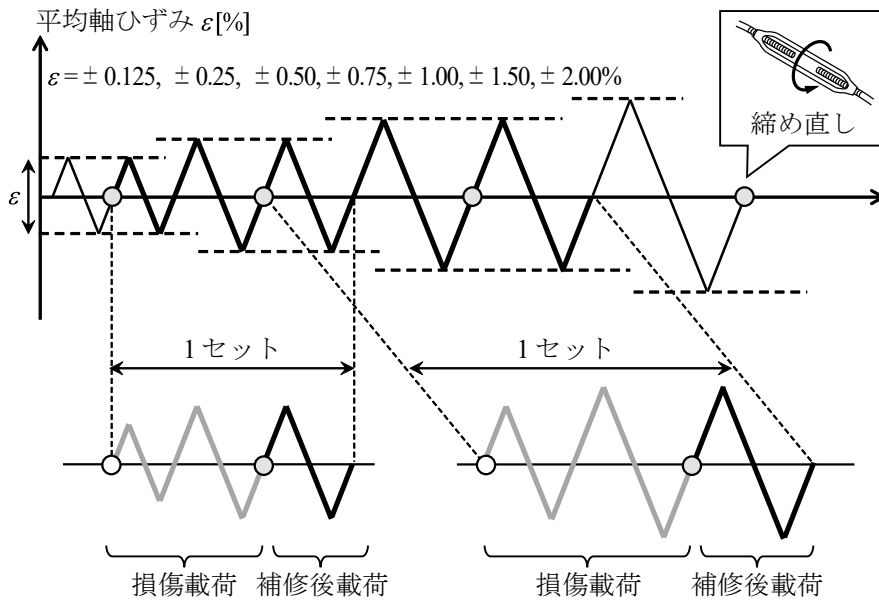


図 3.8 载荷履歴の概要

3.3 履歴挙動と性能回復の概要

3.3.1 荷重変形関係

実験より得られた履歴挙動として、ターンバックルブレースの締め直し前を原点とした損傷載荷と補修後載荷の荷重変形関係を振幅ごとに図3.9に示す。図の縦軸は軸力 N_x であり、横軸は平均軸ひずみ ε である。履歴曲線のうち、圧縮側は早期に座屈が生じ、非常に小さい抵抗力であったため、図は試験体M16(6)の引張側(第1象限)の実験結果を示している。また、線の色は載荷の種類を区別しており、破線は軸部降伏耐力 N_y の計算値を示している。

各振幅における第1サイクル目の損傷載荷を見ると、ねじ部やガセットプレートの局所降伏に伴う非線形化が表れ、軸部降伏耐力に達するとほぼ耐力が頭打ちとなる。一方、第2サイクル目の損傷載荷では、残留たわみの影響により第1サイクル目の除荷部まで抵抗力がほぼゼロとなるスリップ挙動を示した。補修後載荷では、スリップ挙動が解消され、全体的に損傷載荷の履歴曲線を上回っていることから、ターンバックルブレースの締め直しによる性能回復が確認できる。また、平均軸ひずみ $\varepsilon = \pm 1.00\%$ 以上の振幅からはひずみ硬化による二次剛性が確認でき、最終的には平均軸ひずみ $\varepsilon = \pm 2.00\%$ の振幅を与えても耐力の低下は見られなかった。一般的な屋内運動場^{3.10)}を想定した場合、最大層間変形角 R_{\max} は最大でもブレースの平均軸ひずみ ε の2倍程度であること^{3.11)}から、桁行構面のブレースは最大層間変形角 $R_{\max} = 4\%$ を経験してもターンバックルブレースの締め直しが可能であると言える。

3.3.2 包絡曲線

実験より得られた履歴挙動(図3.9)より、損傷載荷の最大耐力と補修後載荷の降伏耐力はほぼ等しく、また、ひずみ硬化による二次剛性が同程度であることから、ターンバックルブレースの締め直しの有無によらず、軸力 N_x と平均軸ひずみ ε の関係は連続した履歴曲線になっているものと考えられる。ここで、図3.9に例示した履歴曲線のうち、圧縮荷重時と圧縮変形時を除いたすべての包絡曲線における平均軸ひずみの累積値を累積平均軸ひずみ $\Sigma\varepsilon$ と定義する。この累積平均軸ひずみ $\Sigma\varepsilon$ は、典型的なスリップ挙動を呈する引張ブレースの損傷を表す指標となっている。包絡曲線を軸径ごとに図3.10に示す。図中、線種により接合方法による偏心距離、ガセットプレートの板厚 t_G や長さ l_G の違いを表している。いずれの試験体も軸径毎に同様の履歴曲線を描いていることから、ブレースの接合部詳細の違いがターンバックルブレースの締め直しによる性能回復に及ぼす影響は小さいと言える。以後の検討では、特に断りのない場合については、軸部降伏が確認された平均軸ひずみ $\varepsilon = \pm 0.50\%$ 以上の振幅のみを対象として行う。

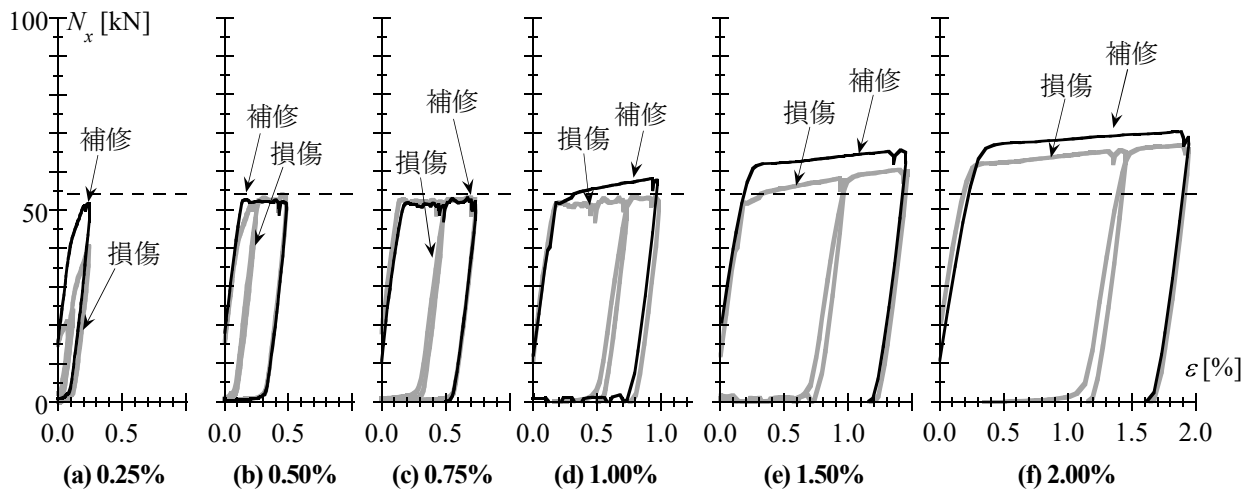


図 3.9 荷重変形関係

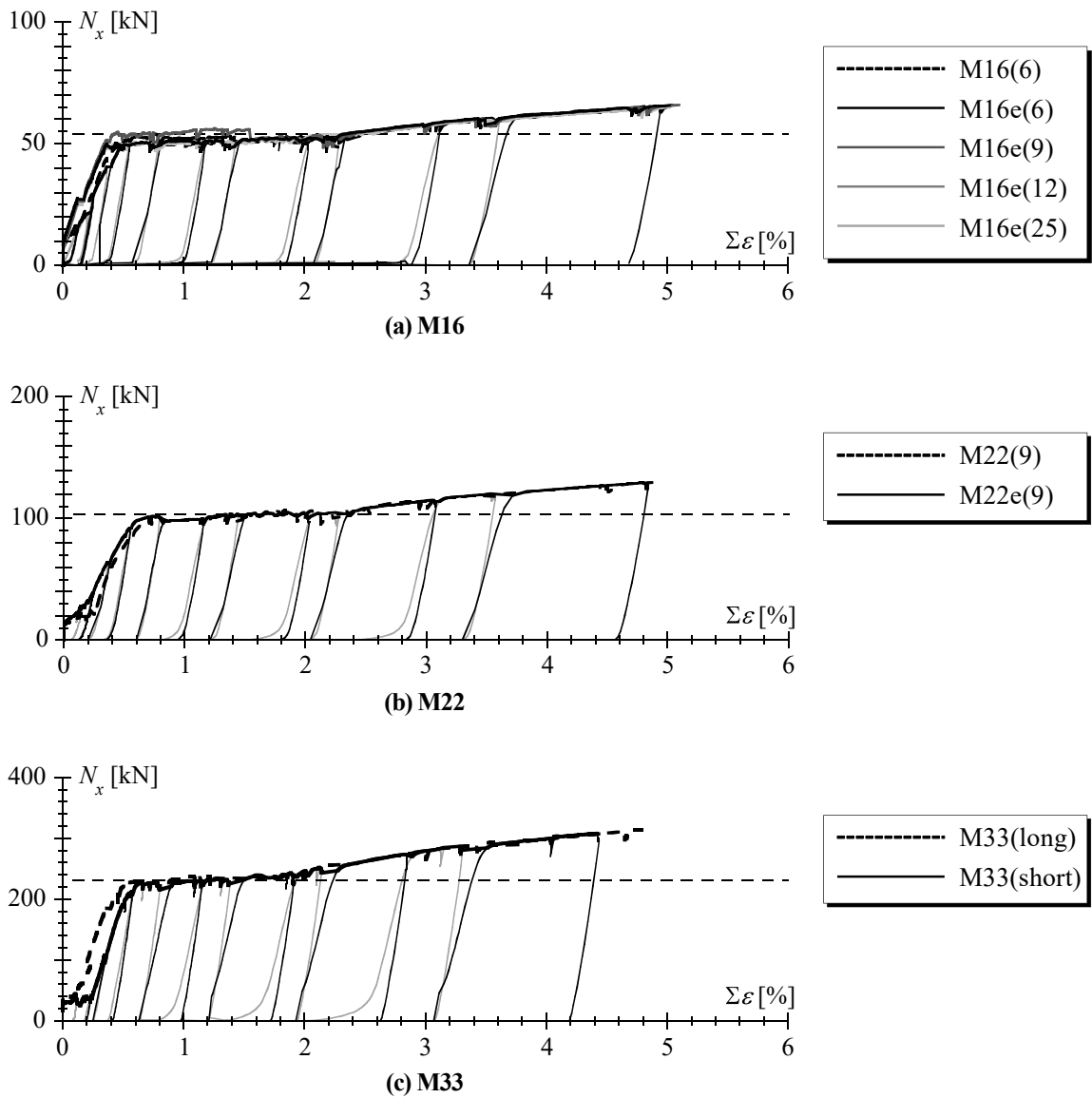


図 3.10 累積変形と包絡線

3.3.3 補修時に必要な挿入量

ここでは、損傷時に経験した軸変形量と補修時に必要な挿入量を比較する。軸変形量としては、図3.11(a)に示す損傷載荷時の最大軸変形量 δ_{\max} (●印)、損傷載荷時の塑性軸変形量 δ_p (○印)に着目する。また、補修時に必要な挿入量 S_{\max} は、ターンバックルブレースの締め直し時における挿入量の最大値とする。損傷載荷時の最大軸変形量 δ_{\max} および塑性軸変形量 δ_p と補修時に必要な挿入量 S_{\max} の関係について、全実験結果を図3.11(b)にまとめる。図の縦軸は補修時に必要な挿入量 S_{\max} であり、横軸は損傷載荷時の変形量である。また、図中の破線は両者が1:1に対応する直線である。

最大軸変形量 δ_{\max} (●印)および塑性軸変形量 δ_p (○印)は、ばらつきはあるもののどちらも破線と対応している。特に、塑性軸変形量 δ_p (○印)は、最大軸変形量 δ_{\max} (●印)と比較して、破線によりよく対応していることがわかる。したがって、補修時に必要な挿入量 S_{\max} は損傷時に経験した塑性変軸形量 δ_p に等しい値であると言える。

また、ターンバックルブレースの締め直しが可能な最大層間変形角と施工回数については、中あき長さ m (図3.2)が締め直しに必要な挿入量 S 以上である必要がある。たとえば、最大層間変形角 $R_{\max}=4\%$ を経験した一般的な屋内運動場^{3.10)}に配された長さ2.5mの桁行ブレースを締め直す場合を考える。最大軸変形量 δ_{\max} と塑性変軸形量 δ_p は等しいものと見なすと、ブレースの最大平均軸ひずみ ε および塑性変軸形量 δ_p は $\varepsilon=2.00\%$ の $\varepsilon=50\text{mm}$ である^{3.11)}。したがって、最大層間変形角 $R_{\max}=4\%$ を経験した屋内運動場の桁行ブレースを締め直す際の中あき長さ m は50mm程度以上必要である。

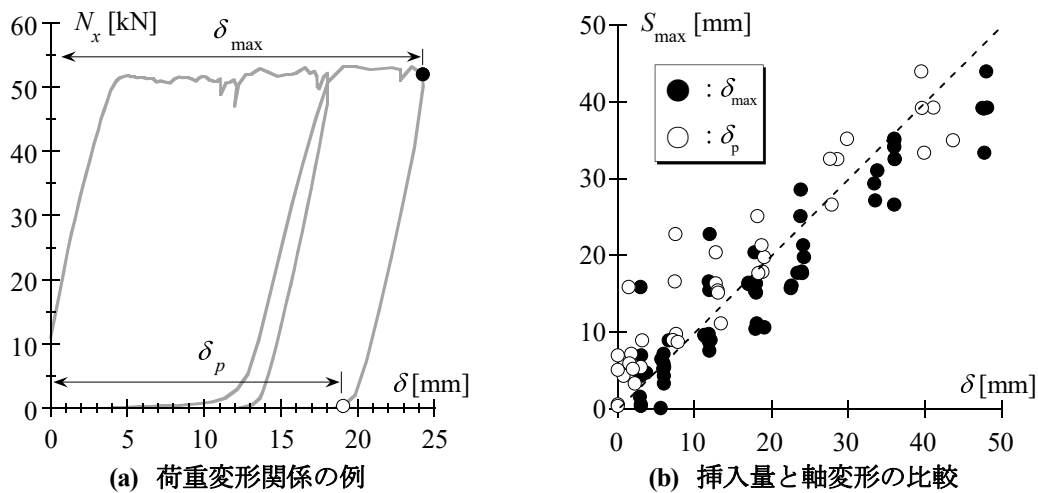


図3.11 挿入量と軸変形の関係

3.4 ターンバックルブレースの締め直しによる具体的な性能回復と性能評価

3.4.1 弾性剛性

【弾性剛性の評価】

本節では、複数回のターンバックルブレースの締め直しによる具体的な性能回復について考察する。なお、ここでは平均軸ひずみ $\varepsilon = \pm 0.50\%$ 未満の振幅も対象として検討する。まず、弾性剛性の性能回復について着目する。ここでは、文献(3.12), (3.13)を参考に、見かけのヤング係数を用いて評価を行う。見かけのヤング係数 E_e は、材長 L_0 にわたって軸部断面積 A を持つブレースを仮定し、 N_x - δ 曲線における初期の傾き (図3.12(a)) を用いて、次式より得る。

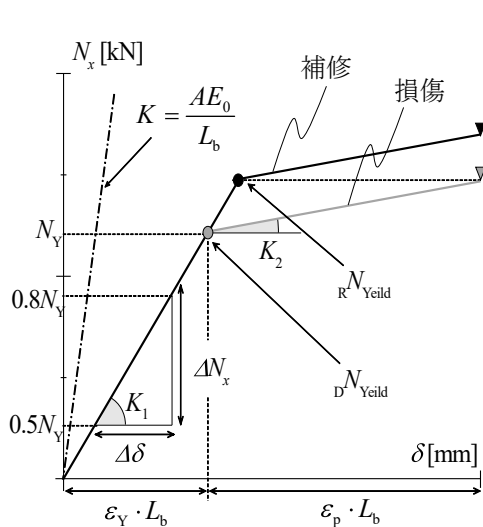
$$E_e = \frac{L_0 \cdot \Delta N_x}{A \cdot \Delta \delta} \quad \dots (3.9)$$

ここで、 ΔN_x と $\Delta \delta$ はそれぞれ軸力と軸変形の増分値である。見かけのヤング係数 E_e は、実際のヤング係数 $E_0 (=205000\text{N/mm}^2)$ よりも低くなる結果が報告されている^{3.12,3.13}。これは、ターンバックル胴や羽子板などの剛性(以下、接合部剛性 k_j) を考慮していないことが原因である。すなわち、見かけのヤング係数は、ブレース軸部の剛性と接合部剛性が直列結合されているものと考え、次式で表す。

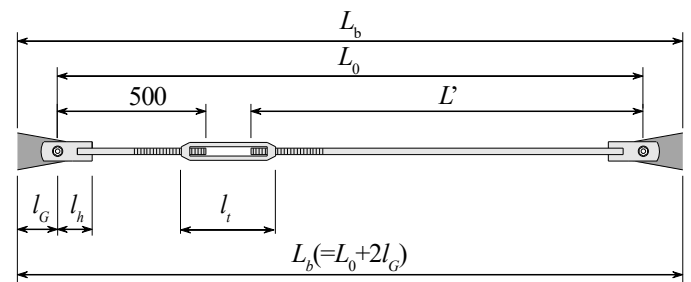
$${}_{\text{cal}}E_e = \left(\frac{L_b - l_j}{A \cdot E_0} + \frac{l_j}{\alpha \cdot A \cdot E_0} \right)^{-1} \cdot \frac{L_b}{A} \quad \dots (3.10)$$

ここで、 L_b はガセットプレートの長さを含めたブレース全体の長さ、 l_j は接合部の長さ(図3.12(b))、 α は軸部断面積に対する接合部の有効断面積の比(以下、断面積比)である。(3.10)式を $E_0/{}_{\text{cal}}E_e$ と l_j/L_b の関係について整理すると、次式が得られる。

$$\frac{E_0}{{}_{\text{cal}}E_e} = 1 + \frac{1 - \alpha}{\alpha} \cdot \frac{l_j}{L_b} \quad \dots (3.11)$$



(a) 剛性及び耐力の評価モデル



呼び径	L' [mm]	l_h [mm]	l_t [mm]	$l_j (=2l_G + 2l_h + l_t)$ [mm]
M16	1823	125	250	500
M22	1756	175	330	680
M33	1684	275	450	1000

(b) 接合部の長さ

図3.12 ターンバックルブレースの性能評価

見かけのヤング係数の評価として図3.13を示す。まず、 L' による評価として図3.13(a)を見る。図の縦軸はであり見かけのヤング係数に対するヤング係数の比 E_0'/E_e' 、横軸は L' である。図中のマーカーは、既往の研究^{3.12), 3.13)}と本論文の実験値を区別しており、(3.9)式の L_0 に L' を代入して求めた実験値である。また、図中の水平の破線は、丸鋼のみを考慮した計算値である。

L' が長くなるほど、 E_0'/E_e' は減少し、1.0に漸近している。その減少傾向は、軸径ごとに異なる。たとえば、既往の研究におけるM12とM22の実験値に着目すると、M12の実験値はM22の実験値よりも減少の程度が小さい。さらに、本論文の実験値に着目すると、同程度の長さであっても、軸径に E_0'/E_e' にはばらつきがある。したがって、 L' による見かけのヤング係数の評価は、軸径に依存するため適していないと言える。

次いで、見かけのヤング係数に対するヤング係数の比 E_0'/E_e' とターンバックルブレースの材長に対する接合部の長さの比 l_j/L_b による評価として図3.13(b)を見る。図中のマーカーは(3.9)式より求めた実験値であり、その表現は図3.13(a)と同様である。また、図中の実線は、断面積比 α が異なる(3.11)式の計算値である。

E_0'/E_e' は l_j/L_b に対して直線的に増加している。断面積比を、既往の研究では $\alpha=0.15$ 、本論文では $\alpha=0.50$ とすることにより、軸径に依らずそれぞれの実験値とよく対応していることがわかる。つまり、(3.11)式は、接合部剛性を考慮した見かけのヤング係数 E_{cal} を簡易的に評価できると言える。また、既往の研究と本論文の断面積比 α が異なる理由として、ガセットプレートの有無が考えられる。既往の研究では、計測区間にガセットプレートを含めていないため、本論文の断面積比 α よりも小さくなる。したがって、本論文と同程度のガセットプレートを有する場合には、断面積比 $\alpha=0.50$ として評価できるものと考えられる。一方、ガセットプレートの形状や長さが本実験と異なる場合には、断面積比 $\alpha=0.15$ として、ガセットプレートの剛性と直列結合することで全体剛性を評価する必要がある。

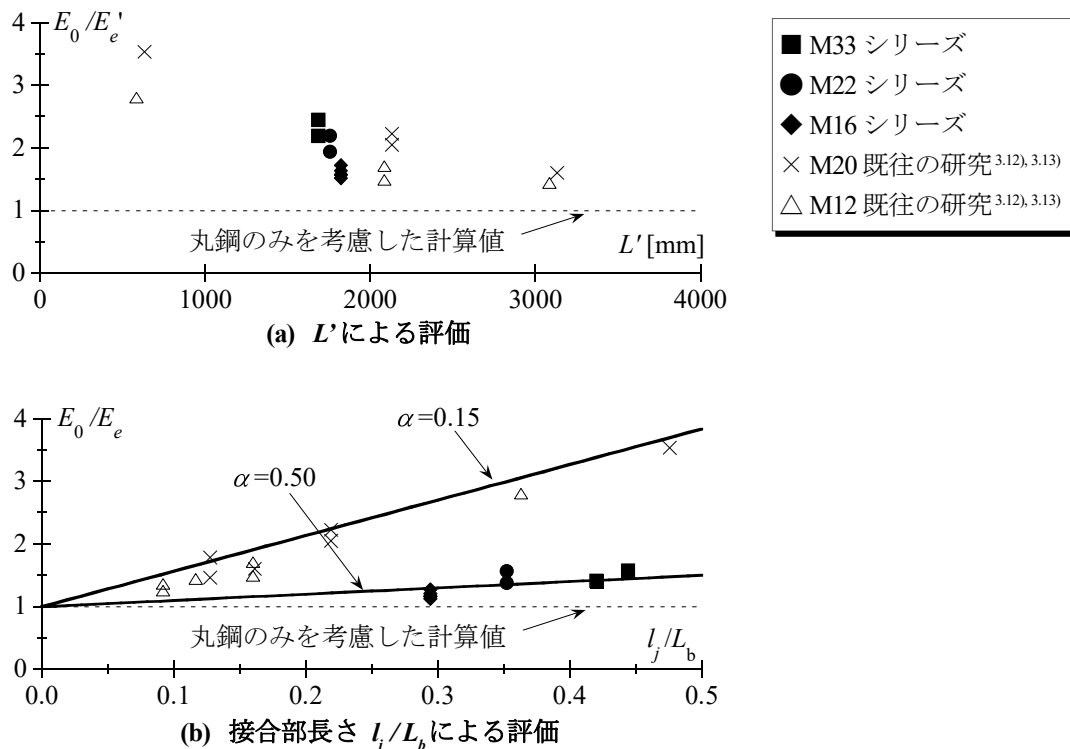


図 3.13 締め直し後におけるブレースの剛性

【弾性剛性の性能回復】

次いで、弾性剛性の性能回復について図3.14(a)を示す。図の縦軸は(3.11)式の断面積比 $a=0.50$ とした計算値に対する実験値の比（以下、弾性剛性の比 $E_e/E_{e,cal}$ ）であり、横軸は累積平均軸ひずみ $\Sigma\varepsilon$ である。また、マーカーの種類は試験体を区別している。

弾性剛性の比 $E_e/E_{e,cal}$ は、累積平均軸ひずみ $\Sigma\varepsilon$ が大きくなるほど、弾性剛性の比 $E_e/E_{e,cal}$ が低下している。これは、丸鋼と羽子板の偏心距離によって生じる局所降伏やターンバックル洞および軸部断面積が窄むことが原因であると考えられる。また、軸部降伏前である累積平均軸ひずみ $\Sigma\varepsilon=0.50\%$ 未満(図3.9(a), (b))の範囲では、弾性剛性の比 $E_e/E_{e,cal}$ の低下はさほど見られなかったが、局所降伏などの影響により残留たわみが確認されている。したがって、非線形化が生じはじめる損傷、つまりは被災度区分^{3.14)}が I_s 以下(残留たわみ $u_{res}/L_0 \leq 0.5\%$)であれば、弾性剛性の低下を考慮する必要はないと言える。

3.4.2 降伏耐力・最大耐力

【降伏耐力・最大耐力の性能回復】

次に、降伏耐力と最大耐力について着目する。複数回のターンバックルブレースの締め直しによる降伏耐力と最大耐力の性能回復について図3.14(b), (c)に示す。図の縦軸は損傷载荷に対する補修後载荷の降伏耐力の比(図3.14(b))および最大耐力の比(図3.14(c))であり、横軸は累積平均軸ひずみ $\Sigma\varepsilon$ である。

軸部降伏前である $\Sigma\varepsilon=0.50\%$ 未満の範囲(図3.9(a), (b))では、初期载荷に見られるねじ部の局所降伏による非線形化が、次に同一の変形を受ける際には見られなくなるため、各耐力の比は1.0を大幅に上回っている。また、軸部降伏後(図3.9(c)～(g))においても、累積平均軸ひずみ $\Sigma\varepsilon$ の増加に伴うひずみ硬化により、各耐力の比は緩やかに増加している。したがって、最大耐力と降伏耐力については、複数回のターンバックルブレースの締め直しにより、低下することはなく、むしろひずみ硬化の影響によって緩やかな耐力上昇を呈することがわかった。

第3章 ターンバックルブレースの締め直しによる被災後補修法に関する実験的検討

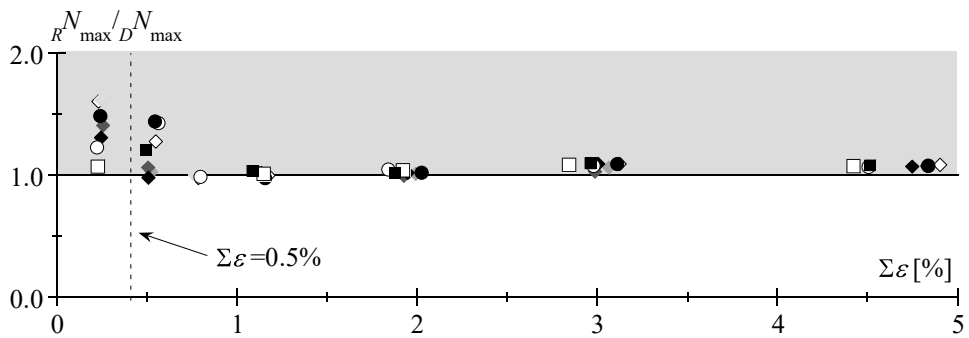
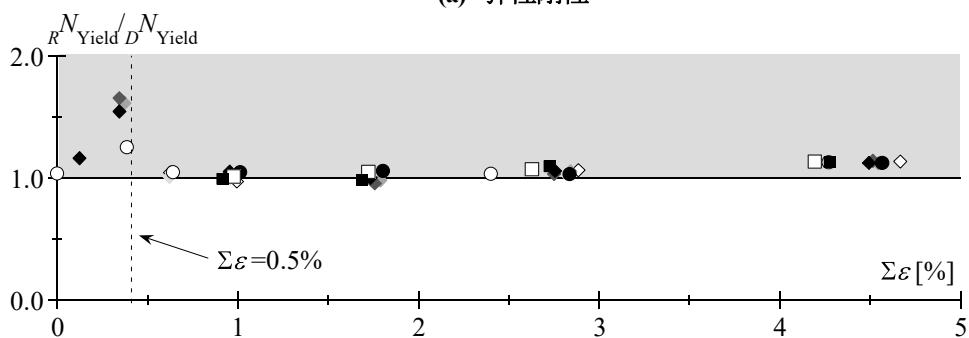
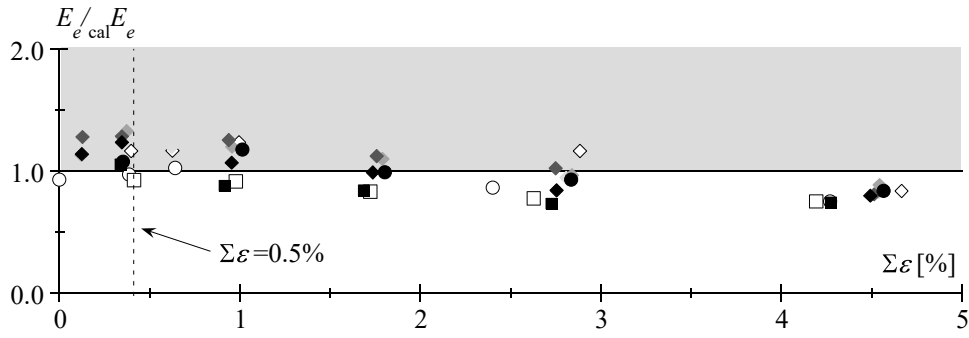
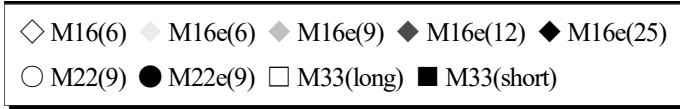


図 3.14 ターンバックルの締め直しによる性能回復

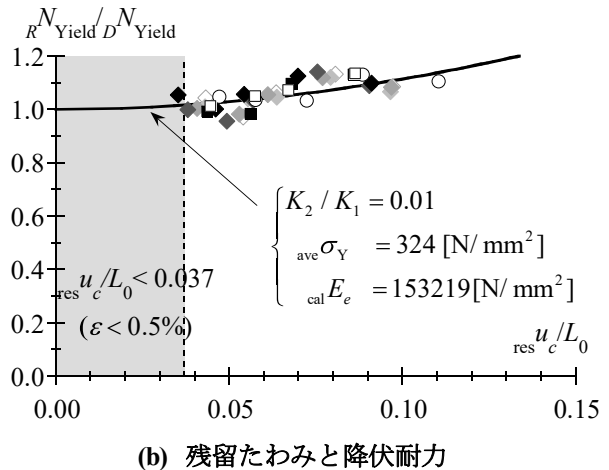
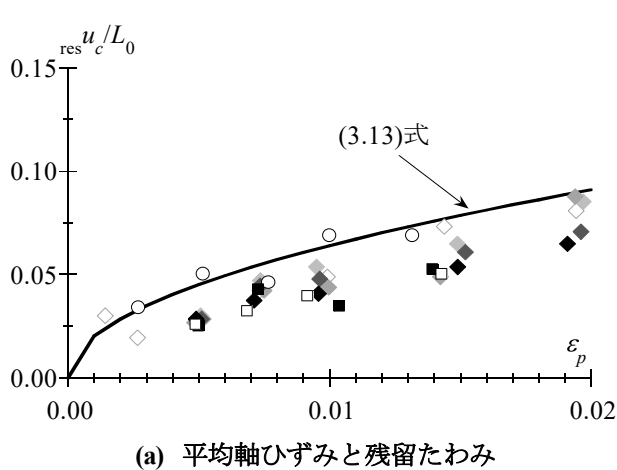


図 3.15 締め直し後における降伏耐力の上昇率

【降伏耐力の評価】

ターンバックルブレースの締め直し後の最大耐力は余震による応答に依存するため、ここでは、締め直し後の降伏耐力の上昇、つまりは平均軸ひずみ $\varepsilon = \pm 0.50\%$ 以上の振幅を対象として検討する。ターンバックルブレースの履歴曲線を、図3.12(a)に示すバイリニア型モデルとすれば、締め直し後の降伏耐力 ${}_R N_{\text{Yield}}$ は次式で表される。

$${}_R N_{\text{Yield}} = N_Y + K_2 \cdot \varepsilon_p \cdot L_b \quad \dots (3.12)$$

ここで、 K_2 は二次剛性、 ε_p は塑性歪量である。

補修後の降伏耐力は、損傷時に経験した平均軸ひずみを(3.12)式中の ε_p に代入することで得られる。一方、実際の地震時にターンバックルブレースが経験した平均軸ひずみは、直接的に得ることはできないため、地震後に観察される残留たわみを利用することを考える。残留たわみと塑性ひずみ量の関係は次式^{3.11)}で表される。

$$\frac{{}_{\text{res}} u_c}{L_b} = \frac{2}{\pi} \sqrt{(1 + \varepsilon_p) \cdot \varepsilon_p} \quad \dots (3.13)$$

ここで、実験により得られた残留たわみと平均軸ひずみの関係として、図3.15(a)を示す。図中、実線は(3.13)式で得られる計算値、マーカーは実験値である。計算値は、実験値を過大評価しているものの、実験値の傾向を概ね再現できており、(3.13)式の妥当性が確認された。

次いで、軸部降伏耐力 N_Y と損傷载荷の降伏耐力 ${}_D N_{\text{Yield}}$ が等しいとし、(3.12)式に(3.13)式を代入すれば、降伏耐力の比 ${}_R N_{\text{Yield}} / {}_D N_{\text{Yield}}$ と残留たわみ ${}_{\text{res}} u_c / L_0$ の関係が次式により表される。

$$\frac{{}_R N_{\text{Yield}}}{{}_D N_{\text{Yield}}} = 1 + \frac{K_2}{K_1} \cdot \frac{{}_{\text{cal}} E_e}{2\sigma_Y} \left(\sqrt{1 + \pi^2 \left(\frac{{}_{\text{res}} u_c}{L_b} \right)^2} - 1 \right) \quad \dots (3.14)$$

ここで、 K_2/K_1 はひずみ硬化係数であり、0.01としている。

補修後载荷における降伏耐力の比とその直前の損傷载荷後で得られた残留たわみの関係を図3.15(b)に示す。図中、破線は平均軸ひずみ $\varepsilon > 0.5\%$ となる範囲の境界線、実線は(3.14)式の計算結果を示している。なお、(3.14)式の計算結果において、 σ_Y は各試験体で使用されている鋼材の降伏応力度の平均値 ${}_{\text{ave}} \sigma_Y (=324\text{N/mm}^2)$ 、 ${}_{\text{cal}} E_e$ は(3.11)式の断面積比 $\alpha=0.5$ とした全試験体の平均値を用いた。

残留たわみの増加に伴い、降伏耐力の比は増加しており、計算値と実験値は概ね対応している。したがって、X字形に配置されたブレースの残留たわみを実測すれば、図3.15(b)を用いることにより、ターンバックルブレースの締め直しに伴う降伏耐力の上昇率を概ね推定できると言える。なお、最大耐力については、(3.12)式中の N_Y と ε_p を、(3.14)式で算出された値と補修後に想定する変形に置き換えることで得られる。

3.5 ブレースの変形時に生じる付加応力

3.5.1 付加応力の履歴挙動

本節では、ブレースの変形時に生じる付加応力について検討する。まず、付加応力の履歴挙動について見る。試験体M16(6)の補修後載荷 $\varepsilon=1.0\%$ を例とし、軸力 N_x 、面外曲げモーメント M_z 、面外力 N_y 、面外変形 u_c の関係を比較する目的で図3.16を示す。図中の破線は、①載荷前、②正側変形最大、③座屈発生、④負側変形最大の対応を示している。

まず、引張時の履歴挙動（①→②）に着目する。面外力 N_y と面外変形 u_c は、ほとんどゼロに近い値を示した。一方、面外曲げモーメント M_z と軸力 N_x の履歴挙動を見ると、両者は同様な履歴を描いていることがわかる。具体的には、0.5%までは直線的に増加し、それ以降では、緩やかな勾配で進行している。つまり、引張時の面外曲げモーメント M_z は軸力 N_x に依存していると考えられる。したがって、引張時の面外曲げモーメント M_z と軸力 N_x の関係は接合部におけるモーメントの釣合より、次式で表される。

$$M_z = N_x \cdot e_y \quad \dots (3.15)$$

ここで、 e_y は面外方向の偏心距離である。(3.15)式より、面外曲げモーメント M_z は、接合方法の違いやガセットプレートの厚さの影響も大きいと考えられ、これについては3.5.2項で詳細に検討する。

次いで、圧縮時（③→④）の履歴挙動に着目する。軸力 N_x はほぼゼロとなるが、面外曲げモーメント M_z は面外力 N_y と同様な挙動で正側に増加している。一方、面外変形 u_c は全体座屈により引張時と比べて相対的に大きくなることがわかる。つまり、軸力 N_x は小さいものの、非常に大きな面外変形 u_c の組み合わせにより、圧縮時には無視できない面外曲げモーメント M_z が生じていると考えられる。したがって、3.5.3項では、面外変形 u_c と座屈耐力を用いた力学モデルにより、圧縮時における面外曲げモーメントについて検討する。

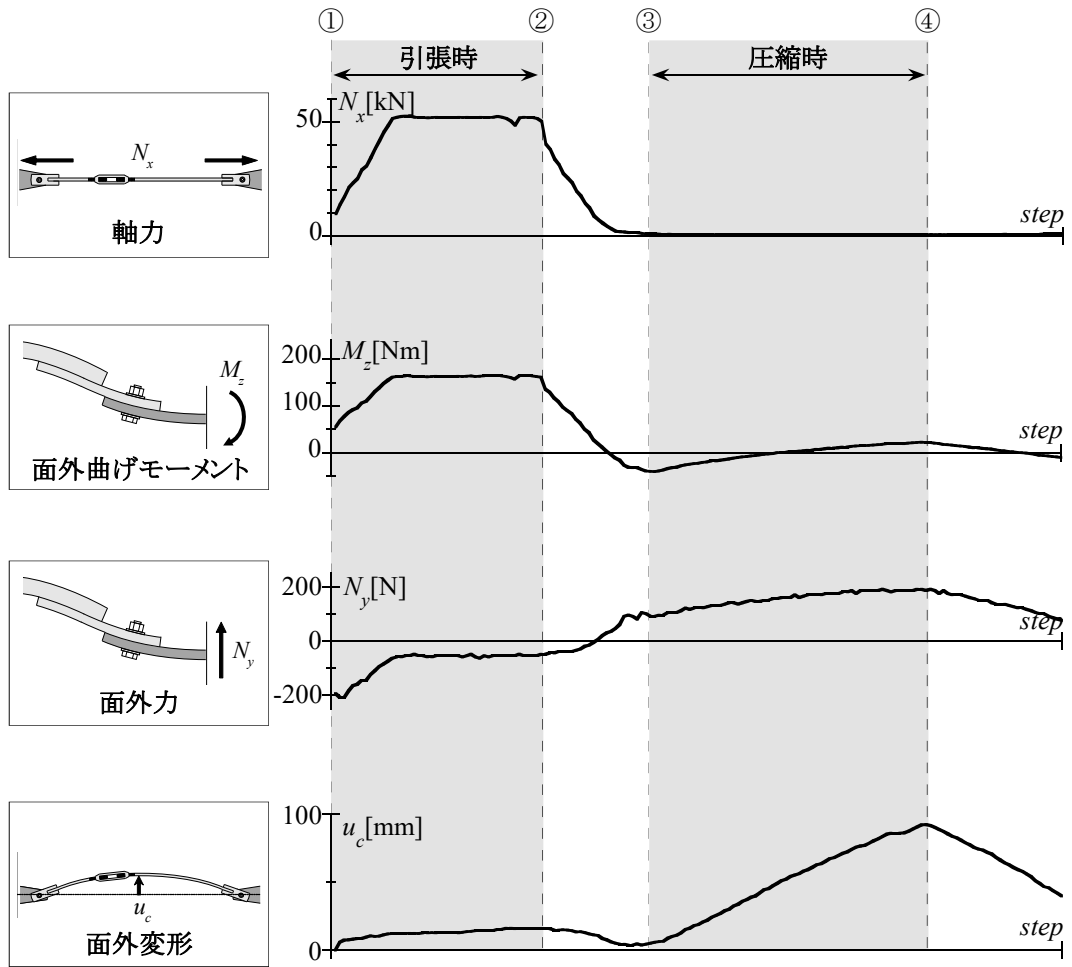


図 3.16 面外曲げモーメントの荷重変形関係

3.5.2 面外曲げモーメントの荷重変形関係

次いで、試験体 M16e(6), M16(6), M16e(12), M16e(25), M22e(9), M33long の補修後載荷 $\varepsilon=1.0\%$ を例とし、試験体ごとの面外曲げモーメントの荷重変形関係を図 3.17 に示す。図の縦軸は面外曲げモーメントであり、横軸は平均軸ひずみである。

まず、接合方法による偏心距離の比較として試験体 M16e(6) と M16(6) に着目する。まず、試験体 M16e(6) は試験体 M16(6) よりも引張時および圧縮時の面外曲げモーメントが若干高い。しかしながら、両者の履歴はほとんど変わらないことがわかる。したがって、偏心距離が面外曲げモーメントに与える影響は少ないと言える。

次に、ガセットプレートの板厚の比較として試験体 M16e(6), M16e(12), M16e(25) に着目する。圧縮時の面外曲げモーメントを見ると、いずれの試験体も圧縮時の面外曲げモーメントの最大値は +50kN となり、ガセットプレートの板厚が面外曲げモーメントに与える影響はほとんど無いことがわかる。一方、引張時の面外曲げモーメントをみると、ガセットプレートの板厚が大きくなるほど、引張時の面外曲げモーメントの値は、正から負の値へ転換している。つまり、引張時の面外曲げモーメントを評価する際には、ガセットプレートの板厚を考慮する必要があることがわかった。

軸径の比較として試験体 M16e(6), M22e(9), M33long に着目する。引張時の面外曲げモーメントを見ると、試験体 M22e(9) は試験体 M16e(6) よりも軸部降伏耐力が大きいにも関わらず、試験体 M22e(9) の面外曲げモーメントは試験体 M16e(6) よりも小さい。これは、後述する実験値の偏心距離が小さかったためである。一方、圧縮時の面外曲げモーメントを見ると、軸径が大きくなるほど、圧縮時の面外曲げモーメントは増加していることがわかる。したがって、ブレースの座屈耐力は、値として小さいものの、圧縮時の面外曲げモーメントに及ぼす影響は大きいと言える。

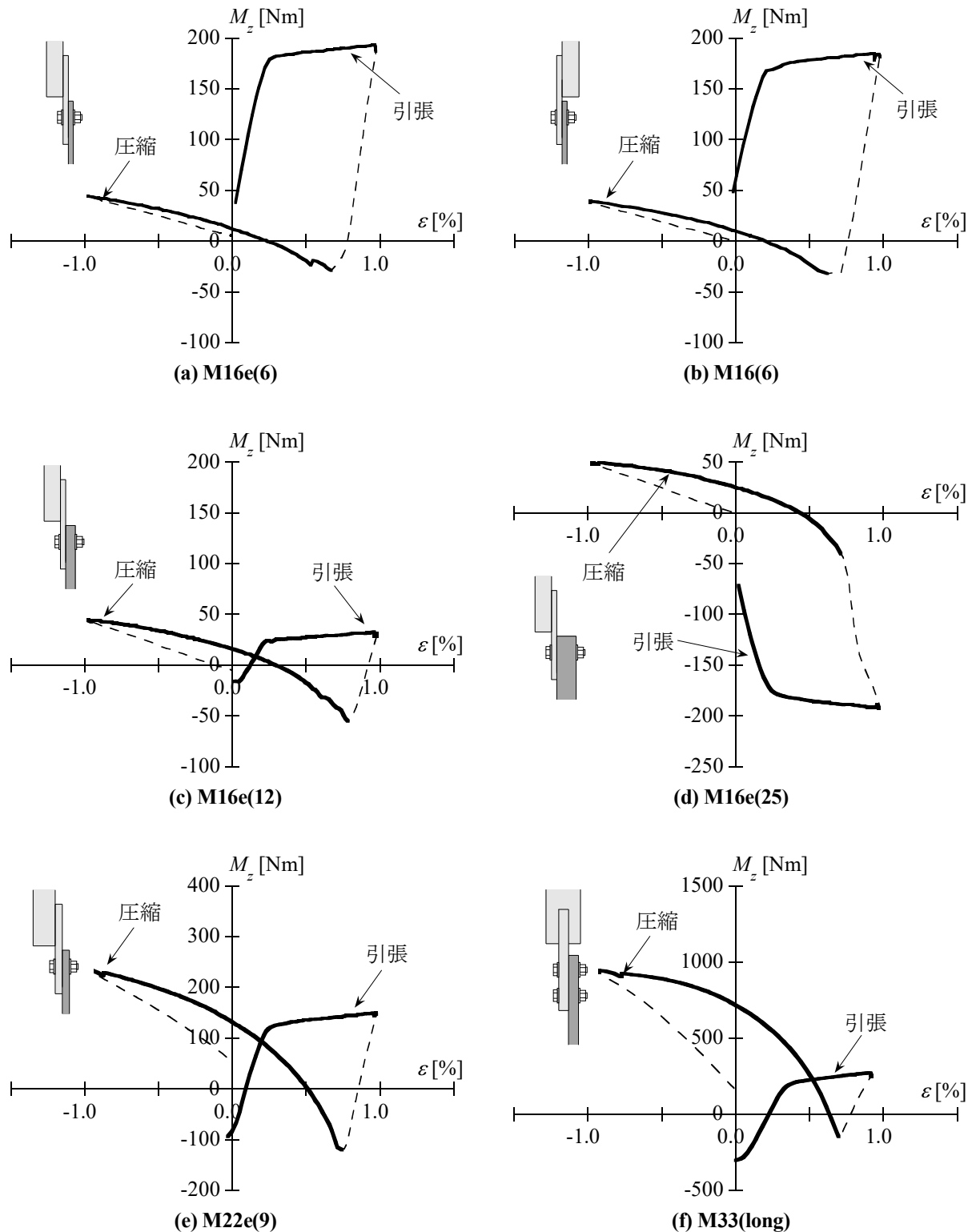


図 3.17 面外曲げモーメントの荷重変形関係

3.5.2 引張時の面外曲げモーメント

【引張時における偏心距離の力学モデル】

ここでは、引張時の面外曲げモーメントを推定するための力学モデルを構築する。まず、図3.18のような接合部を考える。載荷前の面外方向の偏心距離は、ガセットプレートの部材心から丸鋼までの距離（設計値の偏心距離 $_{cal}e_y$ ）を有している。ターンバックルブレースに引張軸力が作用すると、羽子板が変形し、丸鋼とガセットプレートの部材心がほぼ一致し、丸鋼に作用する引張軸力は羽子板を介してガセットプレートに伝達する。この時、羽子板と丸鋼および羽子板とガセットプレートでは、それぞれ異なる偏心距離を有するため、たとえ丸鋼とガセットプレートの部材心がほぼ一致していても面外曲げモーメント M_z がゼロになることはないと考えられる。したがって、引張時の偏心距離は軸径 d とガセットプレート板の厚さ t_G の差分となり、次式で評価される。

$${}_v e_y = \frac{d - t_G}{2} \quad \dots (3.16)$$

これを踏まえ、引張時における偏心距離の履歴挙動を図3.19に示す。図の縦軸は面外曲げモーメントを軸力で除した偏心距離であり、横軸は平均軸ひずみである。図中、設計値の偏心距離 $_{cal}e_y$ と(3.16)式により得られた偏心距離（以下、力学モデルの偏心距離 ${}_v e_y$ ）を横の破線で示している。

載荷初期では、偏心距離は正側にあるが、 $\varepsilon=0.125$ 以降で負の値に収束している。この収束した偏心距離を実験値の偏心距離 $_{exp}e_y$ と呼ぶ。実験値の偏心距離 $_{exp}e_y$ と設計値の偏心距離 $_{cal}e_y$ を比較すると、正負の値や値そのものが大きく異なっている。一方、実験値の偏心距離 $_{exp}e_y$ と力学モデルの偏心距離 ${}_v e_y$ を比較すると、力学モデルの偏心距離は、実験値の偏心距離 $_{exp}e_y$ を負側に過大評価している。しかしながら、設計値の偏心距離 $_{cal}e_y$ と比べて、力学モデルの偏心距離は、実験値の偏心距離 $_{exp}e_y$ を概ね評価できていると言える。

【引張時における偏心距離の比較】

次に、それぞれの偏心距離を試験体ごとに比較して図3.20に示す。図の縦軸は偏心距離であり、横軸は試験体の種類を表している。マーカーの種類により偏心距離の算出方法を区別しており、●印は実験値の偏心距離 $_{exp}e_y$ であり、□印と○印はそれぞれ設計値の偏心距離 $_{cal}e_y$ と力学モデルの偏心距離 ${}_v e_y$ である。

いずれの試験体も前述したように引張軸力により丸鋼とガセットプレートの部材心が一致したため、実験結果の偏心距離 $_{exp}e_y$ （●印）は、設計値の偏心距離 $_{cal}e_y$ （□印）に関わらずゼロに近い値となった。特に、M33シリーズの試験体はその傾向が顕著に表れている。これは、M33シリーズは、割込み継手を採用しているため羽子板と丸鋼の偏心距離がほとんど無いことや、接合部にボルトを2本使用しているため、図3.18のモデルが適応できておらず、検討の余地があることを意味している。しかしながら、割込み継手のブレースは、本実験の範囲において偏心距離の影響はほとんど考慮する必要がないことがわかった。

次に、接合方法による偏心距離が異なる試験体群に着目する。接合方法による偏心距離が小さい試験体M16(6), M22(9)を見ると、実験値の偏心距離 $_{exp}e_y$ （●印）は設計値の偏心距離 $_{cal}e_y$ （□印）と概ね対応していることがわかる。一方、接合方法による偏心距離が大きい試験体M16e(6), M22e(9)を見ると、実験値の偏心距離 $_{exp}e_y$ （●印）は設計値の偏心距離 $_{cal}e_y$ （□印）と対応していない。また、ガセットプレー

トの厚さ t_G に着目すると、ガセットプレートが厚くなるほど実験値の偏心距離 e_y (●印) と設計値の偏心距離 e_y (□印) は共に同程度上昇しているが、設計値の偏心距離 e_y (□印) は実験値の偏心距離 e_y (●印) を過少評価している結果が得られた。以上より、設計値の偏心距離 e_y (□印) は、面外曲げモーメント M_z の評価に用いる偏心距離として不十分であると考えられる。

力学モデルの偏心距離 e_y (○印) を見ると、いずれの試験体も実験結果の偏心距離 e_y (●印) と概ね対応していることがわかる。つまり、力学モデルの偏心距離 e_y (○印) を用いることは妥当であり、引張時の面外曲げモーメント M_z は次式で表現される。

・・・(3.17)

$$M_z = \frac{d - t_G}{2} \cdot N_x$$

また、(3.17)式より、ガセットプレートの厚さ t_G を丸鋼の軸径 d と等しくすることにより、引張時の面外曲げモーメント M_z の発生を抑えられると言える。たとえば、ガセットプレートの厚さ t_G を丸鋼の軸径 d の差が最も小さい試験体であるM16c(12)では、実験結果と力学モデルの偏心距離 (●, ○印) はほぼゼロとなり、面外曲げモーメント M_z の発生を抑えられていることがわかる。

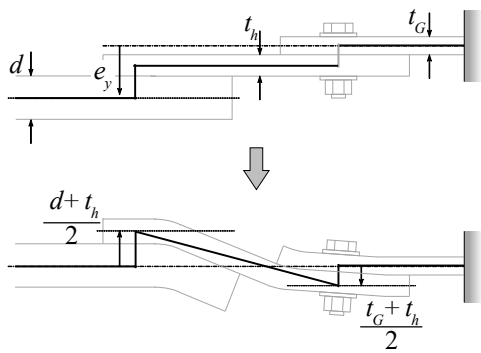


図 3.18 引張時における偏心距離の力学モデル

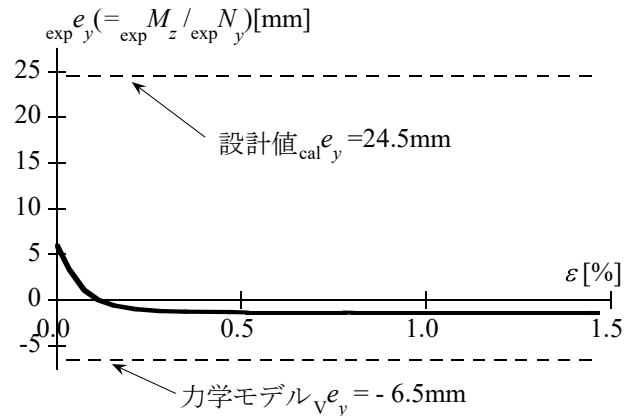


図 3.19 引張時における偏心距離の履歴挙動

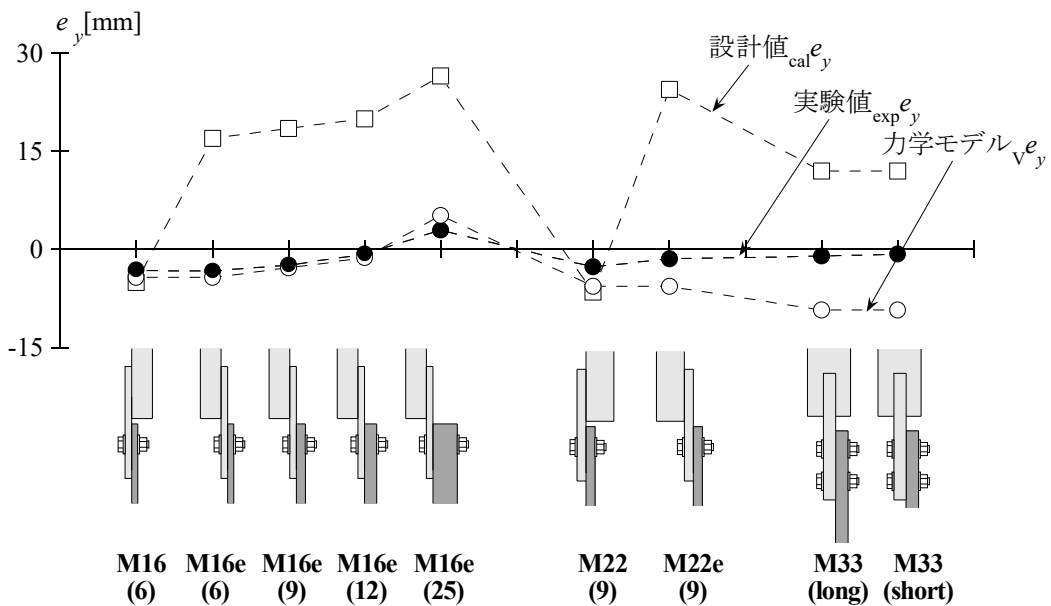


図 3.20 引張時における偏心距離の比較

3.5.3 圧縮時の面外曲げモーメント

[力学モデル]

ここでは、圧縮時の面外曲げモーメントの力学モデルを構築する。ブレース全体の力学モデルは、図3.21(a)に示すような両端に回転ばねを有する中心圧縮部材を仮定する。ブレースに圧縮軸力が作用する際、偏心距離によりブレースには逆対象曲げモーメント、つまりは反曲点が生じる。したがって、接合部における圧縮時の力学モデルは図3.21(b)のように材端部から反曲点位置を切り出した片持ち梁を考え、圧縮時の面外曲げモーメント M_z は反曲点位置に作用する軸力 N_x から算出する。

次に、反曲点位置について説明する。まず、軸方向の反曲点位置 e_x を求める。ターンバックルブレース全体の力学モデル（図3.21(a)）における任意の x に対する面外変形 $y(x)$ は、文献3.15)を参照して次式で与えられる。

$$y(x) = \left\{ -\frac{4}{3L^2} \left(\frac{K_r \cdot L'}{2EI} + 1 \right) x^3 + \frac{K_r}{2EI} x^2 + x \right\} \theta_0 \quad \dots (3.18)$$

ここで、 L' は軸変形を考慮したブレースの材長、 K_r は回転ばね剛性、 θ_0 は接合部の回転角である。また、(3.18)式を二階微分することにより曲率 $M(x)/EI$ が得られる。

$$\frac{M(x)}{EI} = \left\{ -\frac{8}{L^2} \left(\frac{K_r \cdot L'}{2EI} + 1 \right) x + \frac{K_r}{EI} \right\} \theta_0 \quad \dots (3.19)$$

反曲点は $M(x)/EI=0$ であるため、これを x について整理すると、軸方向の反曲点位置 e_x が次式で表せられる。

$$e_x = \frac{K_r \cdot L'^2}{4K_r \cdot L' + 8EI} \quad \dots (3.20)$$

また、面外方向の反曲点位置 e_y については、(3.20)式を(3.18)式に代入することで求まる。

次に、接合部の回転角 θ_0 および回転ばね剛性 K_r の算出方法について説明する。面外変形 u_c はブレース部材の中央に発生するため、(3.18)式より $y(L_{\max}/2) = u_c$ である。つまり、接合部の回転角 θ_0 と面外変形 u_c はそれぞれ次式で表すことができる。

$$\theta_0 = \frac{24}{(k_r + 8)L_{\max}} u_c \quad \dots (3.21)$$

$$u_c = \sqrt{\frac{5}{12} \cdot \frac{(k_r + 8)^2}{k_r^2 + 14k_r + 64}} \sqrt{L_{\max} \cdot \delta_c} \quad \dots (3.22)$$

ここで、 L_{\max} はブレースが最大となる材長、 δ_c は引張時の最大変形を始点とする圧縮方向の軸変形、 k_r は $K_r L_0 / EI$ で表される無次元の値である^{3.15)}。

一方、回転ばね剛性 K_r は、実験より得られたブレースの座屈荷重 N_{cr} を用いることにより次式^{3.15)}で表すことができる。

$$K_r = \frac{\beta \cdot \sin \beta}{\cos \beta - 1} \cdot \frac{EI}{L_{\max}} \quad \dots (3.23)$$

ここで、 $\beta = \sqrt{\frac{N_{cr} \cdot L_{\max}^2}{EI}}$

以上より、図3.21(b)のようなモーメントの釣合を考えると、圧縮時の面外曲げモーメント M_z は次式で推定できる。

$$M_z = e_y \cdot N_x + e_x \cdot N_x \tan \theta \quad \dots (3.24)$$

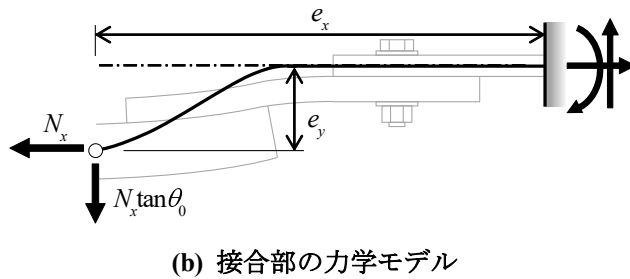
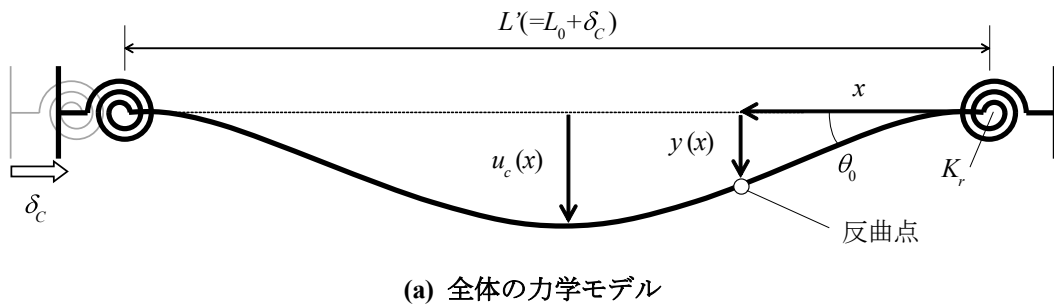


図 3.21 圧縮時における面外曲げモーメントの力学モデル

[回転ばね剛性の概算方法]

ここまでで導出された式を見ると、圧縮時の面外曲げモーメント M_z は材長 L_0 と軸径 d および回転ばね剛性 K_r が与えられていれば求めることが可能であることがわかる。しかしながら、(3.24)式で求められる回転ばね剛性 K_r には、実験より得られたブレースの座屈荷重 N_{cr} の要素が含まれているため、圧縮時の曲げモーメント M_z を算定することは困難である。ここでは、(3.24)式を設計に適用させるために、丸鋼、羽子板、ガセットプレートで構成されたブレース接合部における回転ばね剛性 K_r の簡易計算法を提案する。

ブレース接合部の構成部材が両端ピン支持となるオイラー座屈するならば、構成部材の回転ばね剛性 ${}_{cal}K_r$ は次式であらわされる。

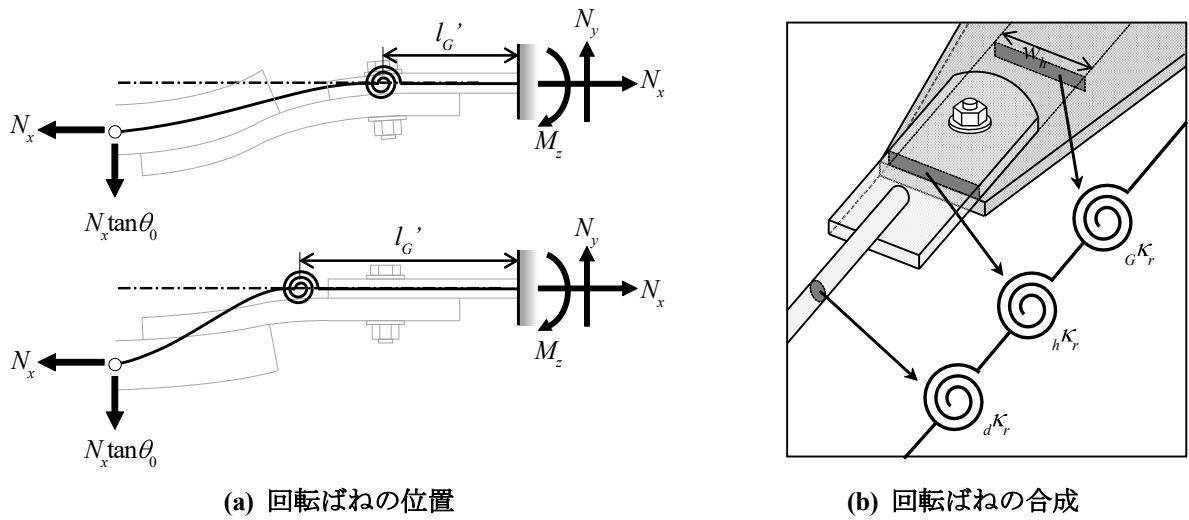
$${}_{cal}K_r = \frac{\pi^2 EI}{l_j} \quad \dots (3.25)$$

なお、ここでは接合部の長さ l_j は、接合方法による偏心距離が小さい場合ではガセットプレートの長さ l_G 大きい場合ではガセットプレート端部から羽子板の中心までの距離 l'_G と仮定する(図3.22(a)参照)。また、回転ばね剛性 K_r は、丸鋼、羽子板、ガセットプレートが直列結合されていると考え、次式で得られる。

$${}_{cal}K_r = \left(\frac{1}{dK_r} + \frac{1}{hK_r} + \frac{1}{gK_r} \right)^{-1} \quad \dots (3.26)$$

(3.24)式で算出された力学モデルの回転ばね剛性 ${}_{cal}K_r$ (□印) と共に、 $\varepsilon=0.125 \sim 2.00\%$ の各補修後載荷で得られた実験結果の回転ばね剛性 ${}_{exp}K_r$ (○～●印) と併せて図3.23に示す。図の縦軸は回転ばね剛性 K_r であり、横軸は試験体の種類を表している。

試験体M16e(6)とM16e(9)を除くほとんどの試験体において、接合部の回転ばね剛性 K_r の計算値は実験値の範囲内に収まっており、その傾向も概ね対応している。また、平均軸ひずみ ε が大きくなるほど、3.4.1項で検討された弾性剛性の低下と同様に局所的な曲げ降伏により、実験値の回転ばね剛性 K_r は低下している。以上より、力学モデルの回転ばね剛性 K_r は、平均軸ひずみが0.25%以上で実験値を過大評価しているが、0.25%以下つまりは経験した層間変形角が0.50%以下であれば、安全側の評価を与えており、有効な方法であると言える。



(a) 回転ばねの位置

(b) 回転ばねの合成

図 3.22 回転ばねの力学モデル

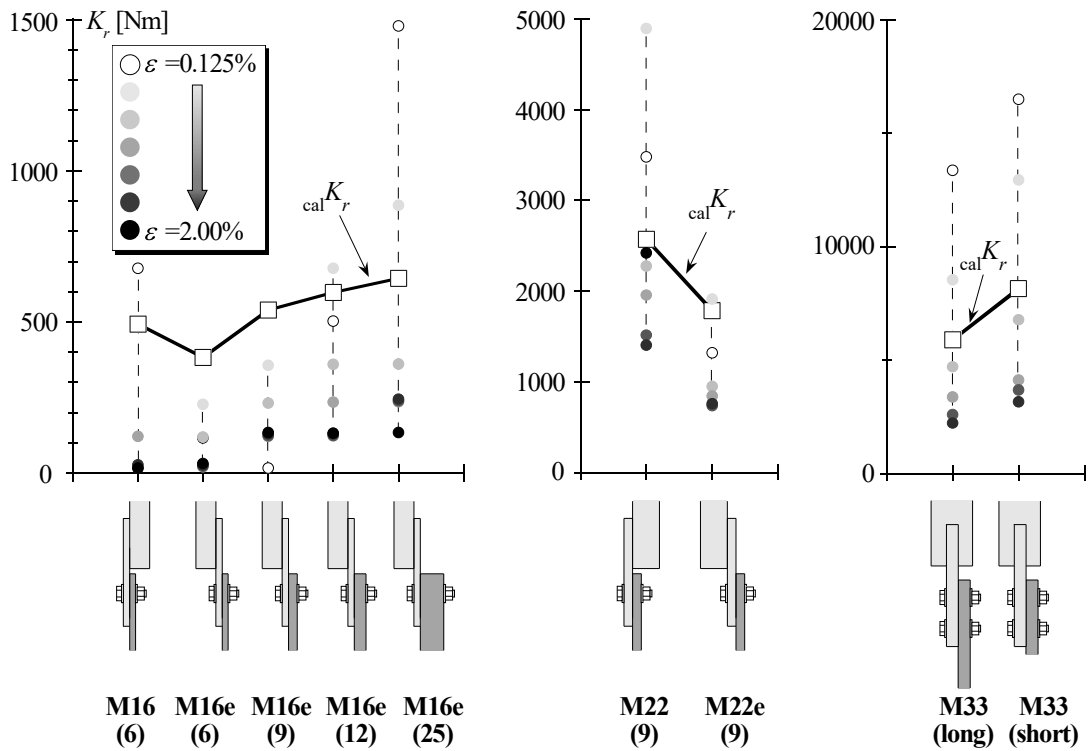


図 3.23 回転ばねの評価

3.5.5 面外曲げモーメントの評価

【実験結果と計算結果の比較】

ここでは、3.5.2, 3.5.3節で提案した評価式の妥当性を検証する。試験体M16e(6)を例として、平均軸ひずみ $\varepsilon=1.0\%$ における平均軸ひずみと軸力の関係を図3.24(a)に示す。図中、実験値を灰色の線で示し、次式より得られる軸力を黒色の線で示す。

引張時の軸力は、平均軸ひずみ ε が降伏軸ひずみ ε_Y 以下であれば初期剛性 K_b に比して軸力が上昇し、降伏軸ひずみ ε_Y 以降では、初期剛性の1%程度の二次剛性 $0.01K_b$ に比して軸力が上昇するモデルとする。一方、圧縮時の軸力は、両端ピン支持となるオイラー座屈耐力である。

[引張時の軸力]

$$\text{cal } N_x = \begin{cases} A \cdot E \cdot \varepsilon & (\varepsilon < \varepsilon_Y) \\ A \cdot \sigma_Y + 0.01 \cdot A \cdot E \cdot (\varepsilon - \varepsilon_Y) & (\varepsilon \geq \varepsilon_Y) \end{cases} \quad \dots (3.27)$$

ここで、 ε_Y は0.15%である。

[圧縮時の軸力]

$$\text{cal } N_x = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I}{L_b^2} \quad \dots (3.28)$$

次いで、(3.25), (3.26)式より得られる軸力を用いて得られた面外曲げモーメントを図3.24(a)に示す。図中、実験値を灰色の線で示し、黒色の線は、次式より得られる面外曲げモーメントである。

[引張時の軸力]

$$\text{cal } M_z = \psi_T \cdot \frac{d - t_G}{2} \cdot N_x \quad \dots (3.29)$$

[圧縮時の軸力]

$$\text{cal } M_z = \psi_C \cdot (e_y \cdot N_x + e_x \cdot N_x \cdot \tan \theta) \quad \dots (3.30)$$

ここで、 ψ_T , ψ_C は低減係数であり、図は $\psi_T=1.0$, $\psi_C=1.0$ とした計算値である。

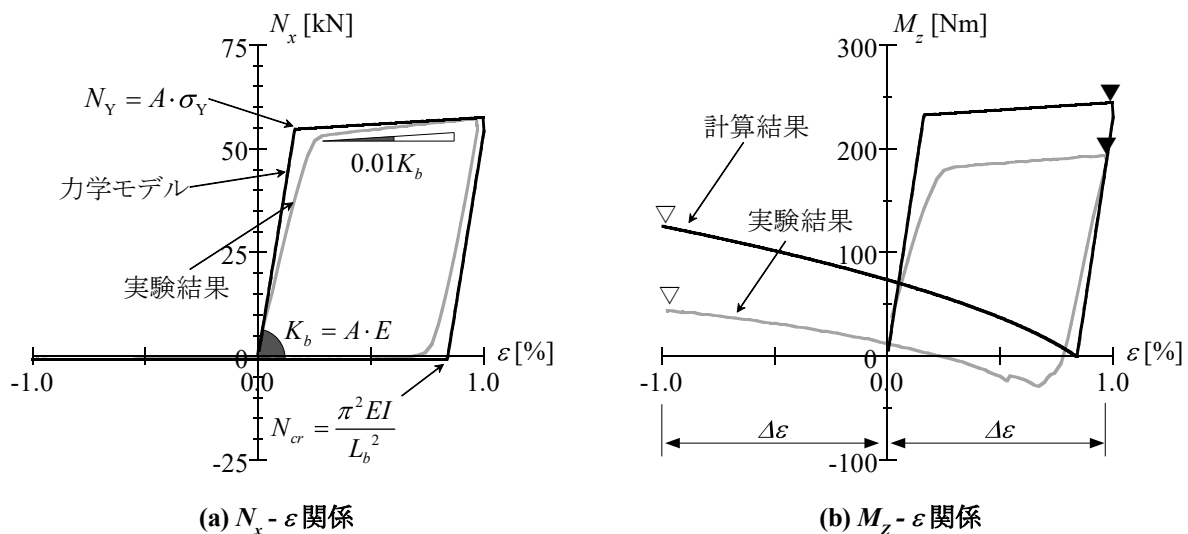


図3.24 面外曲げモーメントの推定

解析モデルは実験値の傾向をよく説明できている。計算値は、実験値よりも30Nm程度過大に評価していることや、面外曲げモーメント M_z が負の値に達する現象を表現できておらず、精度向上に関する検討の余地がある。しかしながら、解析モデルは実験結果の傾向と概ね対応している。この解析モデルに基づけば、ブレースの特性と地震発生時に予想される軸変形を設定さえすれば面外曲げモーメント M_z を安全側に評価することができるため、(3.27)～(3.30)式は十分に有用なモデルであると言える。

【実験値と計算値の比較】

面外曲げモーメントの実験値と計算値の比較として図3.25を示す。縦軸と横軸はそれぞれ計算値または実験値の値として最大となる絶対値(図3.24(b)中、▼、▽印)を軸部降伏耐力 N_Y で除した値である。図中、マーカーの表現は図3.14と同様であり、線種は低減係数 ψ_T 、 ψ_C を区別している。

引張時の面外曲げモーメントに着目する。M16の試験体群(◇印)を見ると、低減係数 ψ_T を0.75すれば、面外曲げモーメントが評価できる。一方、M22とM33の試験体群(○、□印)を見ると、低減係数にばらつきがあり、面外曲げモーメントの評価は困難である。しかしながら、いずれの計算値も低減係数 ψ_T が1.00であれば、引張時の面外曲げモーメントは安全側に評価できる。

次いで、圧縮時の面外曲げモーメントに着目する。ほとんどの実験値は、 $\psi_C=0.25\sim0.75$ とした計算値の範囲内に収まっていることがわかる。また、M16の試験体群(◇印)の計算値は、低減係数 ψ_C を0.75であれば概ね評価できる。一方、M33の試験体群(□印)は、ばらつきが大きく、検討の余地がある。しかしながら、M33は建築用ターンバックルブレースとして最大のものであるため、(3.30)式の低減係数を $\psi_C=0.75$ にすることにより、すべてのターンバックルブレースに対して圧縮時の面外曲げモーメントを安全側に評価できると言える。

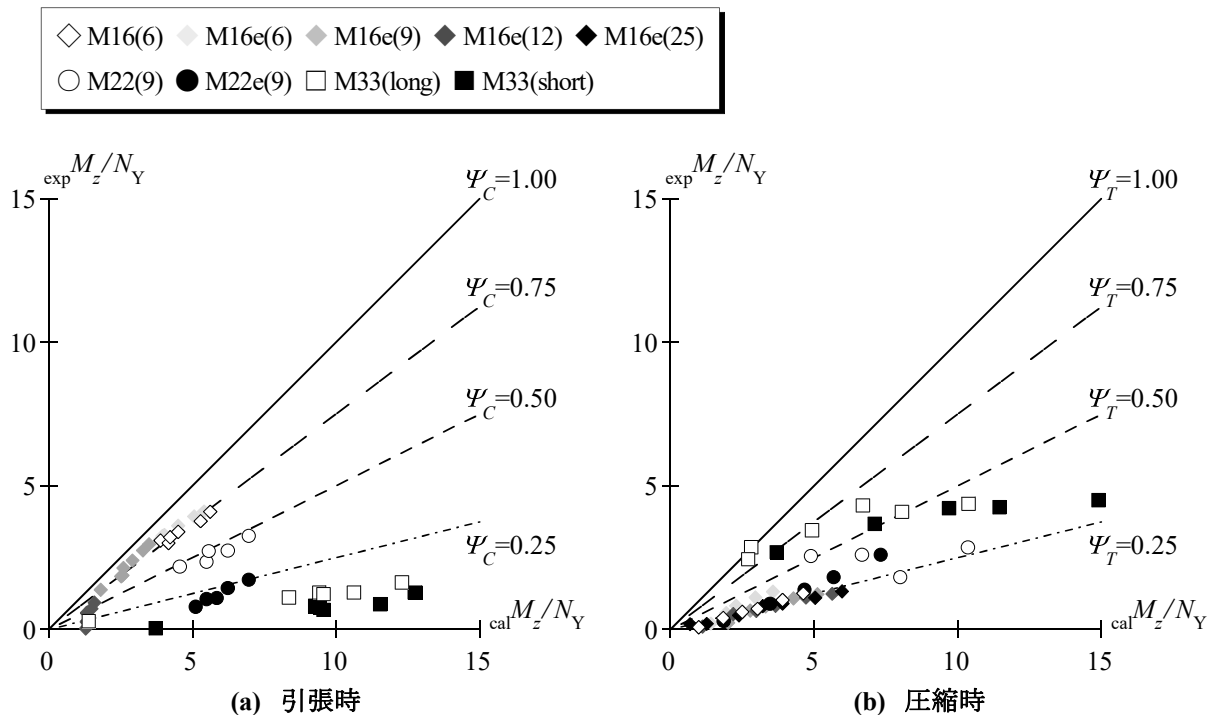


図3.25 面外曲げモーメントの実験結果と計算結果の比較

【引張時と圧縮時の面外曲げモーメントの比較】

次に、引張時と圧縮時の面外曲げモーメントの大きさを比較する。最大面外曲げモーメント ${}_T M_z$ 、 ${}_C M_z$ の定義を図3.26に示す。引張時の最大面外曲げモーメント ${}_T M_z$ は、正側変形最大時(②)の時の値を用いる。一方、圧縮時の最大面外曲げモーメント ${}_C M_z$ は、座屈発生時(③)と負側変形最大時(④)のうちの大きい値を用いる。なお、各最大面外曲げモーメント ${}_T M_z$ 、 ${}_C M_z$ とそれに対応する平均軸ひずみの大きさ ${}_{\text{abs}} \varepsilon$ は絶対値とする。これを踏まえて、最大面外曲げモーメントの比較を図3.27を示す。図の縦軸は最大面外曲げモーメントの引張側と圧縮側の差分 ${}_T M_z - {}_C M_z$ を軸部降伏耐力 N_y で除した値(以下、差分値)であり、横軸は平均軸ひずみの大きさ ${}_{\text{abs}} \varepsilon$ である。なお、差分値は正負の記号により引張時と圧縮時のどちらが大きいかを表し、ブレースの軸部断面積 A の違いを軸部降伏耐力 N_y で除すことで基準化して示している。

いずれの試験体も平均軸ひずみの大きさ ${}_{\text{abs}} \varepsilon$ に関わらず、差分値はほぼ一定の値となっている。換言すると、引張時と圧縮時の最大面外曲げモーメントは同程度で増加することを意味しており、両者の大小関係は逆転することはないと言える。また、軸径がM16e(12) およびM22, M33の試験体を見ると、差分値が負の値になっている。つまり、これらの試験体の最大面外曲げモーメントは、引張時よりも圧縮時の方が大きくなることを表している。

ここで、最大面外曲げモーメントを試験体ごとに比較するために、補修後荷重 $\varepsilon = \pm 1.50\%$ を例として、図3.28を示す。図の縦軸は引張側および圧縮側の最大面外曲げモーメントを軸部降伏耐力で除した値 ${}_T M_z / N_y$ 、 ${}_C M_z / N_y$ であり、横軸は試験体の種類を表している。

引張時の ${}_T M_z / N_y$ (図3.28, ▼印)は、前述した力学モデルの偏心距離 ${}_y e_y$ (図3.20, ○印)に対応して変動している。これに対して、圧縮時の ${}_C M_z / N_y$ (図3.28, ▽印)は、軸径 d の大きさに伴って増加している。また、M22以上のブレースでは、引張時よりも圧縮時の面外曲げモーメントの影響が大きいことがわかる。さらに、M16の試験体群に着目すると、試験体M16e(12)のみ、圧縮時が引張時を上回っている。したがって、軸径が太い場合、あるいはガセットプレートが軸径と等しい場合には、圧縮側の面外曲げモーメントを適切に評価する必要があると言える。

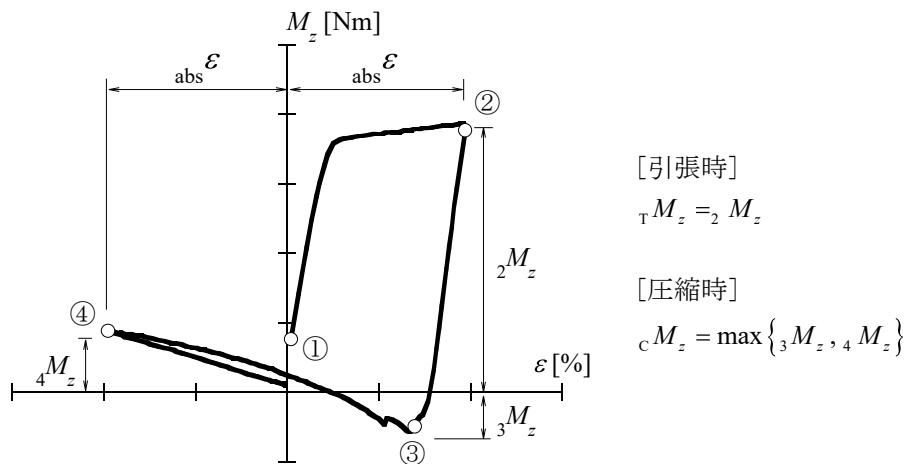


図 3.26 TMZ と CMZ の定義

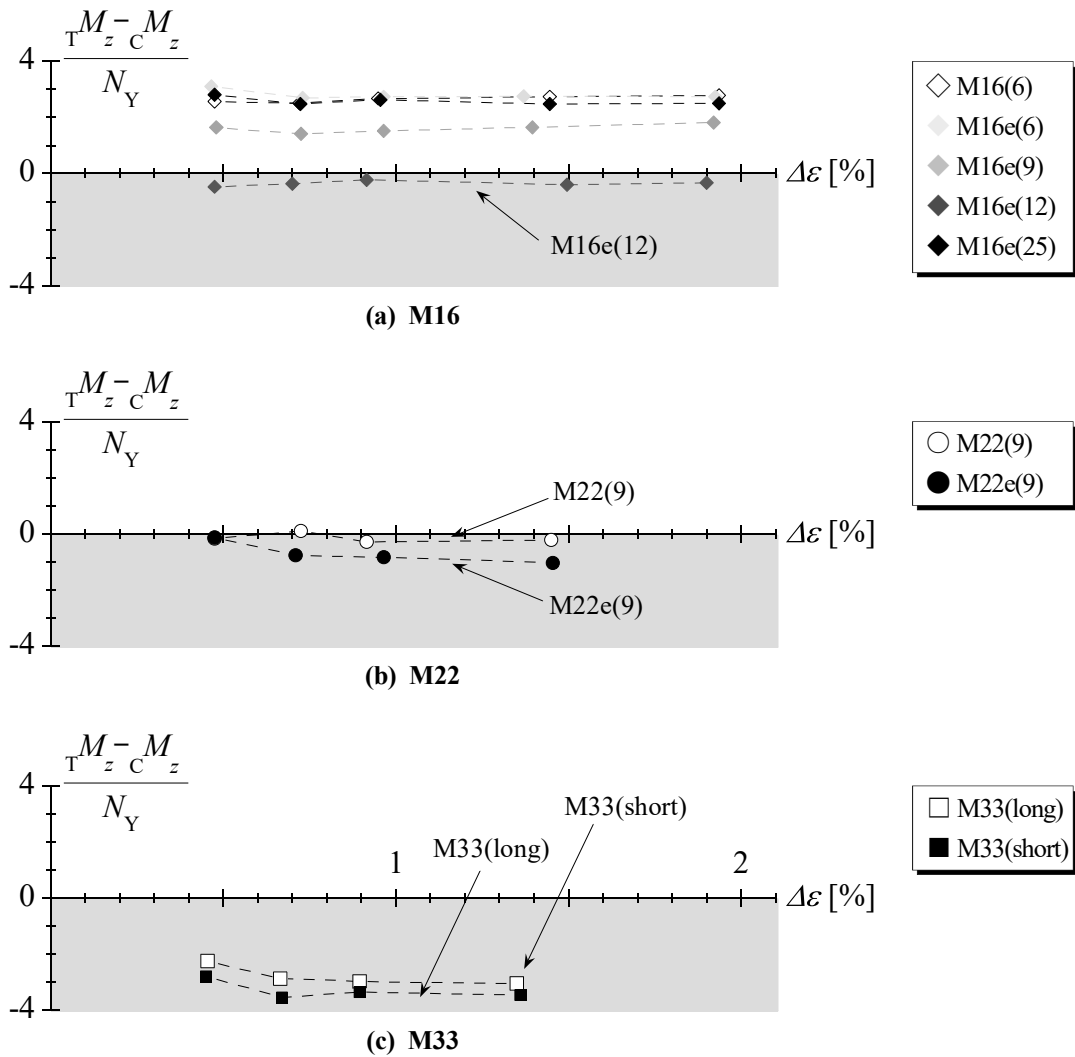


図 3.27 引張時および圧縮時における面外曲げモーメントの大小関係

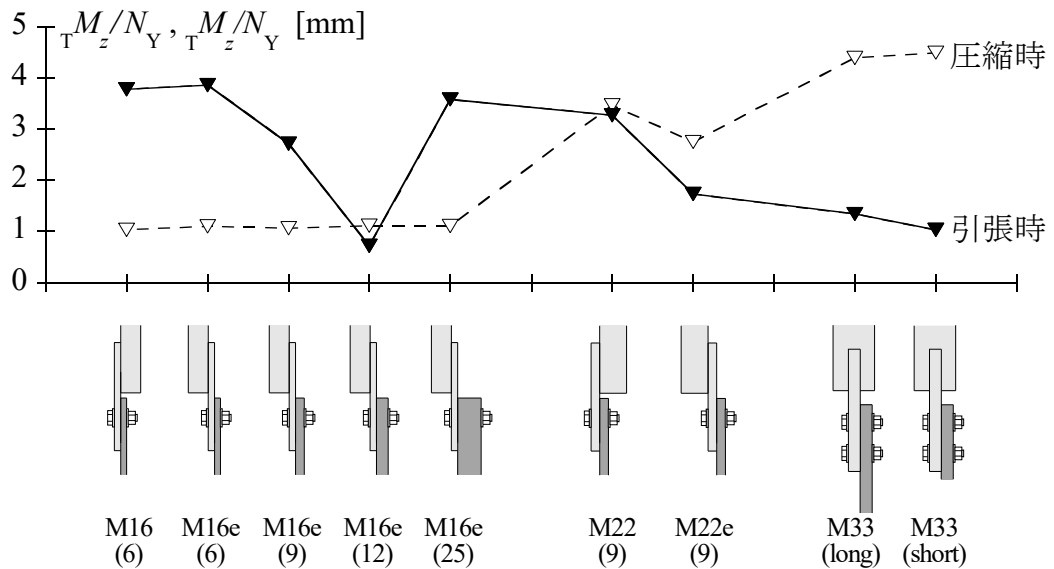


図 3.28 引張時と圧縮時の面外曲げモーメントの比較

3.6 ターンバックルブレースの締め直し時における施工性

3.6.1 締め直し時の挙動

本節では、ターンバックルブレースの締め直し時の施工性について検討する。試験体M16(6)の損傷
 載荷 $\varepsilon = \pm 1.00\%$ 終了後における締め直し時の各指標の推移を、横軸をステップ数として図3.29に例示
 する。図の縦軸はそれぞれ軸力 N_x 、トルク T 、接合部角度 θ_j 、面外変形 u_c である。

締め直し初期では、軸力 N_x とトルク T はほとんど発生していないが、座屈時に生じた接合部角度 θ_j
 と面外変形 u_c はステップ数の増加に伴って小さくなっている様子が表れている。また、ある時点(図
 3.29, 図中の実線)から軸力 N_x が緩やかに増加し始め、その時点で接合部角度 θ_j がほぼゼロとなり、値
 が負側に転じている。さらに締め直すと、図中の破線から面外変形 u_c がほぼゼロに達し、その時点か
 ら軸力 N_x とトルク T が急増している。つまり、締め直しの施工性は、変形修復時よりも軸力導入時の
 方が困難であると言える。ここで、ターンバックルブレースの締め直しに必要なトルクを $\theta_j = 0.0$ (図
 3.29, 図中の実線) の前後で大別し、それぞれ“変形修復トルク” ($\theta_j < 0.0$)、および“軸力導入トルク”
 ($\theta_j > 0.0$) と呼ぶ。

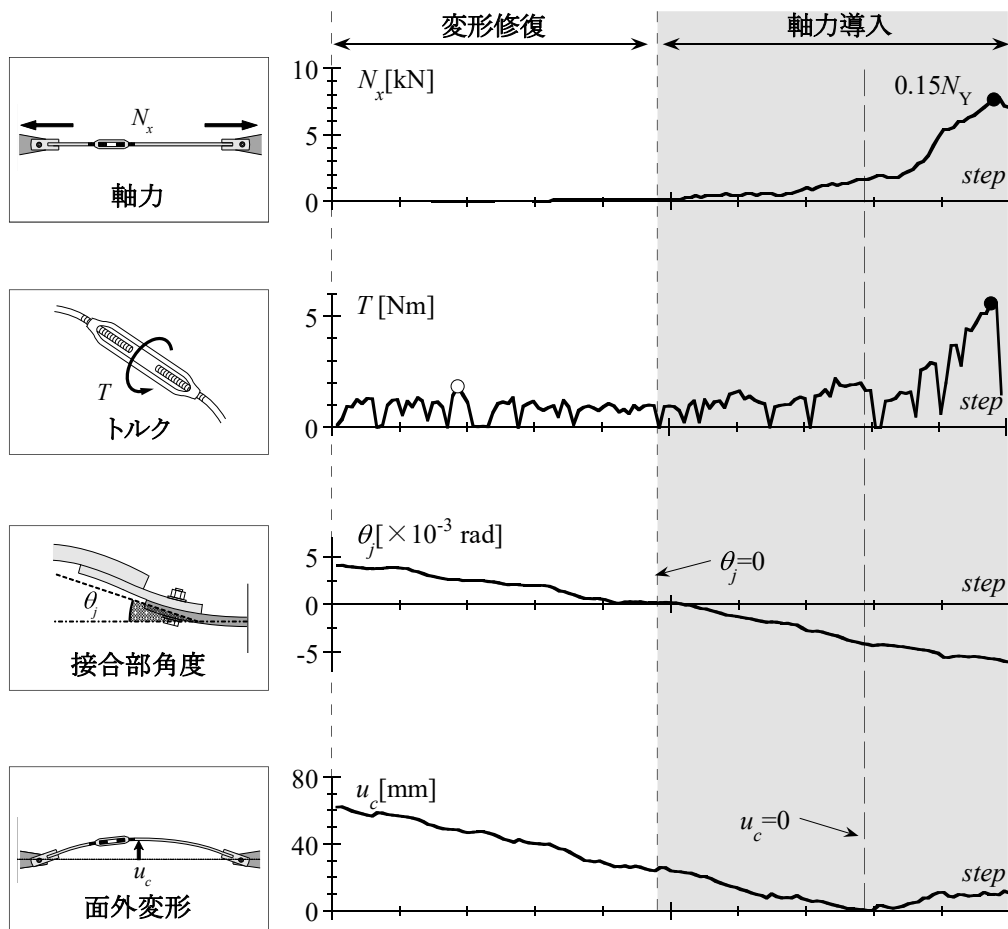


図 3.29 締め直し時の履歴挙動

3.6.2 複数回の締め直しに対する施工性

本論文では、トルク T およびトルク係数値 k_T を施工性の指標とする。ここで、軸力導入トルクの範囲からトルク T と軸力 N_x の関係を抽出すれば、最小二乗法によりトルク係数値 k_T が求められる。なお、トルク係数値 k_T は次式で表される。

$$k_T = \frac{T}{d \cdot N_x} \quad \dots (3.31)$$

トルク係数値 k_T と累積平均軸ひずみ $\Sigma\varepsilon$ の関係を試験体の軸径ごとに図3.30に示す。図中、マーカーの表現は図3.14と同様である。M16, M22のトルク係数値 k_T は0.05～0.15の範囲内に収まっているが、M33のトルク係数値 k_T は0.25～0.35となり、相対的に大きい。これは、M33は丸鋼と羽子板の溶接部に割込み継手を採用しているため、ターンバックルブレース端部の拘束力が強くなり、締め直しにくくなったことが原因であると考えられる。一方、試験体M22e(9)を除くほとんどの試験体は、累積平均軸ひずみ $\Sigma\varepsilon$ が増加してもトルク係数値 k_T は安定していることがわかる。つまり、複数回の締め直しに対してもターンバックルブレースのねじ部が損傷することなく、安定した施工性を維持できていることを意味している。

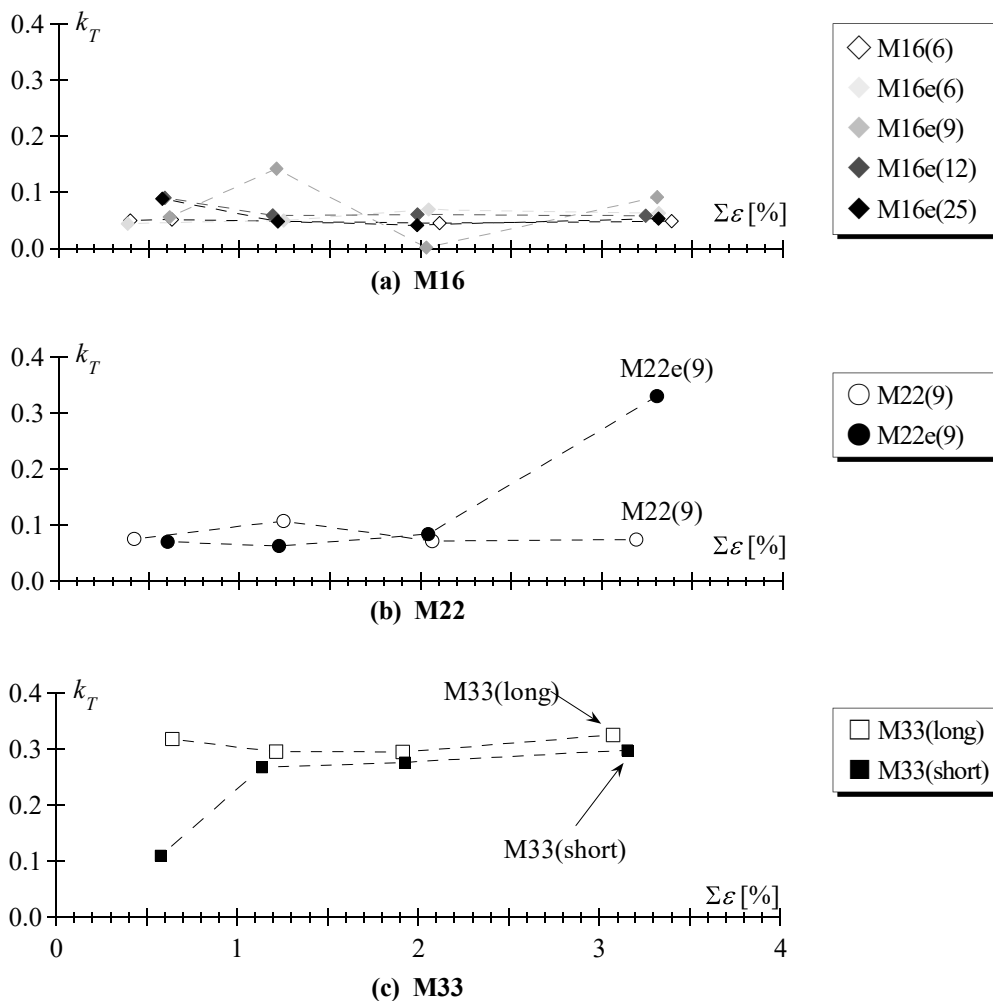


図 3.30 トルク係数値を用いた施工性の評価

3.6.3 締め直し時における施工性の評価

本項では、ターンバックルブレースの締め直しに必要なトルクについて検討する。変形修復トルクと軸力導入トルクを試験体ごとに比較して図3.31に示す。図の縦軸はトルクであり、横軸は試験体の種類を表している。また、マーカーは、各補修時の最大となるトルクの平均値（図3.28、○印または●印）であり、変形修復トルクと軸力導入トルクの種類を区別している。

まず、変形修復トルク（○印）に着目する。設計値の偏心距離が大きくなるほど、変形修復トルクが増加する傾向にある。締め直しにより変形が元に戻った状態では、残留たわみと接合部の変形は設計値の偏心距離による影響が大きい^{3.15)}、その修復に伴う変形修復トルクが増加したことが原因であると考えられる。たとえば、M16e(9)、M16e(12)、M16e(25)を見ると、ガセットプレートの板厚 t_g が厚くなるほど変形修復トルクが増加している。また、M33を見ると、両試験体の設計値の偏心距離は等しいが、M33(short)はM33(long)よりも変形修復トルクが大きい。したがって、ガセットプレートの長さが短く、接合部の面外剛性が高い場合には、ターンバックルブレースを締め直しにくくなると言える。

次いで、軸力付与トルク（●印）に着目する。M33(short)以外の試験体を見ると、軸力付与トルクは変形修復トルクの2倍程度の値を示している。つまりは、ブレース変形の修復時は、本論文にて設定した初期軸力 $(0.15N_V)$ に対して約半分程度のトルクでターンバックルブレースを締め直せることを意味している。したがって、 σ_y を鋼材の基準強度 $F(=235\text{N/mm}^2)$ に置き換えれば、ブレース変形の修復時に必要な軸力は、鋼材の基準強度の5%程度 $(=0.05F)$ となる。

3.6.4 締め直し時に必要なトルク

次に、ターンバックルブレースの締め直し時における施工性について検討する。軸部降伏耐力 N_V の15%までの軸力導入トルクは、(3.29)式をトルク T について整理することにより、次式で表せる。

$$T_{\max} = 0.15 \cdot k_T \cdot \frac{\pi \cdot d^3}{4} \cdot \sigma_y \quad \dots (3.32)$$

変形修復トルクについては、前述したように軸力導入トルクの半分であるため、(3.32)式で算出された値の半分となる。

変形修復トルクおよび軸力導入トルクと軸径 d の関係を図3.32に示す。実線は、(3.32)式の k_T にJIS規格^{3.16)}に定められたトルク係数値を代入した計算値である。ここでのトルク係数値は、ねじ部の風化を想定し、六角高力ボルトにおいて潤滑処理が施されていないB種の範囲 $(k_T=0.15 \sim 0.20)$ を採用している。さらに、緊急時に一般の人々が締め直しを行うことも想定して、20～80歳代の健全な日本人男女の腕力に関する調査結果^{3.17)}に基づけば、長さ1mの工具を用いて発揮できる締め付けトルクは69.5Nm程度となり、これを図中の破線にて示している。

計算値を見ると、ターンバックルブレースの締め直しに必要なトルクは、軸径の3乗に比例して増加する。これに対して、実験値をみると、潤滑処理の影響で計算値よりも若干低くなっているが、その傾向は概ね対応していることがわかる。

一方、変形修復トルク（図3.32(a)）におけるトルク係数値の上限値に対して、26.5mm以下の軸径をもつブレースはターンバックルブレースの締め直しに必要なトルクが図中の破線を下回っていることがわかる。つまり、長さ1mの工具を用いてターンバックルブレースを締め直す場合、容易に変形を修復できる目安はM24以下のブレースであることを意味する。また、軸力導入については（図3.32(b)）、M20以下のブレースであれば同様の方法で十分に軸力を与えることができる。

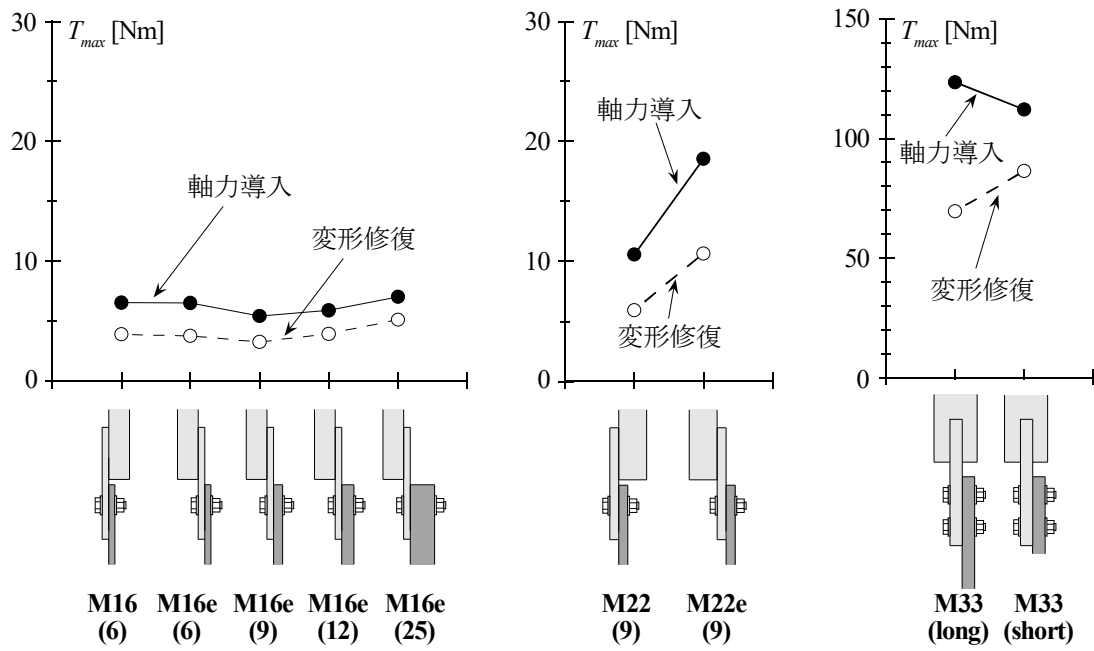
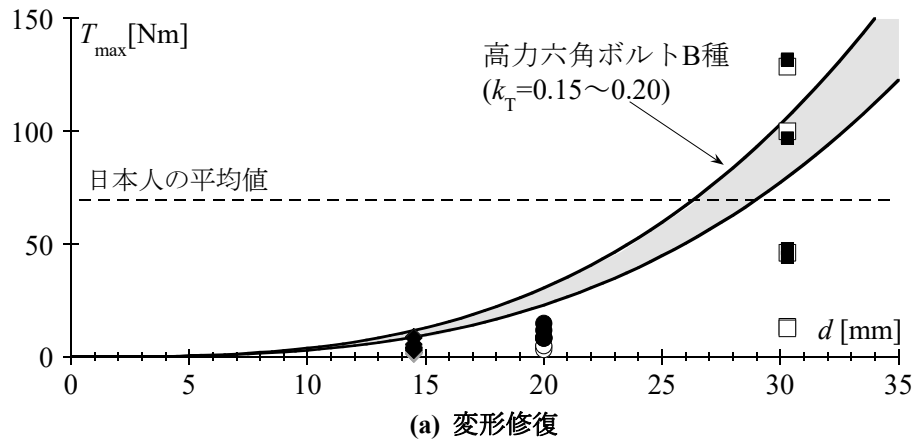
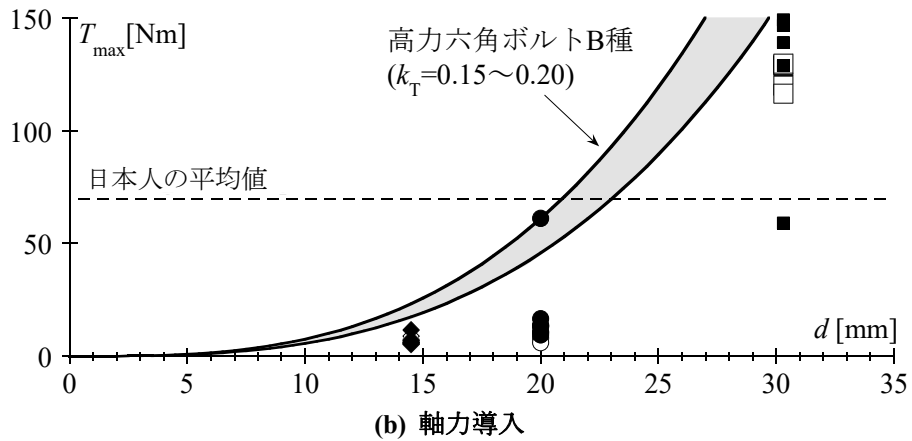


図 3.31 トルク係数値の比較



(a) 変形修復



(b) 軸力導入

図 3.32 ターンバックルブレースの締め直しにおける施工性の評価

3.7 発錆および塗装が締め直しの施工性に及ぼす影響

3.7.1 実験計画

【セットアップ】

セットアップと試験体を併せて図3.33に示す。試験体は、断面M20(=d)、全長750mmの構造用両ねじアンカーボルトと構造用六角ナット(以下、アンカーボルトおよびナットと呼ぶ)により構成されている。アンカーボルトの寸法は、「鋼構造接合部設計指針」^{3,18)}に則り基礎鉄筋コンクリートへの定着長さを400mm(=20d)確保できる実大サイズとした。また、アンカーボルトは、丸鋼(SNR400B)の両端に転造ねじ加工が施されている。さらに、一端のねじ部は□型加工が施されている。

□型加工されたアンカーボルトの一端では、アンカープレートおよびナットを用いて固定治具の下フランジと羽交い絞めにより接続している。つまり、固定治具の下フランジは、露出柱脚における定着板を再現している。また、□型に加工されたねじ部は、接続治具の□型孔に挿入することで、締め付けに伴うアンカーボルトの回転を防ぐ役割がある。一方、アンカーボルトの他端ではダブルナットが配されており、ロードセル、アンカープレート、ベースプレートを模した板(以下、B.PL板と呼ぶ)、座金が挿入されており、座金とダブルナットの間にはクリアランスを設けている。これは、アンカーボルトの残留伸びを再現している。

【載荷計画および計測計画】

本附録では、締め付けの難易度を評価するためにトルクを図3.34に示す計測器を用いて計測した。締め付けは、加治具に組み込まれたモンキーレンチの口径部にナットを差し込み、加力治具、トルク計測治具を介して人力で行われる。トルク T の計測方法については、本論文3.24節を参照されたい。

締め付けの手順としては、ダブルナットにおける下側のナット(以下、下ナットと呼ぶ)を締め付け、残留伸びを再現したクリアランスを除去する。その後、クリアランスが無くなりアンカーボルトに軸力が作用し始めるので、軸力が20kNに達するまで付与する。次いで、下ナット締め付け時に得られた最大トルクに達するまで、上側のナット(以下、上ナット)を締め付けた。その後、上ナットと下ナットを緩める。これらの締め付け手順を1セットとし、1回の実験で3セット行った。また、本実験では、後述する発錆および塗装させる前の試験体(以下、新品試験体)に対しても同様な実験を行った。つまり、1体の試験体に対して、新品相当時の締め付けと発錆および塗装時の締め付けを行い、両者を比較することにより、発錆および塗装が締め付け時の施工性に与える影響を確認した。

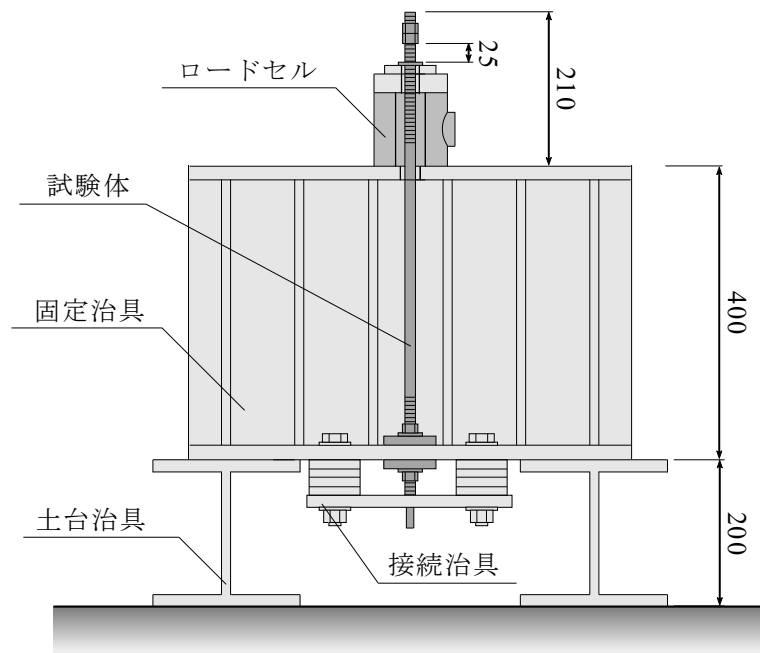


図 3.33 要素実験のセットアップ

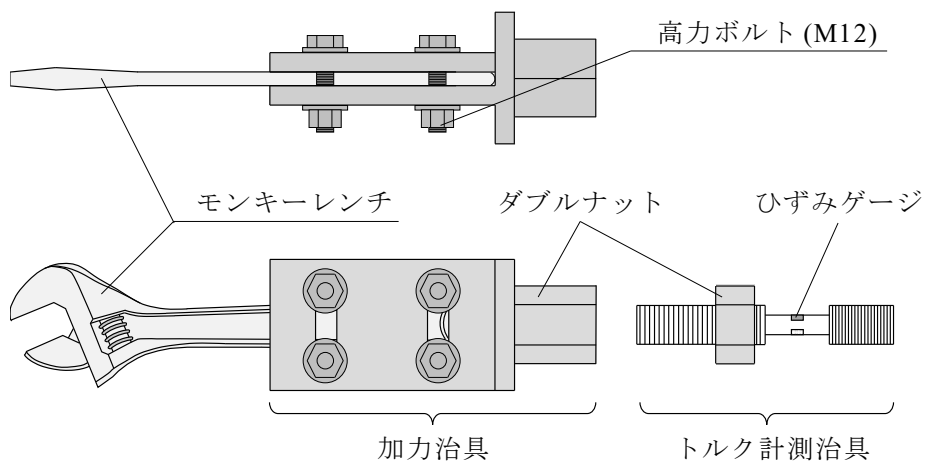


図 3.34 トルクの計測方法

3.7.2 試験体

【実験のパラメータ】

本実験のパラメータは、発錆の有無と塗装方法である。まず、本論文が採用した2種類の塗装方法について図3.35、写真3.1、写真3.2を示す。1つ目の塗装方法は、ナット部のみを塗装する方法（以下、一部塗装）であり、露出柱脚におけるアンカーボルトの塗装を再現している。一部塗装では、ねじ部に塗料が付着しないように、アルミパイプに、アンカーボルトを挿入し、B.PL板で挟み込む。その後、接続治具側のナットを締め付け、アルミパイプを拘束し、ナット部を塗装する。

これに対し、2つ目の塗装方法は、ナット部を含めたねじ部も塗装する方法（以下、全塗装）であり、ターンバックルブレースの塗装を再現している。また、いずれの塗装方法で用いられた塗料は、鉛・クロムフリー^{3.19)}である。

次いで、発錆の有無について説明する。本要素実験では、曝露試験を行った。以後、曝露試験が行われた試験体を発錆試験体と呼ぶ。発錆試験体は、一部塗装、全塗装の試験体に加え、締め付け時における錆の影響を確認するために塗装されていない試験体（以下、塗装なし）も用意した。実験パラメータは、塗装方法および発錆を組み合わせた全5種類あり、1種類のパラメータに対して試験体をそれぞれ3体用意した。試験体の緒元を表3.2にまとめる。

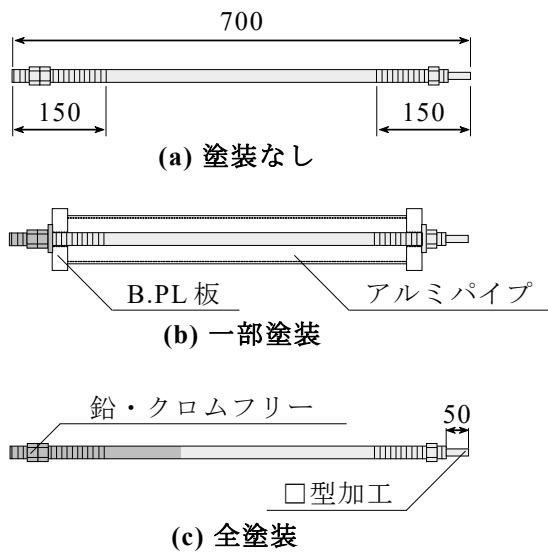


図3.35 試験体の塗装方法

表3.2 要素実験の試験体一覧

試験体	曝露期間	塗装部位	本数
NP	-	一部塗装	3
NF		全塗装	3
EN	2021年3月1日 ～ 2021年7月1日	塗装なし	3
EP		一部塗装	3
EF		全塗装	3

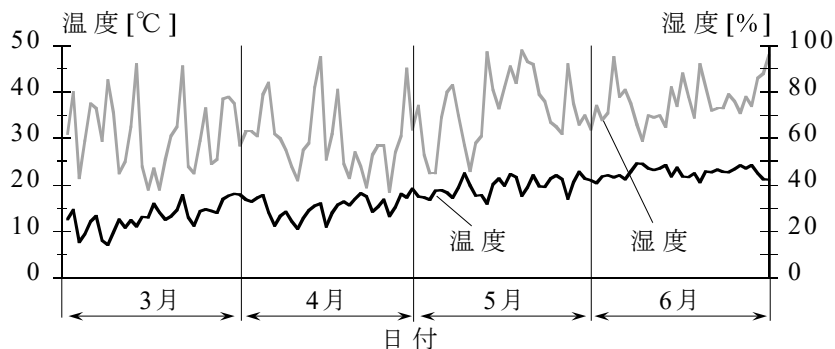


図3.36 曝露期間中の温度と湿度

【曝露試験】

曝露期間は2021年3月1日から2021年7月1日であり、東京工業大学すずかけ台キャンパスR3低温棟で行われた。曝露期間中の気象庁³²⁰⁾より得られた平均湿度と平均気温を図3.36に示す。図中、左の縦軸は平均温度、右の縦軸は平均湿度であり、横軸は曝露期間の日付を表している。平均温度は3月から6月にかけて概ね単調に上昇している。一方、平均湿度は、日ごとにばらつきがあるものの、5月、6月は梅雨前線の影響により平均湿度が3月、4月と比較して高くなっている。

試験体の発錆の様子を写真3.2に示す。塗装なしの試験体を見ると、外気に晒されていたナットとねじ部の表面に錆が生じている。一方、一部塗装および全塗装の試験体を見ると、塗装された範囲では、ほとんど錆が生じていなかった。また、一部塗装の試験体において、アルミパイプにより養生されたアンカーボルトのねじ部では、塗装なしの試験体と比較して発錆が抑えられていた。さらに、ナット内のねじ部では、塗装方法に関わらず、曝露期間中に外気に晒されていないため、錆はほとんど生じていなかった。

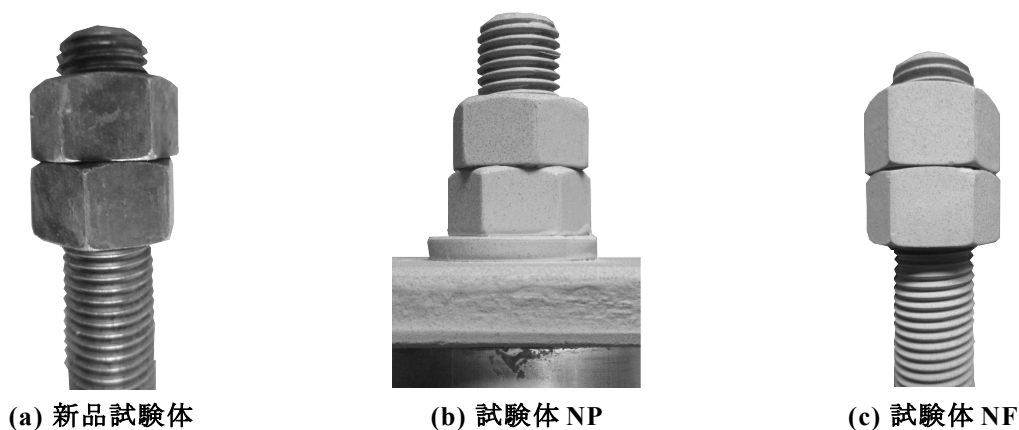


写真 3.1 塗装試験体

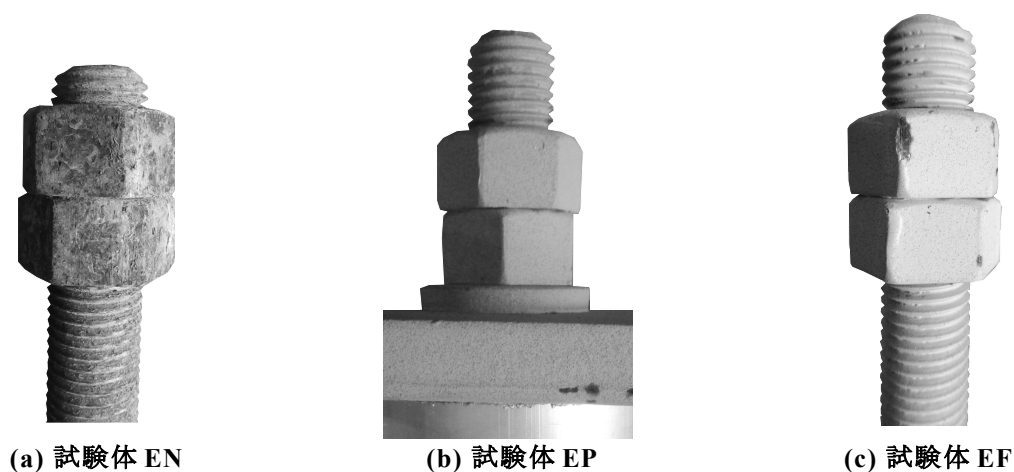


写真 3.2 発錆の状況

3.7.3 締め付け時の履歴挙動

試験体NFの締め付け時におけるトルクの履歴挙動を、横軸をステップ数として図3.37に例示する。図の縦軸はトルク T である。また、図中の破線は、①クリアランスの除去時、②軸力の導入時、③上ナットの締め付け時、④上ナットの解放時、⑤軸力の徐荷時の範囲を区別している。

クリアランスの除去時では、トルクはほとんど生じていない。一方、軸力が作用し始めると、トルクは単調に増加している。上ナットの締め付け時と解放時を比較すると、両者のトルクの最大値はほぼ同じとなっている。また、軸力の導入時と徐荷時におけるトルクの最大値もほぼ同じ値を示している。

3.7.4 トルクと軸力の関係

次いで、パラメータごとに軸力の導入時におけるトルクと軸力の関係を図3.38に示す。図の縦軸はトルクであり、横軸は軸力である。図中、線の種類により、新品試験体（灰色の破線）と発錆および塗装した試験体を区別している。

いずれの試験体もトルクは軸力に比して単調に増加している。試験体NP、EP、EFを見ると、新品試験体と発錆および塗装した試験体の傾向はほとんど変わらない。一方、試験体NFを見ると、新品試験体よりもトルクの傾きが緩やかになっており、施工性が向上している。また、試験体ENを見ると、新品試験体よりもトルクの傾きが急になっていることがわかる。つまり、締め直し時の施工性は、塗装ではなく発錆の影響が大きいと言える。

表 3.3 要素実験の結果

試験体		新品試験体		塗装・発錆試験体	
		クリアランス除去	軸力付与	クリアランス除去	軸力付与
		T_0 [Nm]	k_0	T_1 [Nm]	k_1
NP	1	0.53	0.021	0.15	0.013
	2	0.43	0.023	0.17	0.014
	3	0.37	0.024	0.25	0.013
NF	1	0.42	0.023	0.71	0.012
	2	0.51	0.021	0.63	0.013
	3	0.71	0.020	0.40	0.013
EN	1	1.00	0.019	0.25	0.025
	2	1.25	0.017	0.17	0.029
	3	0.81	0.022	0.29	0.028
EP	1	0.70	0.018	0.17	0.018
	2	0.93	0.018	0.25	0.021
	3	0.75	0.015	0.25	0.015
EF	1	0.36	0.019	0.52	0.017
	2	0.30	0.020	0.73	0.016
	3	0.44	0.023	0.62	0.017

ここで、クリアランス除去時におけるトルクの最大値を修復トルク T と呼び、クリアランス除去時の施工性を評価する。一方、軸力の導入時の施工性では、軸力とトルクの関係より得られるトルク係数値 k_r により評価する。新品相当時と発錆および塗装後の修復トルクおよびトルク係数値を表3.3にまとめる。なお、表中の値は、3セット行われた実験値の平均値である。

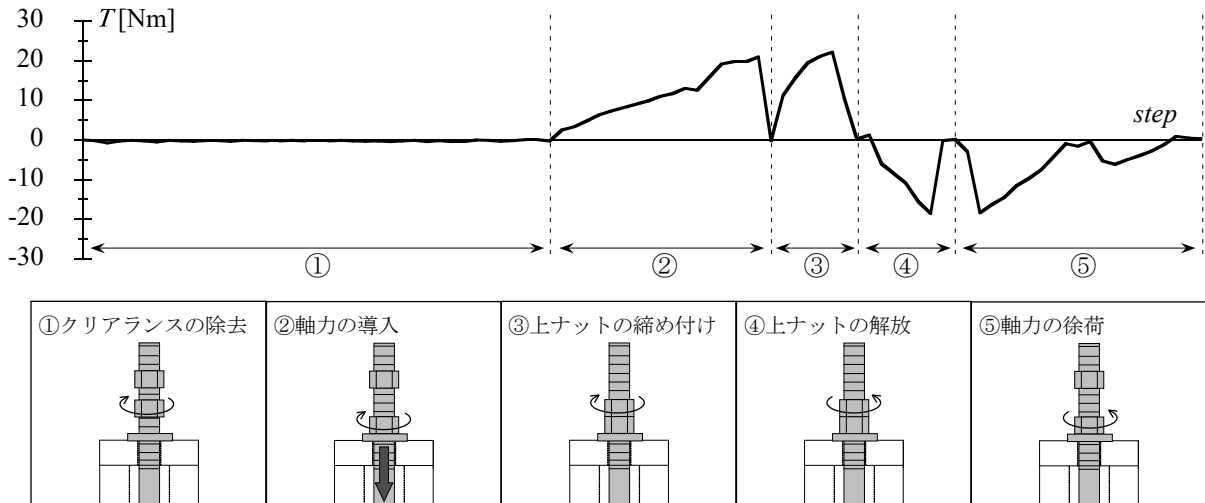


図 3.37 締め付け時のトルク

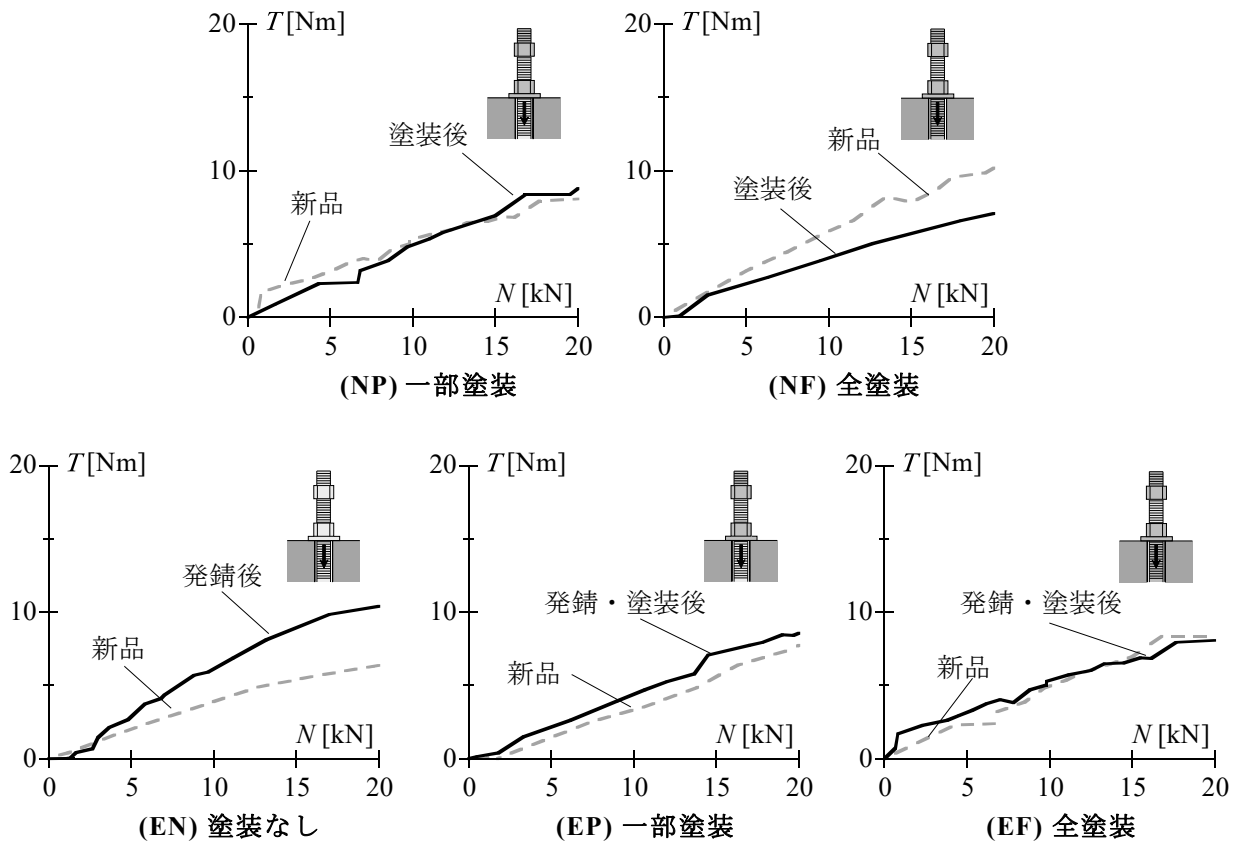


図 3.38 軸力の導入時におけるトルクと軸力の関係

3.7.5 クリアランス除去時の施工性

クリアランスの除去時における施工性について、パラメータごとに図3.39を示す。図の縦軸は新品相当時の修復トルクに対する発錆および塗装後の修復トルクの比 T_1/T_0 であり、横軸は試験体の本数である。図中、灰色の塗り潰しは T_1/T_0 が1.0以下、つまり、新品相当時よりも塗装および発錆により施工が容易になったことを表している。

まず、発錆の有無に着目し、NPシリーズとEPシリーズを比較する。両者のシリーズはいずれも T_1/T_0 が1.0以下となった。つまり、発錆の有無がクリアランスの除去時における施工性に及ぼす影響は少ないと言える。

次いで、塗装方法の違いに着目し、ENシリーズ、EPシリーズ、EFシリーズを比較する。ENシリーズとEPシリーズを見ると、 T_1/T_0 は、いずれも1.0以下となった。一方、EFシリーズを見ると、 T_1/T_0 は、いずれも1.0を上回っている。つまり、ねじ部が塗装されている場合、クリアランスの除去時における施工性は難化することを表している。しかしながら、新品相当時および塗装後の修復トルクはいずれも値として小さいため、塗装がクリアランスの除去時における施工性に及ぼす影響は考慮しなくても良いと思われる。

3.7.6 軸力導入時の施工性

軸力の導入時における施工性について、パラメータごとに図3.40を示す。図の縦軸は新品相当時のトルク係数値に対する発錆および塗装後のトルク係数値の比 k_1/k_0 であり、その他の表現は附図1.7と同様である。

まず、塗装方法の違いに着目する。NPシリーズとNFシリーズの k_1/k_0 は、概ね同じ値である。つまり、一部塗装と全塗装の違いによる施工性の影響は見られなかった。

次いで、発錆の有無に着目する。ENシリーズを見ると、 k_1/k_0 はいずれも1.0を上回り、発錆の影響により新品相当時の締め付けよりも施工性が難化していることがわかる。さらに、NPシリーズとEPシリーズ、NFシリーズとEFシリーズを比較すると、発錆および塗装後の試験体は塗装のみの試験体よりも k_1/k_0 が全体的に上昇している。しかしながら、発錆および塗装後の試験体（NFシリーズとEFシリーズ）の k_1/k_0 は、概ね1.0となっている。言い換えると、塗装されたアンカーボルトは発錆が抑えられ、軸力の導入時における締め付けの施工性は、新品相当時の施工性を維持できることが明らかになった。

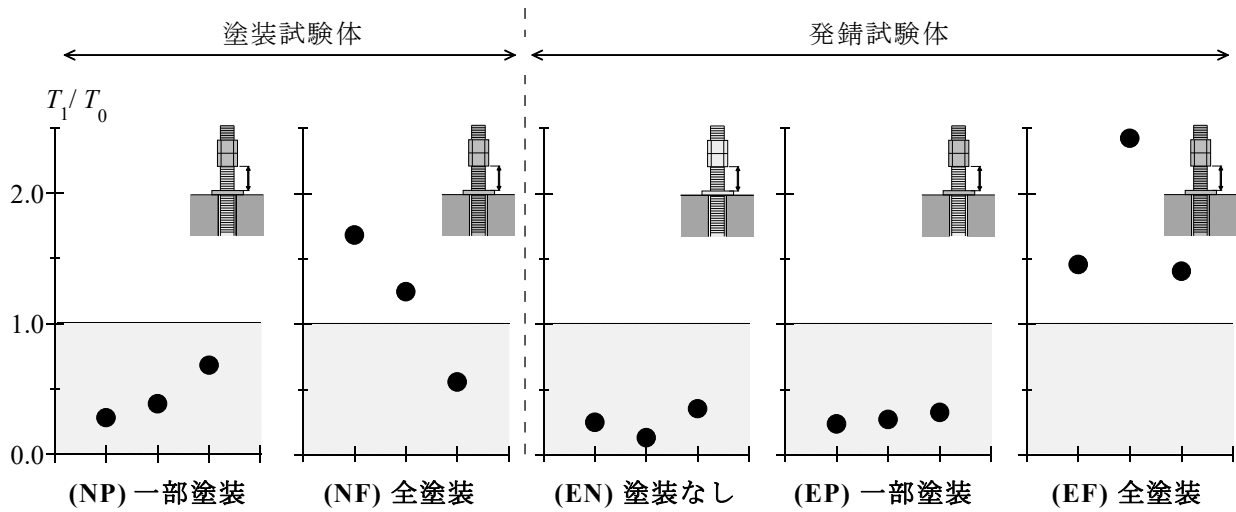


図 3.39 クリアランスの除去時における施工性

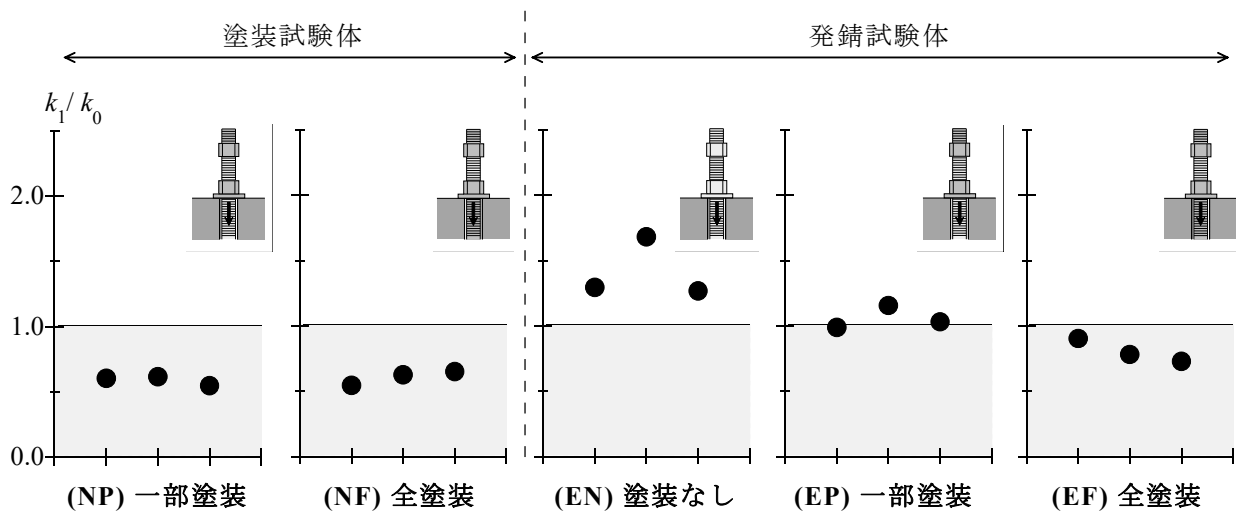


図 3.40 軸力の導入時における施工性

3.8 まとめ

本章では、ターンバックルブレースの締め直しによる被災後補修を対象とした構造実験を実施し、その性能回復、付加応力、および締め直しの施工性について検討した。得られた結果を以下にまとめる。

- [1] ターンバックルブレースの締め直しにより、ブレースの性能は回復し、ブレース接合部の違いが性能回復に及ぼす影響は見られなかった。
- [2] 一般的な屋内運動場を想定した場合、桁行構面のブレースは最大層間変形角 $R_{\max}=4\%$ を経験してもねじ部や接合部が損傷することなくターンバックルブレースの締め直しが可能である。
- [3] 複数回の締め直しに対して、ターンバックルブレースの弾性剛性は、丸鋼と羽子板の偏心距離によって生じる局所的な曲げ降伏やターンバックル胴や軸部断面積が窄むことにより低下する。また、被災度区分が I_s 以下、つまりは残留たわみが 0.5% 以下であれば、弾性剛性の低下を考慮する必要はない。一方、降伏耐力と最大耐力は、複数回の締め直しに対して低下することではなく、むしろひずみ硬化によって緩やかな耐力上昇を示す。
- [4] 接合部の偏心距離は、ターンバックルブレースに引張軸力が作用すると、羽子板が変形し、丸鋼とガセットプレートの部材心がほぼ一致するため、接合部の偏心距離はゼロに近い値となる。また、ガセットプレートの板厚をブレースの軸径と等しくすることにより、引張時の面外曲げモーメントを抑制できる。
- [5] 接合部の回転ばね剛性 K_r は、丸鋼、羽子板、ガセットプレートの回転ばねが直列結合されている力学モデルとして考え、回転ばねの位置を考慮することで推定できる。また、接合部の回転ばね剛性 K_r は、平均軸ひずみが 0.25% 以下つまりは経験した層間変形角が 0.50% 以下であれば、安全側の評価を与えており、有効な方法であると言える。
- [6] 本文中の(3.29)、(3.30)式を用いることにより、ターンバックルブレースの変形時に生じる面外曲げモーメントを概ね推定できる。また、推定する際には、低減係数として、引張時では 1.00 、圧縮時では 0.75 と設定することで安全側に評価できる。
- [7] 複数回の締め直しに対しても、ターンバックルブレースのねじ部は損傷せず、安定した施工性を維持できた。さらに、長さ 1m の工具を用いてターンバックル胴を締め直す場合、軸径が $M24$ 以下であればブレースの変形を容易に修復でき、また軸径が $M20$ 以下であれば十分に軸力を導入できることがわかった。
- [8] 塗装されていないアンカーボルトには、曝露試験によりねじ部に錆が生じた。一方、全塗装または一部塗装されたアンカーボルトは、発錆が抑えられていた。また、いずれの試験体もナット内のねじ部は、外気に晒されていないため、錆がほとんど生じていなかった。

[9] クリアランスの除去時における施工性について、クリアランスのねじ部が発錆しても、締め直しの施工性に及ぼす影響はほとんど見られなかった。一方、クリアランスのねじ部に塗装がある場合、締め直しの施工性は難化する。

[10] アンカーボルトのねじ部に錆が生じると、その影響により新品相当時の締め付けよりも施工性が難化する。一方、塗装されたアンカーボルトは発錆が抑えられ、軸力の導入時における締め付けの施工性は新品相当時と変わらない。つまり、ターンバックルブレースの締め直しの施工性は、塗装により新品相当時の施工性を維持できることがわかった。

なお、本章は、文献3.21)の内容に新たな分析結果を加え、修正・加筆したものである。

【参考文献】

- 3.1) 鈴木二郎, 山田大彦, 山田聖志, 川名秀人, 桂 重樹, 吉田正紀: ‘78 宮城県沖地震で被害をうけた鉄骨造建物の補修・復旧状況, 日本建築学会東北支部, pp.9-12, 1981.7
- 3.2) 穂積秀雄, 戸沢正美, 平野道勝: ターンバックル筋かいの導入張力消失の要因に関する研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造Ⅱ, pp.803-804, 1987.8
- 3.3) 鈴木理恵, 佐藤大樹, 佐々木 智大, 青井 淳, 梶原浩一, 田川浩之: E-ディフェンスを用いた実大鉄骨造体育館加振実験における固有振動数の変化と損傷の分析, 構造工学論文集, Vol.63B, pp.241-205, 2017.3
- 3.4) 齊藤 諭, 吉敷祥一, 浅田勇人, 山田哲: 接合部を含む引張ブレース部材の面外変形と損傷の関係, 2011 年度日本建築学会関東支部研究報告集Ⅰ, pp565-568, 2012.3
- 3.5) 浅田勇人, 山田 哲, 吉敷祥一, 箕輪田 翔: 既存屋内運動場における引張ブレース接合部の調査とそれに基づいたガセットプレート隅肉溶接部の破断耐力評価, 日本建築学会構造系論文集, 第76 卷, 第 659 号, pp.185-193, 2011.1
- 3.6) 吉敷 祥一 / 近藤 直弥 / 山田 哲 / 長谷川 隆: 接合部詳細の違いに着目した引張ブレース付き柱梁部分架構の実験, 日本建築学会構造系論文集, 第 80 卷, 第 711 号, pp.779-789, 2015.5
- 3.7) 巽 信彦, 吉敷祥一, 長谷川 隆, 山田 哲: 接合部詳細の違いに着目した2層1 スパン実大ブレース架構の実験, 日本建築学会構造系論文集, 第 81 卷, 第 722 号, pp.779-789, 2016.4
- 3.8) 日本鋼構造協会: 建築用ターンバックル筋かい設計施工指針・同解説, 第3 版, 2005.4
- 3.9) 島田侑子, 吉敷祥一, 山田 哲: 鉄骨造建築物の実大振動台実験における計測方法, 鋼構造年次報告集, 第 17 卷, pp.159-164, 2009.11
- 3.10) 文部科学省: 学校施設の耐震補強マニュアル S 造屋内運動場編<< 2003 年改訂版 >>, pp.131-134, 2003.6
- 3.11) 吉敷祥一, 巽 信彦: 単一山形鋼ブレースの残留たわみと両脚の開きに基づく損傷評価, “見える損傷” の定量化に基づく鋼構造骨組の即時損傷評価法 その2ー, 日本建築学会構造系論文集, 第 79 卷, 第 719 号, pp.143-153, 2016.1
- 3.12) 平野道勝, 穂積秀雄, 戸沢正美: ターンバックル筋かいの剛性に関する研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造Ⅱ, pp.1015-1016, 1988.7
- 3.13) 穂積秀雄, 戸沢正美, 平野道勝: ターンバックル筋かい及び山形鋼筋かいの剛性と耐力に関する研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造Ⅱ, pp.1343-1344, 1989.7
- 3.14) 日本建築防災協会: 震災建築物の被災度基準判定および復旧技術指針- 鉄骨造建築物, pp.3.20-3.23, 2016.3
- 3.15) 井上一朗, 吹田啓一郎: 建築鋼構造- その理論と設計-, pp.3.16-3.17, 2017.1

- 3.16) 日本規格協会：JIS ハンドブック ねじⅡ，p899，2019.6
- 3.17) 人間生活工学研究センター：NITE 平成13-14年度人間特性計測データ
https://www.hql.jp/database/cat/etc/nite_h13-14_funcdb，2020.3.30
- 3.18) 日本建築学会：鋼構造接合部設計指針，第3版，p292，2018.5
- 3.19) 日本規格協会：JIS ハンドブック 塗料，第1版，pp.733-748，2019.1
- 3.20) 気象庁：気象庁ホームページ，
<https://www.data.jma.go.jp/risk/obsdl/index.php>，2021.11
- 3.21) 仲田 章太郎，吉敷祥一：鋼部材の被災後補修に関する研究（その2）ターンバックルブレースの締め直しによる被災後補修，日本建築学会構造系論文集，第86巻，第780号，pp.309-319，2021.2

第4章

被災後補修による屋内運動場の变形抑制効果 に関する解析的検討

4.1 はじめに

1994年 Northridge 地震^{4.1)}、1997年 鹿児島県北西部地震^{4.2)}では、余震により被害が拡大した事例が報告されている。余震による被害が拡大した建築物はいずれも RC造であるが、S造である屋内運動場でも度重なる余震に対して構造部材の損傷が進行し、屋内運動場が避難所としての機能を喪失するとは容易に予想できる。余震による被害が拡大する一因として、余震が本震時と同程度の大きさであったこと、本震直後に迅速な被災後補修を行っていなかったことが挙げられる。このような背景を受け、第3章では、ターンバックルブレースの締め直しによる被災後補修法の有効性を明らかにした。

被災後補修の变形抑制効果の概要を図4.1に示す。本震直後に適切な被災後補修を施せば、部分的に補修されたブレースであっても变形が抑制され、余震に対して継続的に使用できる可能性がある。本章では、部分的な補修を含めた余震に対する数値応答解析を行い、屋内運動場の变形を抑制させるために必要な補修量について検討する。

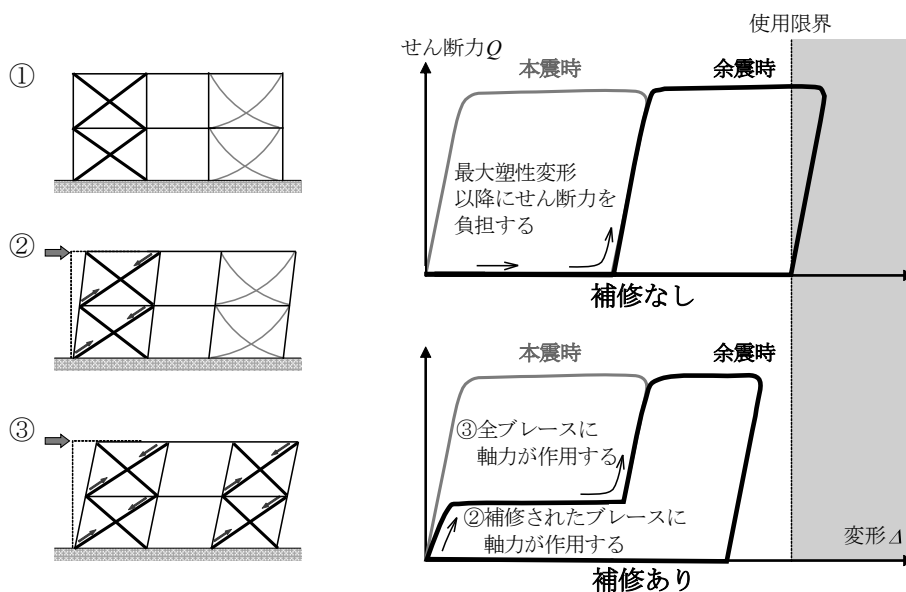


図 4.1 余震に対する被災後補修の变形抑制効果

4.2 部分補修を考慮した1質点系せん断ばねモデルの地震応答解析

4.2.1 解析モデル

本項では、部分的な被災後補修が施された屋内運動場の解析モデルについて説明する。部分的な被災後補修は、ターンバックルブレース（本章内にて以下、ブレース）が内・外壁、または高所に設置されている等の理由により、容易に締め直しが行えないことを勘案している。ここで、ブレースの全数量に対する補修したブレースの数量の比を補修率 γ と定義する。变形抑制効果を検証する解析モデルを図4.2に示す。解析モデルは、2.1節と同様に1質点系せん断ばねモデルである。また、せん断ばねの復元力特性は、損傷したブレースのスリップ型履歴挙動と補修したブレースのスリップ型履歴挙動、および柱梁架構の線形弾性の並列系と見なす。なお、スリップ挙動を示す範囲は、本震時に経験した最大の残留層間変形角 ${}_{res}R_{0_max}$ となっている。また、補修後の降伏耐力 Q_r 、水平剛性 K_r 、および固有周期 T_r は、補修率 γ により決定され、次式で表される。

$$Q_r = \gamma \cdot Q_Y \quad \dots (4.1)$$

$$K_r = \gamma \cdot K \quad \dots (4.2)$$

$$T_r = 2\pi \sqrt{\frac{M}{\gamma K + k_e}} \quad \dots (4.3)$$

また、解析では、補修率 γ は、0.00～1.00の範囲とし、0.01刻みで変化させている。ブレース架構および入力地震動のパラメータについては、2.2.2項を参照されたい。

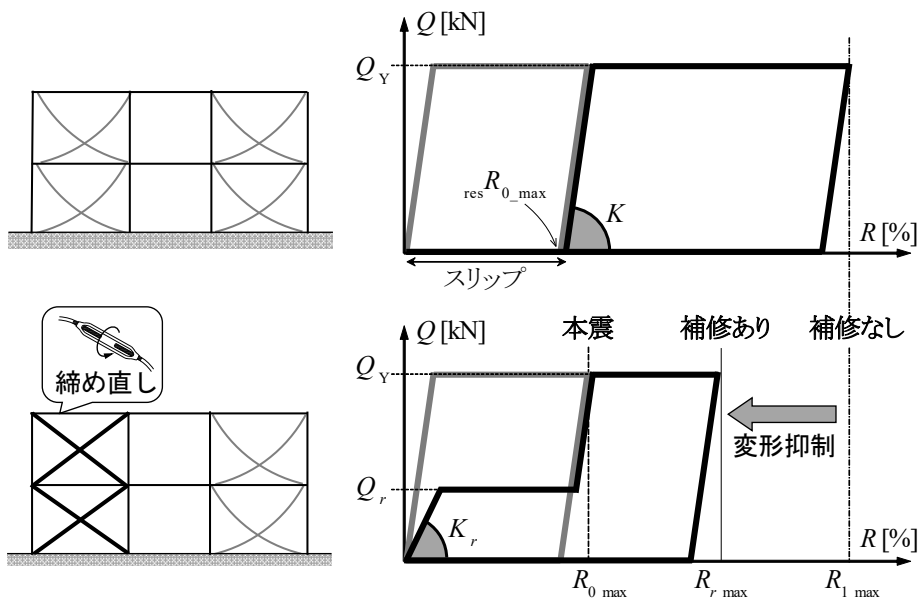


図4.2 部分的に補修された建築物の解析モデル

4.2.2 解析結果

数値応答解析により得られた荷重变形関係を補修率 $\gamma=0.00$ (無補修時), 0.50, 0.80, 0.90 ごとに図4.3に示す。図の縦軸は層せん断力 Q であり, 横軸は層間变形角 R である。なお, 荷重变形関係は, Model 4 を例として, 1995年兵庫県南部地震NS成分の $R_{0,max}=2.0\%$, $\beta=0.75$ を用いた場合の解析結果である。

無補修時の荷重变形関係 (図4.3(a)) は, 本震時の残留層間变形角である1.6%まではスリップ挙動を呈しており, 最終的に正側の最大層間变形角は2.5%程度となった。一方, 補修率 $\gamma=0.50$ の荷重变形関係 (図4.3(b)) を見ると, 初期の段階では補修されたブレースにより一定の耐力を保持したまま層間变形角が進行している。本震時の残留層間变形角である1.6%以降では, 全ブレースが作用している。しかしながら, 最終的な正側の最大層間变形角は3.0%程度となり, 無補修時 (図4.3(a)) よりも最大層間变形角が増加していることがわかる。これは4.3.2節にて後述される, 部分的な被災後補修により入力されるエネルギーが増加したことが原因である。

一方, 補修率 $\gamma=0.80$ の荷重变形関係 (図4.3(c)) を見ると, 正側の最大層間变形角は2.2%程度となり, 無補修時よりも最大層間变形角が抑制されており, 被災後補修により变形が抑制されている。また, 補修率 $\gamma=0.90$ の荷重变形関係 (図4.3(d)) を見ると, 正側の最大層間变形角は1.7%程度となり, 本震時よりも变形が抑制されていることがわかる。

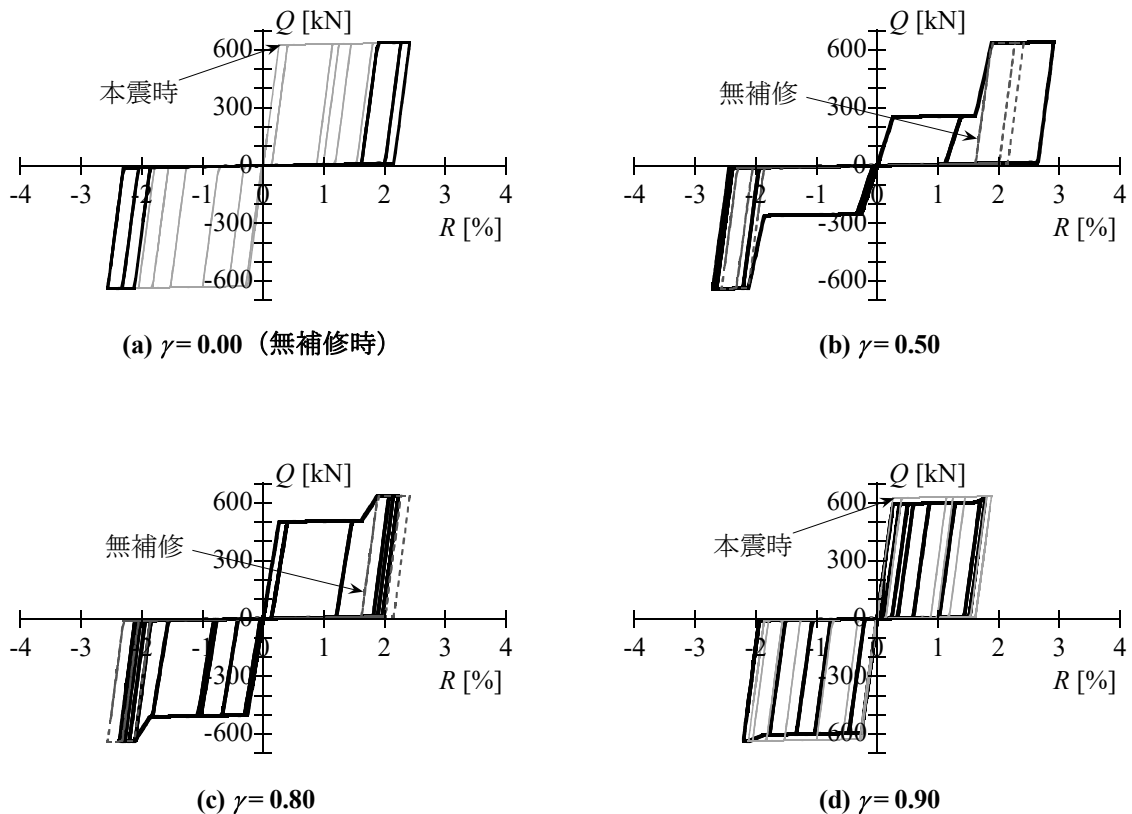


図4.3 本震および複数回の余震に対する荷重变形関係の例

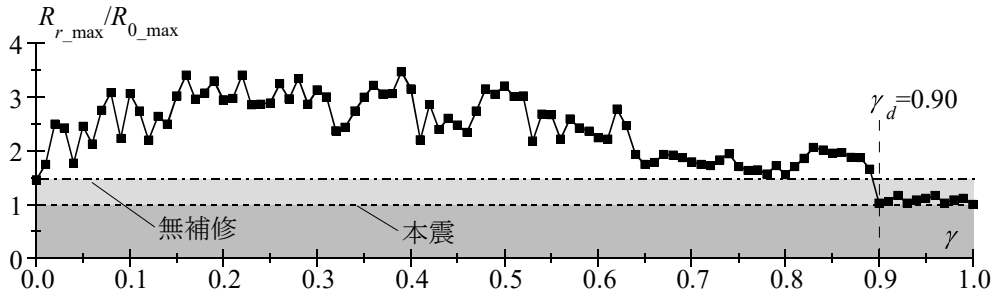
4.3 被災後補修による变形抑制効果

4.3.1 補修率と变形抑制効果の関係

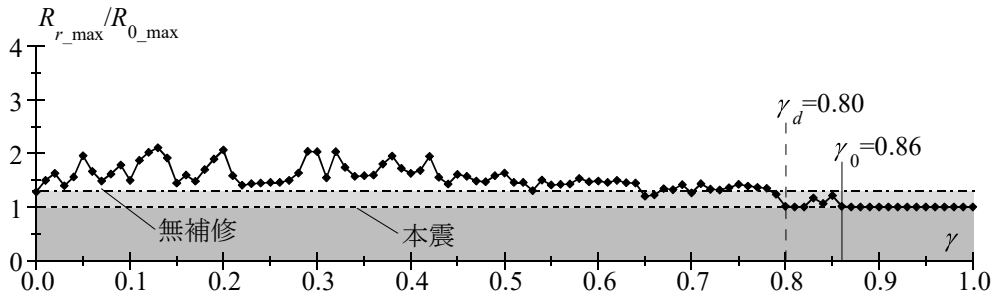
補修率と变形抑制効果の関係について、余震倍率 β ごとに図4.4に示す。ここでは、Model 4を例として、1995年兵庫県南部地震NS成分の $R_{0_max}=2.0\%$ を用いた場合の解析結果を示している。図の縦軸は本震時の最大層間変形角に対する補修後の最大層間変形角の比（以下、变形倍率 R_{r_max}/R_{0_max} ）であり、横軸は補修率 γ である。なお、本解析における補修後の最大層間変形角 R_{r_max} は、それまでに経験した層間変形角の最大値を記録しているため、 R_{r_max} が R_{0_max} より小さくても变形倍率 R_{r_max}/R_{0_max} は1.0となる。図中、水平の一点鎖線と破線は、それぞれ無補修時における1回目の余震による最大層間変形角の増加率 R_{1_max}/R_{0_max} 、本震時に相当する变形倍率が1.0（ $=R_{0_max}/R_{0_max}$ ）となる値を示している。すなわち、水平の一点鎖線より下は無補修時よりも变形が抑制されていることを意味し、水平の破線は本震時と同等かそれ以下に变形が抑制されていることを意味する。また、 $\beta=0.50, 0.25$ （図4.4(c), (d)）の結果で R_{1_max}/R_{0_max} （図中、一点鎖線）が表記されていないのは、無補修時でも1回目の余震により最大層間変形角が増加しなかったためである。

縦の実線で示す補修率 γ_0 以上の变形倍率 R_{r_max}/R_{0_max} は1.0となり、本震時よりも变形が抑制されている。つまり、縦の実線で示す補修率 γ_0 は、本震時よりも变形を抑制できる補修率 γ_0 の最小必要値である。たとえば、 $\beta=0.75$ の場合（図4.4(b)）、 $\gamma_0=0.86$ となっている。これは、 PGV にして余震の大きさが本震の75%であれば、少なくとも損傷したブレースの全数量のうち86%程度を締め直す必要があることを意味する。また、余震倍率 $\beta=0.50$ （図4.4(c)）では $\gamma_0=0.60$ 、余震倍率 $\beta=0.25$ （図4.4(d)）では $\gamma_0=0.04$ となり、本震時よりも变形を抑制できる補修率 γ_0 は余震倍率 β に依存していると言える。

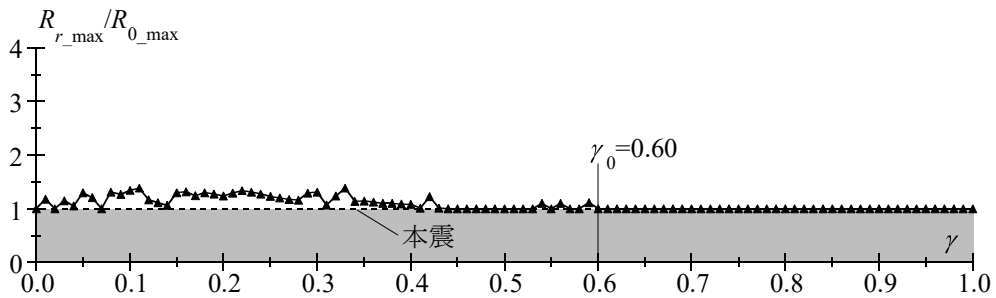
補修率 γ_d 以上の变形倍率 R_{r_max}/R_{0_max} では、無補修時より变形を抑制できている。ここで、縦の破線で示す補修率 γ_d を無補修時よりも变形を抑制できる補修率 γ_d と定義する。一方、無補修時よりも变形を抑制できる補修率 γ_d （図中、縦の破線）以下の变形倍率 R_{r_max}/R_{0_max} では、 R_{1_max}/R_{0_max} （図中、水平の一点鎖線）を上回り、無補修時よりも变形が増幅していることがわかる。



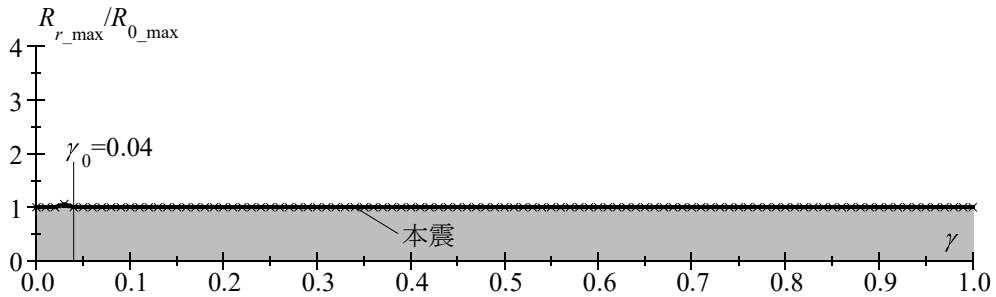
(a) $\beta = 1.00$



(b) $\beta = 0.75$



(c) $\beta = 0.50$



(d) $\beta = 0.25$

図 4.4 変形倍率と補修率の関係

4.3.2 部分補修が屋内運動場の地震入力エネルギーに及ぼす影響

無補修時よりも変形が増幅する理由として、部分的な被災後補修により建築物に入力されるエネルギーが増加したことが1つの原因である。1995年兵庫県南部地震NS成分を例として、損傷に寄与する地震入力エネルギー応答スペクトルを図4.5に示す。図の縦軸は損傷に寄与する地震入力エネルギー E_{dm} であり、下側の横軸は固有周期 T 、上側の横軸は補修率 γ である。図中、破線は初期状態の固有周期 T_0 と被災後の固有周期 T_d を示しており、一点鎖線は補修率 $\gamma=0.10$ 時の固有周期を示している。また、線の色により余震倍率 β を区別している。文献(4.3)を参考に、損傷に寄与する地震入力エネルギー E_{dm} [kN・m²/sec²]は次式で与えられる。

$$E_{dm} = \frac{1}{2} \cdot M \cdot V_{dm}^2 \quad \dots (4.4)$$

ここで、 M は解析モデルの総重量であり、 V_{dm} は損傷に寄与する地震入力エネルギーの速度換算値^{4.4)}である。

解析結果より、補修率 γ の増加に伴い、損傷に寄与する地震入力エネルギー E_{dm} が概ね増加している。たとえば、補修率 $\gamma=0.10$ の損傷に寄与する地震入力エネルギー E_{dm} は、無補修時よりも7倍程度増加していることがわかる。また、余震倍率 β が小さくなるほど損傷に寄与する地震入力エネルギー E_{dm} は小さくなっている。これは、図4.4にて、余震倍率 β が小さくなるほど、無補修時よりも変形を抑制できる補修率 γ_d と本震時よりも変形を抑制できる補修率 γ_0 が小さくなることと合致する。

4.4 変形を抑制できる補修の定量化

4.4.1 変形を抑制できる補修率と余震倍率の関係

本節では、余震の大きさと変形を抑制できる具体的な補修量を定量的に評価する。Model 3を例として、変形を抑制できる補修率と余震倍率 β の関係を図4.6に示す。図の縦軸は補修率 γ であり、横軸は余震倍率 β である。また、図は本震による最大層間変形角 $R_{0,max}$ ごとに示している。図中、マーカーの色により、無補修時よりも変形を抑制できる補修率 γ_d (○印)と本震時よりも変形を抑制できる補修率 γ_0 (●印)を区別している。

無補修時よりも変形を抑制できる補修率 γ_d と本震時よりも変形を抑制できる補修率 γ_0 は同様の傾向が得られた。具体的には、変形を抑制できる補修率の上限値は、余震倍率 β が大きくなるほど増加している。また、変形を抑制できる補修率の上限値は、ある余震倍率 β で1.0に達している。さらに、余震倍率 β が0.10以下の範囲では、本震による最大層間変形角 $R_{0,max}$ に関わらず、変形を抑制できる補修率の上限値は0.0となった。一方、余震倍率 $\beta=0.20$ を見ると、無補修時に余震による最大層間変形角が増加しない範囲であった(図2.11(b))にも関わらず、変形を抑制できる補修率の上限値は0.0を上回っている。これは、前述したように被災後補修により変形が増幅するためである。これらの領域での γ_d や γ_0 は0.1程度と小さいが、損傷したブレースのうち1/10以下程度の中途半端な被災後補修を行うと、かえって余震による最大層間変形角の増加を招く恐れがあることを表している。

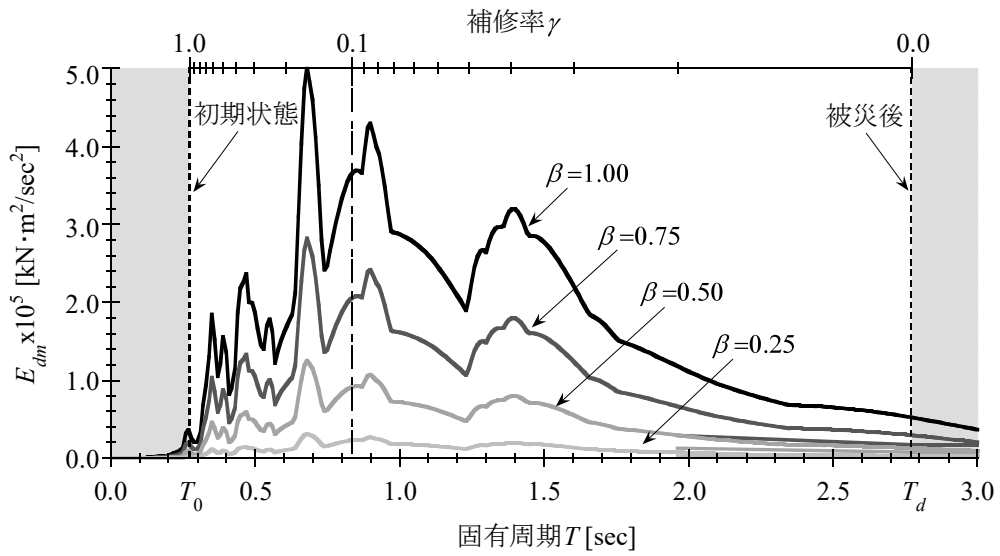


図 4.5 補修による地震入力エネルギーの増加

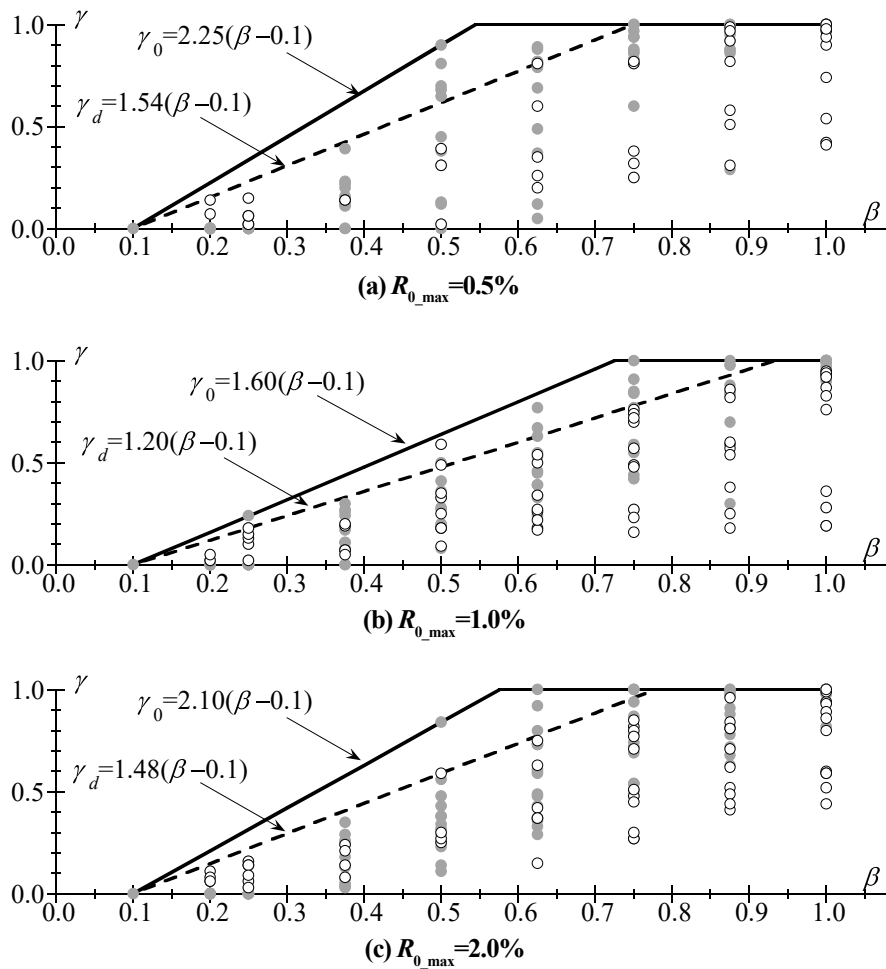


図 4.6 無補修時または本震時よりも变形を抑制できる補修率—余震倍率の関係 (Model 3)
(無補修時: ○, 本震時: ●)

5.4.2 補修係数の比較

次に、解析モデル(Model 1~4)や本震による最大層間変形角 R_{0_max} の違いが变形を抑制できる補修率に及ぼす影響について評価する。ここで、余震倍率 β が0.10以下では、 γ_d と γ_0 は0.0であるため、図4.6中の点(0.1, 0.0)と各マーカを通る直線の傾きの最大値を通る直線を次式で表す。図4.6中には、線の種類により、次式により算出された γ_d と γ_0 の計算結果を区別している。

$$\gamma = \xi(\beta - 0.1) \quad (\text{ただし}, 0.0 \leq \gamma \leq 1.0) \quad \dots (4.5)$$

ここで、 ξ は補修係数であり、解析モデルおよび本震による最大層間変形角 R_{0_max} の違いによる必要な補修量を表す指標である。この値が大きいほど余震に対する補修量が増えることを意味している。たとえば、Model 3を対象とした解析では、本震による最大層間変形角が $R_{0_max}=0.5, 1.0, 2.0\%$ であれば、本震時よりも变形を抑制できる補修率 γ_0 の補修係数はそれぞれ $\xi_0=2.25, 1.60, 2.10$ となった。

これを踏まえて、補修係数 ξ の比較として、解析モデルごとの補修係数 ξ を図4.7を示す。図中、白色のマーカは無補修時よりも变形を抑制できる補修率の補修係数 ξ_0 、黒色のマーカは本震時よりも变形を抑制できる補修率の補修係数 ξ_d である。

まず、本震による最大層間変形角 R_{0_max} に着目すると、いずれの解析モデルにおいても、補修係数 ξ にはばらつきがあり、本震による最大層間変形角 R_{0_max} が補修係数 ξ に及ぼす影響は見られなかった。次に、弾性要素 k_e に着目すると(Model 1 vs Model 2, Model 3 vs Model 4)、これも補修係数 ξ に対して明瞭な傾向は見られなかったため、弾性要素 k_e の違いによる影響はほとんど受けないと言える。一方、軸径に着目すると、Model 1とModel 3, Model 2とModel 4の傾向は類似しており、ブレース断面が大きいほど補修係数 ξ は全体的に高くなるのがわかる。これは、M33のブレースを用いた建築物はM24のブレースを用いた建築物よりも固有周期が短くなり、入力されるエネルギーが増加するためである(図4.5)。したがって、一般的に用いられるターンバックルブレースの最大断面はM33である^{4.5)}ため、M33の補修係数 ξ を用いれば、全てのターンバックルブレースに対して变形を抑制できる補修率の上限値を安全側に推定できるものと考えられる。

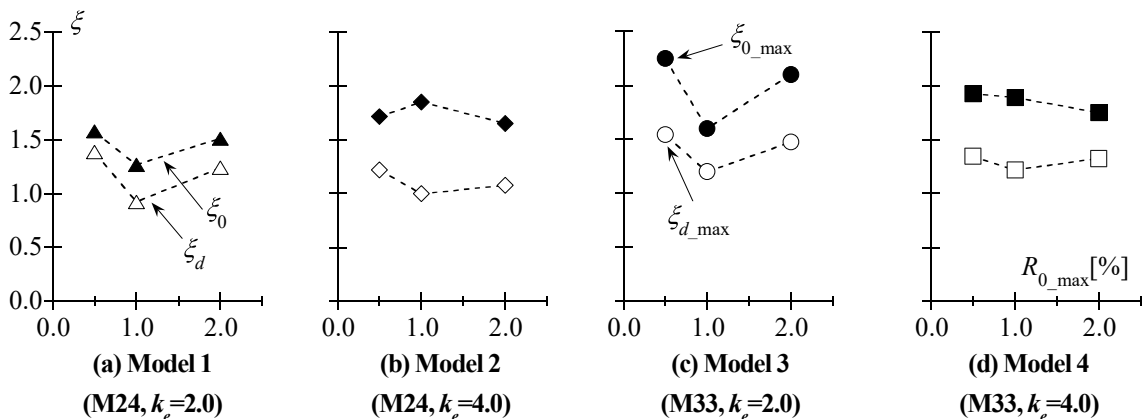


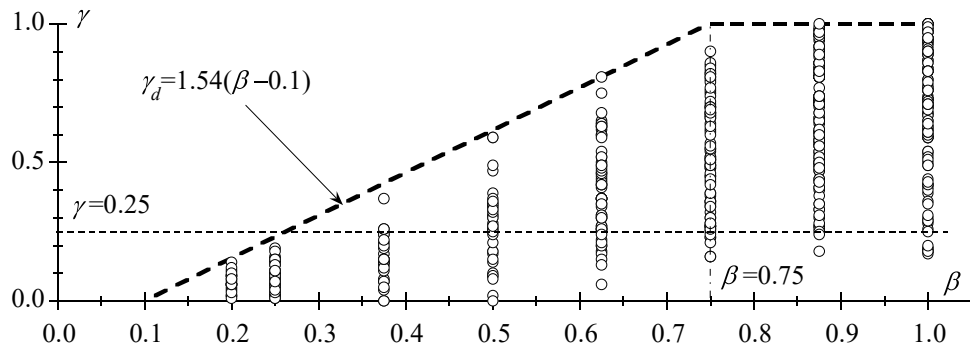
図 4.7 補修係数の比較

4.4.3 補修率の評価

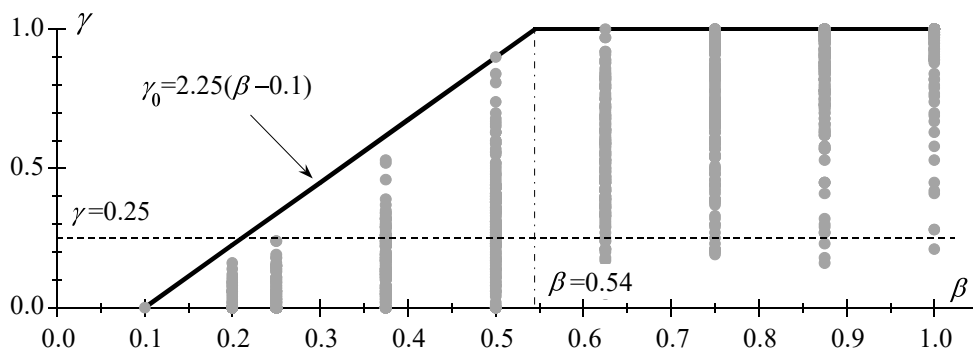
無補修時よりも変形を抑制できる補修率 γ_d と本震時よりも変形を抑制できる補修率 γ_0 について、全解析結果を図4.8にまとめる。図の表現は図4.6と同様である。図中、破線(図4.8(a))と実線(図4.8(b))は、(4.5)式の ξ にそれぞれ $\xi_{d,max}$ ($=1.54$) および $\xi_{0,max}$ ($=2.25$) を代入して得られた計算結果である。この計算結果は、無補修時および本震時よりも変形を抑制できる補修率の上限値となっている。

無補修時よりも変形を抑制できる補修率 γ_d (図4.8(a)) は、余震倍率 $\beta=0.75$ 以上の範囲で、1.00に達している。一方、本震時よりも変形を抑制できる補修率 γ_0 (図4.8(b)) は、余震倍率 β が0.54以上の範囲で、1.00に達している。つまり、 PGV を尺度に地震動の大きさを表した場合、無補修時より変形を抑制させるには本震の75%以上、本震時より変形を抑制させるには本震の54%以上の余震をそれぞれ想定するならば、損傷した全てのブレースを締め直す必要があると言える。

一方、余震倍率 $\beta=0.25$ 以下の解析結果を見ると、両者の解析結果は補修率 $\gamma=0.25$ (図中、破線) 以下の範囲に収まっていることがわかる。また、2.42項にて述べたように、実際に頻発する余震は PGV にして本震の20%以下である(図2.12)。この範囲では、無補修であっても本震時より余震による最大層間変形角の増加は起こらない(図2.11)が、中途半端な補修はかえって変形が増幅する可能性がある(図4.5)。上記の結果より、大半の余震に対して変形を抑制させるためには、損傷したブレースのうち約1/4は最低でも被災後補修を行う必要がある。ただし、部分的な被災後補修を行う際には、ねじれ応答などを励起しないように、バランス良く配置する必要がある。ただし、締め直しを行う際には、桁行構面のトラスが形成されるように上下のターンバックルブレースを締め直す必要がある。



(a) 無補修時よりも変形を抑制できる補修率 γ_d



(b) 本震時よりも変形を抑制できる補修率 γ_0

図4.8 全解析結果の変形を抑制できる補修率と余震倍率の関係

4.5 まとめ

本章では、1質点系せん断ばねモデルによる数値応答解析を行い、ターンバックルブレースの締め直しによる部分的な被災後補修が施された屋内運動場の変形を抑制させるために必要な補修量について検討した。得られた結果を以下にまとめる。

- [1] 部分的な被災後補修を行うにあたり、1/10以下程度の中途半端な被災後補修は、かえって無補修時よりも変形を増幅させる可能性があることがわかった。
- [2] 大半の余震に対して無補修時または本震時よりも変形を抑制させるためには、損傷したターンバックルブレースの全数量に対して約1/4以上は最低でも締め直す必要がある。ただし、部分的な被災後補修を行う際には、ねじれ応答などを励起しないように、バランス良く配置する必要がある。
- [3] 無補修時または本震時よりも変形を抑制できる補修率（＝補修するブレースの数量/ブレースの全数量）は、余震の大きさに依存し、本文中の(4.5)式を用いることで、その上限値を求められる。
- [4] *PGV*を尺度に地震動の大きさを表した場合、無補修時より変形を抑制させるには本震の75%以上、本震時より変形を抑制させるには本震の54%以上の余震を想定するならば、損傷した全てのターンバックルブレースを締め直す必要がある。

本章は地動最大速度を尺度に本震と余震の関係を表した1質点系せん断モデルによる検討の一例であり、本震と余震の位相特性や周期特性の違いにより最大応答変形が異なるものと考えられる。今後の課題として、屋内運動場のねじれ応答を考慮した三次元立体骨組モデルの地震応答解析を実施し、落下被害が無くなりつつある天井⁴⁶⁾だけでなく、照明器具やバスケットゴール等の非構造部材を対象とした変形抑制効果について検討する必要がある。なお、本章は、文献4.7)の内容に加筆および修正したものである。

【参考文献】

- 4.1) 若松かずえ：1994年1月17日ノースリッジ地震および3月20日の余震による被害，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造Ⅰ，pp.309-310，1994.7
- 4.2) 引田智樹，神野達夫，工藤一嘉：1997年鹿児島県北西部地震による被災建物の余震時振動性状，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造Ⅱ，pp.55-56，1998.7
- 4.3) 清水大樹，聲高裕治，向出静司：ブレース付1層鋼構造骨組の必要塑性変形能力，日本建築学会構造系論文集，第83巻，第748号，pp.891-901，2018.6
- 4.4) 小川厚治：半サイクルの地震入力エネルギーとバイリニア系の最大地震応答，日本建築学会構造系論文集，第65巻，第532号，pp.185-192，2000.7
- 4.5) 日本鋼構造協会：建築用ターンバックル筋かい設計施工指針・同解説，第3版，2005.4
- 4.6) 文部科学省：学校施設における非構造部材の耐震対策の推進に関する調査研究報告書，pp.50-52，2014.3
- 4.7) 仲田 章太郎，吉敷祥一：被災した低層ブレース構造の余震に対する安全検証に関する研究，鋼構造年次論文報告集，第26巻，pp.220-225，2018.11

第5章

結 論

5.1 本論文で得られた知見

本論文では、数値応答解析および実大構造実験を実施し、ターンバックルブレースの締め直しによる被災後補修の構築について検討した。以下に第2章～第4章で得られた知見をまとめる。

【第2章 余震に対する屋内運動場の継続使用性に関する解析的検討】

第2章では、複数回の地震動を想定した1質点系せん断ばねモデルによる数値応答解析を行い、余震による最大変形の増加傾向、屋内運動場の変形が増加しない余震の大きさについて検討した。また、過去に起きた余震に関するデータベースを作成し、余震の大きさと発生頻度の関係について分析した。得られた結果を以下に示す。

- [1] 複数回の余震により最大層間変形角が増加しても、入力エネルギーが非弾性挙動のエネルギーで保持できる範囲内に収まることにより、ある一定値（収束値）に収まる。また、その収束値は、余震の *PGV* に依存することがわかった。
- [2] 最大層間変形角が増加しない余震の閾値は、本震時の最大層間変形角に依存しすることがわかった。また、屋内運動場が使用できる目安を最大層間変形角の2.0%とするならば、余震の *PGV* が20cm/s以下程度であれば本震時より最大層間変形角が増加しにくく、継続使用の安全性が保証できる可能性があると考えられる。
- [3] *PGV* にして本震の20%以下の余震に対しては、本震時より最大層間変形角が増加しにくいことがわかった。また、実際に頻発している余震の多くは、*PGV* にして本震の20%以下であった。したがって、これまでの地震記録に基づけば、本震時に安全性が確保された場合、早急に被災後補修を行わなくても大半の余震に対しては継続使用時の安全性が保証できると考えられる。

【第3章 ターンバックルブレースの締め直しによる被災後補修法の提案】

第3章では、ターンバックルブレースの締め直しによる被災後補修を対象とした構造実験を実施し、その性能回復、付加応力、および締め直しの施工性について検討した。得られた結果を以下に示す。

- [1] ターンバックルブレースの締め直しにより、ブレースの性能は回復し、ブレース接合部の違いが性能回復に及ぼす影響は見られなかった。
- [2] 一般的な屋内運動場を想定した場合、桁行構面のブレースは最大層間変形角 $R_{\max}=4\%$ を経験してもねじ部や接合部が損傷することなくターンバックルブレースの締め直しが可能である。
- [3] 複数回の締め直しに対して、ターンバックルブレースの弾性剛性は、丸鋼と羽子板の偏心距離によって生じる局所的な曲げ降伏やターンバックル胴や軸部断面積が窄むことにより低下する。また、被災度区分が I_s 以下、つまりは残留たわみが 0.5% 以下であれば、弾性剛性の低下を考慮する必要はない。一方、降伏耐力と最大耐力は、複数回の締め直しに対して低下することはなく、むしろひずみ硬化によって緩やかな耐力上昇を示す。
- [4] 接合部の偏心距離は、ターンバックルブレースに引張軸力が作用すると、羽子板が変形し、丸鋼とガセットプレートの部材心がほぼ一致するため、接合部の偏心距離はゼロに近い値となる。また、ガセットプレートの板厚をブレースの軸径と等しくすることにより、引張時の面外曲げモーメントを抑制できる。
- [5] 接合部の回転ばね剛性 K_r は、丸鋼、羽子板、ガセットプレートの回転ばねが直列結合されている力学モデルとして考え、回転ばねの位置を考慮することで推定できる。また、接合部の回転ばね剛性 K_r は、平均軸ひずみが 0.25% 以下つまりは経験した層間変形角が 0.50% 以下であれば、安全側の評価を与えており、有効な方法であると言える。
- [6] 本文中の(3.29)、(3.30)式を用いることにより、ターンバックルブレースの変形時に生じる面外曲げモーメントを概ね推定できる。また、推定する際には、低減係数として、引張時では 1.00 、圧縮時では 0.75 と設定することで安全側に評価できる。
- [7] 複数回の締め直しに対しても、ターンバックルブレースのねじ部は損傷せず、安定した施工性を維持できた。さらに、長さ 1m の工具を用いてターンバックル胴を締め直す場合、軸径が $M24$ 以下であればブレースの変形を容易に修復でき、また軸径が $M20$ 以下であれば十分に軸力を導入できることがわかった。
- [8] 塗装されていないアンカーボルトには、曝露試験によりねじ部に錆が生じた。一方、全塗装または一部塗装されたアンカーボルトは、発錆が抑えられていた。また、いずれの試験体もナット内のねじ部は、外気に晒されていないため、錆がほとんど生じていなかった。

[9] クリアランスの除去時における施工性について、クリアランスのねじ部が発錆しても、締め直しの施工性に及ぼす影響はほとんど見られなかった。一方、クリアランスのねじ部に塗装がある場合、締め直しの施工性は難化する。

[9] アンカーボルトのねじ部に錆が生じると、その影響により新品相当時の締め付けよりも施工性が難化する。一方、塗装されたアンカーボルトは発錆が抑えられ、軸力の導入時における締め付けの施工性は新品相当時と変わらない。つまり、ターンバックルブレースの締め直しの施工性は、塗装により新品相当時の施工性を維持できることがわかった。

【第4章 被災後補修による屋内運動場の変形抑制効果に関する解析的検討】

第4章では、質点系せん断ばねモデルによる数値応答解析を行い、ターンバックルブレースの締め直しによる部分的な被災後補修が施された屋内運動場の変形を抑制させるために必要な補修量について検討した。得られた結果を以下に示す。

[1] 部分的な被災後補修を行うにあたり、1/10以下程度の中途半端な被災後補修は、かえって無補修時よりも変形を増幅させる可能性があることがわかった。

[2] 大半の余震に対して無補修時または本震時よりも変形を抑制させるためには、損傷したターンバックルブレースの全数量に対して約1/4以上は最低でも締め直す必要がある。ただし、部分的な被災後補修を行う際には、ねじれ応答などを励起しないように、バランス良く配置する必要がある。

[3] 無補修時または本震時よりも変形を抑制できる補修率（＝補修するブレースの数量/ブレースの全数量）は、余震の大きさに依存し、本文中の(4.5)式を用いることで、その上限値を求められる。

[4] PGV を尺度に地震動の大きさを表した場合、無補修時より変形を抑制させるには本震の75%以上、本震時より変形を抑制させるには本震の54%以上の余震を想定するならば、損傷した全てのターンバックルブレースを締め直す必要がある。

5.2 本論文の総括

ここでは、本論文における研究の総括を行う。まず、1質点系せん断ばねモデルの数値応答解析より、屋内運動場が複数回の余震を受けると、その最大層間変形角は単調増加するのではなく、ある一定値に収まる。屋内運動場が使用できる目安を最大層間変形角の2.0%とするならば余震のPGVが20cm/s以下程度、または余震の大きさがPGVにして本震の20%以下であれば、本震時より最大層間変形角が増加しにくく、屋内運動場に被害が拡大しないことが明らかになった。また、実際に観測された地震動の調査結果より、実際に頻発している余震の多くは、PGVにして本震の20%以下であることがわかった。

次いで、ターンバックルブレースの締め直し前後の力学挙動に着目した構造実験より、性能回復について、複数回の締め直しでも接合部の違いに依らず安定した性能を発揮できることを明らかにした。具体的な性能として、ターンバックルブレースの弾性剛性は、複数回の締め直しに対して丸鋼と羽子板の偏心距離によって生じる局所的な曲げ降伏やターンバックル胴や軸部断面積が窄むことにより低下する。しかしながら、残留たわみが0.5%以下であれば、弾性剛性の低下しないことがわかった。また、本論文では、損傷載荷の最大耐力と補修後載荷の降伏耐力が等しいものと仮定した力学モデルにより、弾性剛性と降伏耐力の評価式を提案し、実験値との比較からその妥当性を示した。

一方、ターンバックルブレースの締め直し時における施工性について、複数回の締め直しに対しても、ターンバックルブレースのねじ部は損傷せず、安定した施工性を維持できる。また、一般の人が長さ1mの工具を用いてターンバックルブレースを締め直す場合、M24以下のターンバックルブレースであればブレースの変形を容易に修復でき、またM20以下のブレースであれば十分に軸力を導入できる。

部分的な被災後補修を含めた余震に対する変形抑制効果に関する解析的検討では、無補修時より変形を抑制させるにはPGVにして本震の75%以上、本震時より変形を抑制させるにはPGVにして本震の54%以上の余震を想定するならば、損傷した全てのターンバックルブレースを締め直す必要がある。一方、実際に観測された地震動の調査結果に基づけば、大半の余震に対して屋内運動場の変形を抑制させるためには、損傷したブレースのうち約1/4以上を締め直す必要があることを示した。また、後述する附録2では締め直しのバランスは、各桁行構面に対して1:1のバランスで被災後補修を行う必要がある。以上より、本論文で得られた知見を下記に示す。

- [1] 余震の大きさがPGVにして本震の20%以下であれば本震時より最大層間変形角が増加しにくい。また、実際に頻発している余震の多くはPGVにして本震の20%以下である。したがって、本震時に安全性が確保されてれば、これまでの地震記録に基づくと大半の余震に対して屋内運動場の被害は拡大しにくいいため、早急に被災後補修を行わなくとも屋内運動場が継続使用できる可能性がある。
- [2] ターンバックルブレースの締め直しは複数回行っても、耐力は低下することはなく、むしろひずみ硬化によって緩やかな耐力上昇を示す。また、複数回の締め直しに対しても安定した施工性が維持でき、断面がM24以下であれば一般の人でも十分に変形を容易に修復できる。
- [3] 被災直後に全てのターンバックルブレースを締め直すことができない場合には、応急復旧として損傷したターンバックルブレースの全数量のうち1/4以上を桁行方向に対してバランス良く締め直すことで、大半の余震に対して変形を抑えることができ、使用不可と判断された屋内運動場であっても緊急時に避難所として継続使用できる可能性がある。ただし、締め直しを行う際には、桁行構面のトラスが形成されるように上下のターンバックルブレースを締め直す必要がある。

最後に、これまでの常例では、被災後に本震時と同等な余震を想定するため、少しでも被災した屋内運動場の使用を避けているのが現状である。しかしながら、そのような対応策では屋内運動場の機能だけにとどまらず、ひいては都市の機能損失ならびに経済損失を招いてしまう恐れがある。これに対し、本論文では、過去に起きた余震のデータ分析、数値応答解析および構造実験に基づいてターンバックルブレースの締め直しによる被災後補修を構築した。これら研究成果は、緊急時に屋内運動場を使用しなければいけない場面において、継続使用の判断材料となり、震災復旧に資するものであると考える。最終的には、屋内運動場の所有者が、本論文で提案した被災後補修法により継続使用の可否を勇気をもって慎重に判断する必要がある。ただし、緊急性がなければ、被災後補修を行っても被災した屋内運動場の使用は避けるべきである。

5.3 今後の課題

本論文の被災後補修は、応急復旧を目的としているため、ひずみ時効は考慮していない。したがって、被災から長時間経ってターンバックルブレースを締め直しが行われると、本論文内で提案した計算値と異なる可能性がある。また、締め直しの施工性の難易度は、発錆状況または塗装の有無により異なる。今後の課題として、発錆状況または塗料の種類、膜厚等をパラメータとした実験を行い、それらが施工性に及ぼす影響を検討する必要がある。

一方、本論文の数値応答解析では、地動最大速度を尺度に本震と余震の関係を示した検討の一例であり、本震と余震の位相特性や周期特性の違いにより最大応答変形が異なるものと考えられる。今後の課題として、どのように余震を設定するべきかについて地震工学分野の研究の発展と併せて検討する必要がある。また、屋内運動場のねじれ応答を考慮した三次元立体骨組モデルの地震応答解析を実施し、落下被害が無くなりつつある天井だけでなく、照明器具やバスケットゴール等の非構造部材を対象とした変形抑制効果について検討する必要がある。さらに、本解析では、屋内運動場の屋根を剛床であると仮定しており、屋根面ブレースの損傷を考慮していないため、屋根面ブレースを対象とした安全検証ならびにその補修効果についても検討が必要である。

附録 1

減衰の違いが最大層間変形角の増加率に及ぼす影響

附 1.1 はじめに

本附録では、減衰をパラメータとした数値応答解析を行い、減衰の違いが最大層間変形角の増加率に及ぼす影響について検討した。

附 1.2 解析方法

まず、解析モデルを説明する。解析対象の建築物は 2.2.1 節に示すと同様であり、解析では、Model 4 に減衰モデルと減衰定数を変え、減衰の違いが最大層間変形角の増加率に及ぼす影響について検討した。ブレース架構のパラメータは、減衰モデルと減衰定数である。減衰モデルは瞬間剛性比例型と初期剛性比例型の 2 種類であり、減衰定数は 0.01 と 0.02 の 2 種類である。以上を組み合わせた 3 種類のブレース架構のパラメータを附表 1.1 にまとめる。以後、各パラメータの解析モデルを Model A, Model B, Model C と呼ぶ。

入力地震動は、2016 年熊本地震、1940 年 Imperial Valley 地震、1968 年十勝沖地震、1995 年兵庫県南部地震、2011 年東北太平洋沖地震である。地震動の入力方法については、2.2.1 節を参照されたい。

附表 1.1 ブレースの種類と解析モデルの特性

Model	減衰モデル	減衰定数 h	ブレース 断面積 A [mm ²]	細長比 λ [-]	降伏耐力 Q_Y [kN]	水平剛性 K [N/mm]	弾性要素 k_e [N/mm]
A	瞬間剛性比例型	0.02	752	775	624	4.0×10^4	4.0×10^2
B		0.01					
C	初期剛性比例型	0.02					

附 1.3 解析結果

次に、本震による最大層間変形角に対する、本震直後の余震による最大層間変形角の増加率 R_{1_max}/R_{0_max} および収束値の増加率 R^*/R_{0_max} を余震倍率 β との関係として附図 1.1 に示す。図の縦軸はそれぞれ R_{1_max}/R_{0_max} (附図 1.1(a)) と R^*/R_{0_max} (附図 1.1(b)) であり、横軸は余震倍率 β である。図中、マーカーの色により本震による最大層間変形角 R_{0_max} の違いを表している。なお、ここでは、1995 年兵庫県南部地震 NS 成分における $R_{0_max}=1.0\%$ の解析結果を例示する。

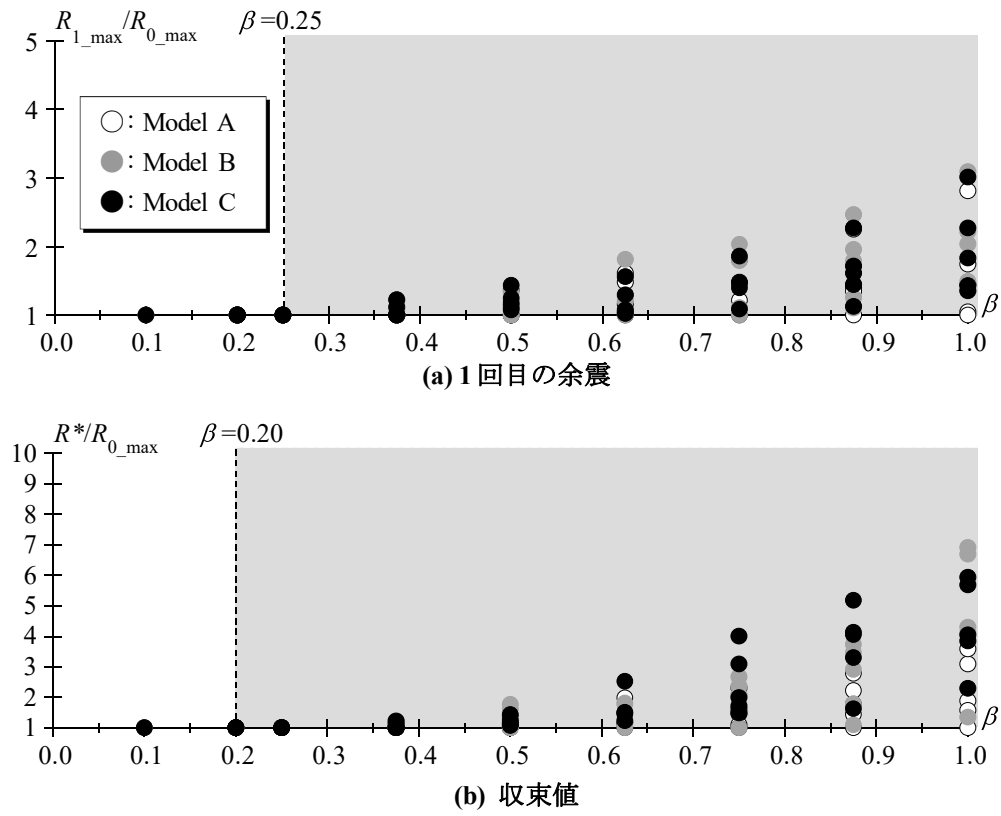
まず、本震直後の余震を対象として、 R_{1_max}/R_{0_max} (図 2.11(a)) に着目する。いずれの解析値も、顕著な違いは見られなかった。したがって、本震直後の余震では、減衰定数と解析モデルの違いが最大層間変形角の増加率に及ぼす影響は少ないことがわかった。

次いで、 R^*/R_{0_max} (附図 1.1(b)) に着目する。まず、減衰定数の比較として Model A と Model B を見る。余震倍率が 0.65 以下では違いが見られ無かったものの、余震倍率 0.75 以上では Model B ($h=0.01$) は Model A ($h=0.02$) を大きく上回っている。次に、解析モデルの比較として Model A と Model C を見る。余震倍率 0.75 以上では Model C (初期剛性比例型) は Model A (瞬間剛性比例型) を大きく上回っている。つまり、余震倍率 0.75 以上では、減衰の違いが最大層間変形角の増加率に及ぼす影響に及ぼす影響が大きいことがわかった。

しかしながら、いずれの解析結果も、余震倍率 0.20 以下の範囲では 1.0 となった。したがって、*PGV* にして本震の 20% 以下の大きさの余震であれば、減衰の違いにかかわらず最大層間変形角が増加せず、継続使用時の安全性が保証できると考えられる。

附 1.4 まとめ

本附録では、減衰をパラメータとした数値応答解析を行い、減衰の違いが最大層間変形角の増加率に及ぼす影響について検討した。*PGV* にして本震の 20% 以下の大きさの余震であれば、減衰の違いにかかわらず最大層間変形角が増加せず、継続使用時の安全性が保証できると考えられることがわかった。



附図 1.1 最大層間変形角の増加率と余震倍率 β の関係

附録2

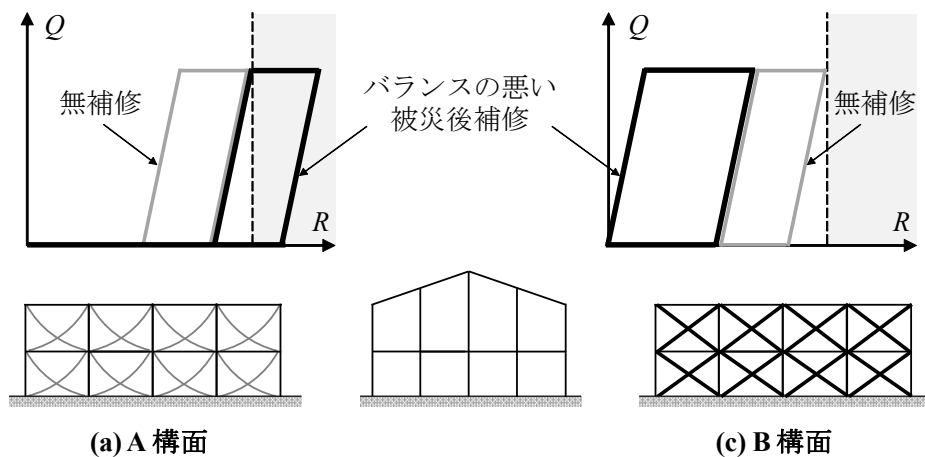
バランスの悪い被災後補修が変形抑制効果に及ぼす影響

附2.1 はじめに

第2章では、大半の余震はPGVにして本震の20%以下であり、その大きさの余震に対しては本震時より最大層間変形角が増加しにくいことを明らかにした。また、第4章では、大半の余震に対して無補修時または本震時よりも変形を抑制させるためには、損傷したターンバックルブレースの全数量に対して約1/4以上は最低でも締め直す必要があることを示した。

しかしながら、第2章、第4章の解析モデルでは、1質点系せん断ばねモデルであるため、部分的な被災後補修が行われる構面の箇所（以下、補修のバランス）に関する議論は行われていない。バランスの悪い補修が行われると、附図2.1のように、無補修時よりも変形が増幅する可能性が考えられる。

したがって、本附録では、2質点系せん断ばねモデルの解析を行い、バランスの悪い被災後補修が余震に対する変形抑制効果に及ぼす影響について検討する。なお、本附録では、第2章、第4章で得られた結果を踏まえ、補修率 γ （=補修するブレースの数量/ブレースの全数量）が0.50以下を対象に補修のバランスについて検討した。



附図2.1 各構面の復元力特性

附2.2 解析方法

まず、本附録における解析モデルを説明する。解析対象の建築物は、附図2.2に示す屋内運動場^{A2.1)}である。解析モデルは、附図2.3に示す2質点系せん断ばねモデルであり、A構面、B構面および屋根構面をせん断ばねに置き換えている。また、各質点の質量は屋内運動場の総重量の半分である。

A構面とB構面の復元力特性は、第4章と同様であり、損傷したブレースのスリップ型履歴挙動と補修したブレースのスリップ型履歴挙動、柱梁架構の線形弾性の並列系と見なす。なお、本解析では、本震時にA構面とB構面は同程度の損傷を受けるものと仮定する。つまり、A構面とB構面のスリップ挙動を示す範囲は、本震時に経験した最大の残留層間変形角 $R_{0,max}$ となっている。解析では、A構面の補修率 γ を、0.05刻みで変化させ、0.00～0.50で行った。また、A構面における補修後の降伏耐力 Q_r 、水平剛性 K_r は、補修率 γ により決定され、次式で表される。

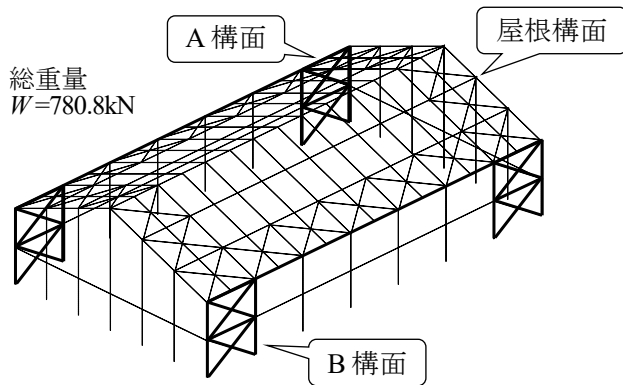
$${}_A Q_Y = {}_A \gamma \cdot Q_Y \quad \dots (A2.1)$$

$${}_A K_R = {}_A \gamma \cdot {}_A K \quad \dots (A2.2)$$

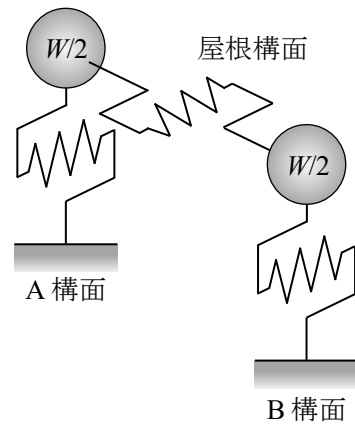
$${}_A T_r = 2\pi \sqrt{\frac{M/2}{{}_A \gamma \cdot {}_A K + {}_A k_e}} \quad \dots (A2.3)$$

一方、B構面の補修率 γ_B は、全体の補修率が0.50以下とした時の補修のバランスを検討するために0.50とする。また、屋根構面におけるせん断ばねの復元力特性は、線形弾性である。屋根構面の剛性はブレース架構全体の水平剛性 $K (= {}_A K + {}_B K)$ の0.5、1.0、2.0倍とする。

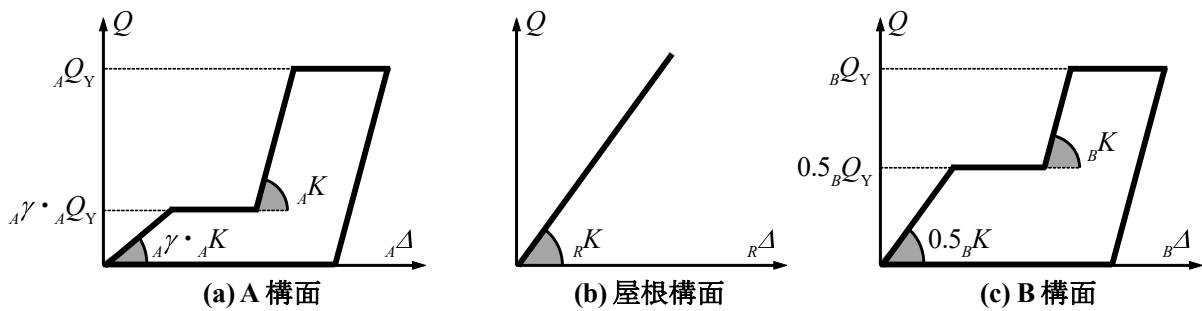
本解析のパラメータは、A構面とB構面のターンバックルブレース^{A2.2)}の種類と屋根構面の剛性であり、附表2.1にまとめる。入力地震動のパラメータについては、2.2.2項を参照されたい。



附図 2.2 解析対象の建築物における構面の種類



附図 2.3 解析モデル



附図 2.4 各構面の復元力特性

附表 2.1 各構面の特性

Model	A構面			屋根構面		B構面		
	降伏耐力 AQ_Y [kN]	水平剛性 AK [N/mm]	弾性要素 Ak_e [N/mm]	屋根剛性 RK [N/mm]	$RK/(AK+BK)$	降伏耐力 BQ_Y [kN]	水平剛性 BK [N/mm]	弾性要素 Bk_e [N/mm]
1	156	1.0×10^4	1.0×10^2	1.0×10^4	0.5	156	1.0×10^4	1.0×10^2
2	156	1.0×10^4	1.0×10^2	2.0×10^4	1.0	156	1.0×10^4	1.0×10^2
3	156	1.0×10^4	1.0×10^2	4.0×10^4	2.0	156	1.0×10^4	1.0×10^2
4	312	2.0×10^4	2.0×10^2	2.0×10^4	0.5	312	2.0×10^4	2.0×10^2
5	312	2.0×10^4	2.0×10^2	4.0×10^4	1.0	312	2.0×10^4	2.0×10^2
6	312	2.0×10^4	2.0×10^2	8.0×10^4	2.0	312	2.0×10^4	2.0×10^2

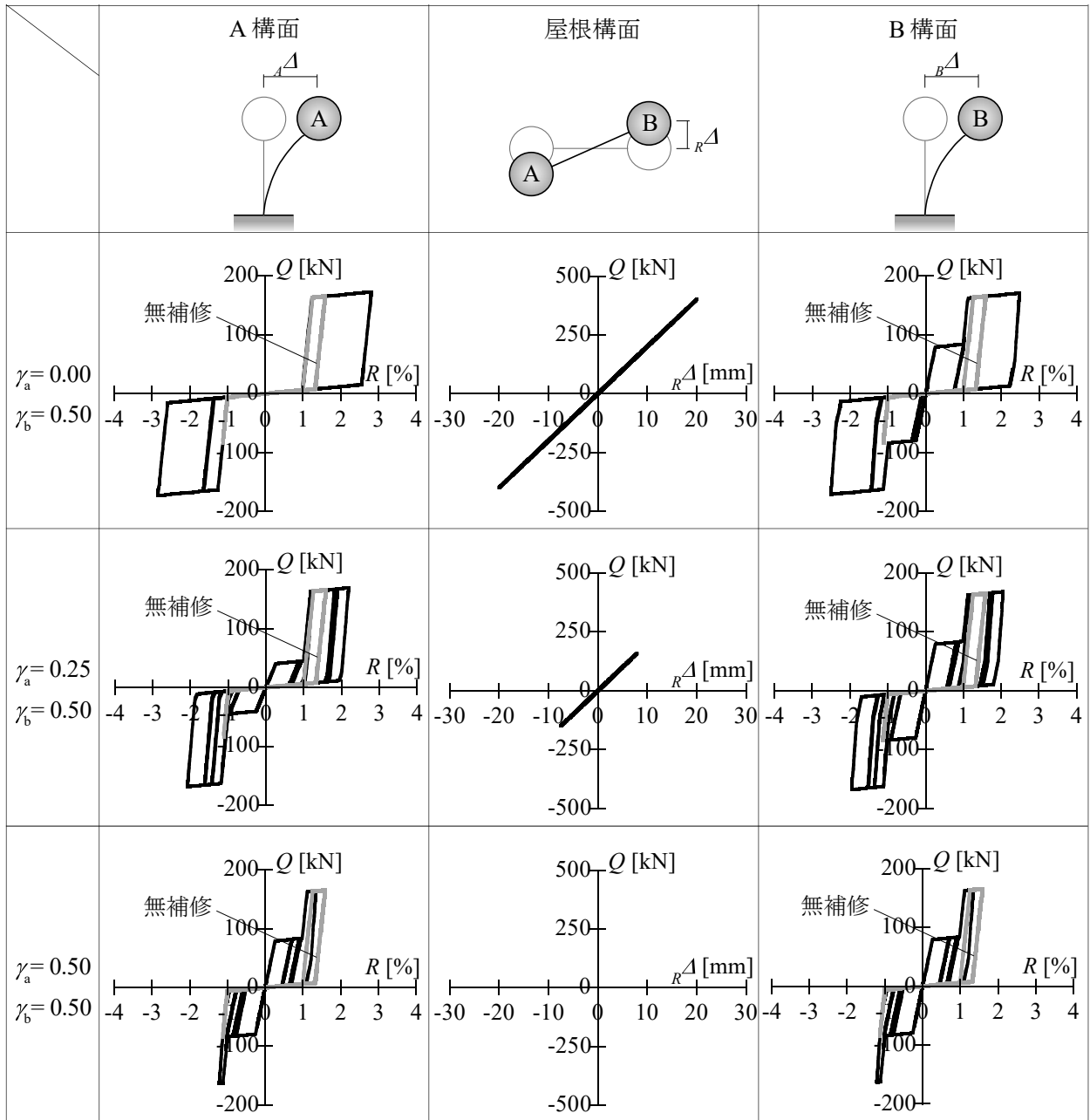
附2.3 解析結果

附2.3.1 荷重変形関係

A 構面の補修率 ${}_A\gamma=0.00, 0.25, 0.50$ におけるA 構面、屋根構面、B 構面ごとの荷重変形関係を附図2.5に示す。図の縦軸はせん断力 Q であり、横軸は層間変形角または屋根構面の相対変位量である。図中、灰色の線は無補修時の解析結果（ ${}_A\gamma=0.00, {}_B\gamma=0.00$ ）である。なお、図はModel 2における1995年兵庫県南部地震NS成分の $R_{0,max}=1.0\%$ を用いた場合の解析結果である。

${}_A\gamma=0.00, {}_B\gamma=0.50$ の解析結果に着目する。A 構面の荷重変形関係を見ると、非線形のスリップ挙動を示しており、正側で最大残留層間変形角は2.6%、最大層間変形角は2.9%程度となった。一方、B 構面の荷重変形関係を見ると、層間変形角が1.0%までは補修されたブレースによる耐力が発揮されており、最大層間変形角は2.5%程度となり、A 構面よりも変形が抑制されている。しかしながら、 ${}_A\gamma=0.00, {}_B\gamma=0.50$ としたA 構面とB 構面の最大層間変形角は、無補修時の最大層間変形角よりも上回っている。つまり、バランスの悪い被災後補修は、かえって無補修時よりも変形を増幅させる可能性があることがわかった。

次いで、 ${}_A\gamma=0.25, {}_B\gamma=0.50$ の解析結果に着目する。 ${}_A\gamma=0.25, {}_B\gamma=0.50$ とした補修のバランスは、 ${}_A\gamma=0.00, {}_B\gamma=0.50$ とした補修のバランスと比較して、A 構面とB 構面の変形が抑えられている。しかしながら、無補修時の最大層間変形角よりも、補修のバランスが悪いため上回っている。一方、 ${}_A\gamma=0.50, {}_B\gamma=0.50$ の解析結果に着目すると、 ${}_A\gamma=0.50, {}_B\gamma=0.50$ とした補修のバランスは、無補修時の最大層間変形角よりも下回り、無補修時よりも変形が抑制されている。また、屋根構面の荷重変形関係を見ると、補修のバランスがよくなるほど、屋根構面の相対変位量は現象している。したがって、バランスの悪い補修はターンバックルブレースの締め直しによる変形抑制効果に及ぼす影響が大きいと言える。



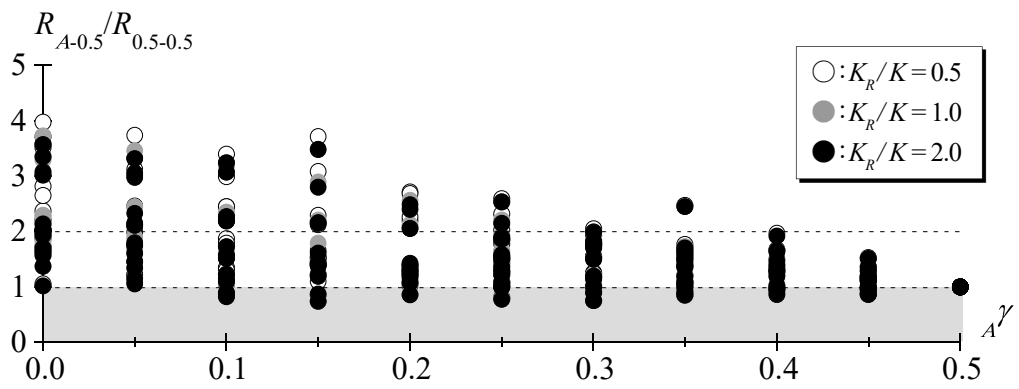
附図 2.5 荷重変形関係

附2.3.2 補修のバランスと変形抑制効果

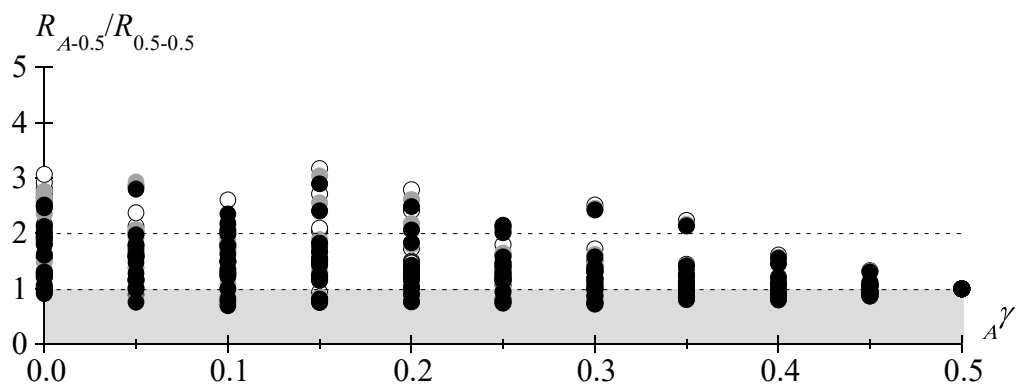
補修のバランスと変形抑制効果の関係を附図2.6に示す。図の横軸はA構面の補修率であり、縦軸はバランスが良い補修($\gamma_A=0.50, \gamma_B=0.50$)の最大層間変形角に対するA構面の補修率により決まるバランスが悪い補修の最大層間変形角の割合である。つまり、図中の塗りつぶしで示されている $R_{A-0.5}/R_{0.5-0.5}=1.0$ 以下の範囲は、A構面とB構面を半分ずつバランスよく補修したときよりも変形が抑制されていることを意味している。また、図はブレースの軸径の違いにより示しており、マーカーにより屋根構面の剛性の違いを区別している。なお、図は、本震による最大層間変形角 $R_{0_max}=0.5, 1.0, 2.0\%$ の全解析結果である。

まず、屋根構面と桁行構面の違いに着目する。屋根構面の違いについて見ると、 K_r/K の大きさにかかわらず、 $R_{A-0.5}/R_{0.5-0.5}$ の値は概ね同じ値となり、屋根構面の違いが被災後補修に及ぼす影響はほとんど見られなかった。一方、桁行構面の違いについて見ると、M33の解析結果は、M24の解析結果よりも全体的に $R_{A-0.5}/R_{0.5-0.5}$ が小さい。したがって、桁行ブレースの軸径を大きくすることで、バランスが悪い補修の影響を受けにくくすることができると言える。

次いで、補修のバランスに着目する。M24の解析結果（附図2.6(a)）を見ると、 $\gamma_A=0.0$ における $R_{A-0.5}/R_{0.5-0.5}$ は、最大で4程度となり、バランスが良い補修と比べて最大層間変形角が4倍程度増幅している。一方、補修のバランスが良くなるほど、余震に対する変形が抑制されている。また、M24の解析結果（附図2.6(a)）とM33の解析結果（附図2.6(b)）はいずれも、 $\gamma_A=0.40$ における $R_{A-0.5}/R_{0.5-0.5}$ は、2.0以下になっている。換言すると、バランスが悪い補修により誘発される変形増幅をバランスが良い補修の2倍程度以下に抑えるためには、A構面とB構面の補修を4:5の割合で行う必要がある。



(a) M24



(b) M33

附図2.6 バランスの悪い補修が変形抑制効果に及ぼす影響

附2.4 まとめ

本附録では、2質点系せん断ばねモデルの数値応答解析を行い、ターンバックルブレースの締め直しによる被災後補修を行う際における補修のバランスについて検討した。得られた結果を以下に示す。

- [1] バランスが悪い被災後補修により、屋内運動場の最大層間変形角および屋根構面の変形は、かえって無補修時よりも増幅させる可能性がある。
- [2] バランスが悪い被災後補修では、水平ブレースの違いが変形抑制効果に及ぼすは見られ無かった。一方、桁行ブレースの軸径が大きいほど、バランスの悪い補修の影響を受けにくくすることができる。
- [3] 補修のバランスが良いほど、余震に対する屋内運動場の変形が抑制される。また、バランスが悪い補修により誘発される変形増幅をバランスが良い補修の2倍程度以下に抑えるためには、補修のバランスを4:5の割合で行う必要がある。しかしながら、ターンバックルブレースの締め直しによる被災後補修を最大限に発揮させるためには、各桁行構面に対して1:1のバランスで被災後補修を行う必要がある。

【参考文献】

A2.1) 文部科学省：学校施設の耐震補強マニュアルS造屋内運動場編《2003年改訂版》、pp.131-134, 2003.6

A2.2) 日本鋼構造協会：建築用ターンバックル筋かい設計施工指針・同解説、第3版、2005.4

■本研究に関連した研究業績

【学術論文】

- 1) 仲田章太郎, 吉敷祥一 : ターンバックルブレースの締め直しによる被災後補修の要否と余震に対する変形抑制効果に関する解析的検討, 構造工学論文集, Vol.67B, pp.589-596, 2021.3
- 2) 仲田章太郎, 吉敷祥一 : 鋼部材の被災後補修に関する研究 (その2) ターンバックルブレースの締め直しによる被災後補修, 日本建築学会構造系論文集, Vol.86, No.780, pp.309-319, 2021.2
- 3) 仲田章太郎, 吉敷祥一 : 損傷したターンバックルブレースの締め直しによる性能回復, 鋼構造年次論文集, Vol.27, pp.203-212, 2019.11
- 4) 仲田章太郎, 吉敷祥一 : 被災した低層ブレース構造の余震に対する安全検証に関する検討, 鋼構造年次論文集, Vol.26, pp.220-225, 2018.11

【査読あり国際会議論文】

- 1) Shotaro Nakada, Shoichi Kishiki : Experiments of Seismic Repair by Retightening Turnbuckle Brace, 17th World Conference on Earthquake Engineering, Proceedings of 17th World Conference on Earthquake Engineering, 2021.9
- 2) Shotaro Nakada, Shoichi Kishiki : SAFETY VERIFICATION OF TENSION-ONLY BRACED-FRAME STRUCTURES SUBJECTED TO MULTIPLE AFTERSHOCKS, 12th Pacific Structural Steel Conference, Proceedings of the 12th Pacific Structural Steel Conference, p57, 3-3-3, 2019.11
- 3) Shotaro Nakada, Shoichi Kishiki : Safety Verification of Tension-Only Braced-Frame Structures Subjected to Multiple Aftershocks, The 10th International Symposium on Steel Structures, pp. 248-251, 2019.11

【査読なし国内会議論文】 (筆頭のみ抜粋)

- 1) 仲田章太郎, 藤岡寛朗, 吉敷祥一 : ターンバックルの締め直しによる被災後補修 その2 ブレース変形時に生じる付加応力, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造Ⅲ, pp.989-990, 2019.9
- 2) 仲田章太郎, 吉敷祥一 : ターンバックルブレースの締め直しによる被災後補修, 2019年度日本建築学会関東支部研究報告会, Vol.89, pp.373-376, 2019.3
- 3) 仲田章太郎, 石川裕貴, 吉敷祥一 : 被災した低層ブレース構造の余震に対する安全性検証 その1 補修による変形抑制効果, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造Ⅲ, pp.1061-1062, 2018.3
- 4) 仲田章太郎, 林 冠泓, 吉敷祥一 : 被災した低層ブレース構造の余震に対する最大変形の推移 その2 余震の頻度と最大層間変形角の収束値, 2017年度日本建築学会関東支部研究報告会, 2017年度日本建築学会関東支部研究報告集, pp. 437-440, 2018.3
- 5) 仲田章太郎, 林 冠泓, 吉敷祥一 : 被災した低層ブレース構造の余震に対する最大変形の推移, 日本地震工学会・大会, 日本地震工学会・大会 - 2017 梗概集, 2017.11

【査読なし国際会議論文】

- 1) Shotaro Nakada, Shoichi Kishiki : Safety Verification of Tension-Only Braced-Frame Structures Subjected to Multiple Aftershocks, The 10th International Symposium on Steel Structures, 2019.11
- 2) Shotaro Nakada, Shoichi Kishiki: SAFETY VERIFICATION OF TENSION-ONLY BRACED-FRAME STRUCTURES SUBJECTED TO MULTIPLE AFTERSHOCKS, The 6th Joint Workshop on Building / Civil Engineering between Tokyo Tech & Tongji, 2019.5

【受賞】

- 1) 「論文賞」, 日本鋼構造協会, 2020.11
- 2) 「優秀発表賞」, 鋼構造シンポジウム2019 アカデミーセッション, 2019.11
- 3) 「冬夏賞」, 冬夏会, 2019.3
- 4) 「優秀発表賞」, 鋼構造シンポジウム2018 アカデミーセッション, 2018.11

謝 辞

本論文は博士課程の3年間で行ったターンバックルブレースの締め直しによる被災後補修に関する研究をまとめたものです。本研究を進めるにあたり、多くの先生方にご指導およびご鞭撻をいただきました。謹んで御礼申し上げます。

東京工業大学教授 吉敷祥一先生には、指導教官として、筆者が修士課程に在籍して以来5年間にわたり、懇切丁寧なご指導だけではなく、博士論文以外にも多くの研究に携わる機会を与えていただきました。また、研究者としての姿勢や態度など専門分野に限らず多くのことを勉強させていただきました。最後に、未熟な筆者の博士課程進学を受け入れてくれたことについて心より感謝申し上げます。卒業後もご迷惑をお掛けしますがよろしくお願い致します。

東京大学教授 山田哲先生には、合同ゼミを通して多くのご指導とご助言をいただきました。山田先生の的を得た質問により、自分では気づくことができない点が明確になり、より一層考察を深めることができました。深くお礼申し上げます。

東京工業大学教授 元結正次郎先生には、第1章 序論の構成に関するご指摘をいただきました。東京工業大学教授 松岡昌志先生には、第2章の地震の種類に関するご助言をいただきました。東京工業大学准教授 佐藤大樹先生には、第2章の減衰に関するご助言をいただきました。東京工業大学准教授 西村康志郎先生には、第3章の施工性の位置づけや論文の全体構成に関するご指摘をいただきました。

愛知工業大学教授 薩川恵一先生、横浜国立大学准教授 石田孝徳先生、千葉大学准教授 島田侑子先生、東京都市大学准教授 焦瑜先生、国立研究開発法人建築研究所 三木徳人氏には、合同ゼミにて、貴重な助言を受けました。心より感謝いたします。

東京工業大学助教 巽信彦さんには、実験の基礎からデータ整理などを事細かにご指導してくれました。また、筆者が将来に思い悩むときも、親身になってご相談にのり、励ましの言葉をいただき、その結果今日に至ったと考えています。

本論文は、様々な方のご援助無くしてなり得ないものでした。ご協力いただいた皆様に心より御礼申し上げます。

元吉敷研究室 交換留学生 林冠泓くんには、本論文における2章の解析を協力してもらいました。また、研究以外にも、林くんとは遊ぶ機会が多く、彼と過ごした1年は短いものでしたが非常に楽しく充実した期間でした。

株式会社 フルサト工業 太田哲雄氏、濱口正英氏には、本論文における第3章の実験に関するご助言をいただきました。また、第3章のターンバックルブレースのアンカーボルトの試験体の提供を下さりました。株式会社広田鉄工所 廣田社長、亀田翔太郎氏には、治具の製作していただきました。扶桑機工株式会社 仲村昌普氏には、付録.1における、試験体の塗装をしていただきました。ここに記して謝意を表します。

第3章の実験を行うにあたり、筆者の後輩にあたる元吉敷研究室の石川裕貴君、黒澤未来君、石川裕貴君、櫻田頌吾君、Anisa Jasming Apriyadi 君、加藤万梨香君、裴舜君、藤岡寛朗君、劉雨辰君、阿部拓海君、磯田充樹君、平野一郎、平本佳祐、宮田悠理君、茂木一将君、氏家公貴君、大橋直明君、萱場じゅんり君、Sometrey 君ならびに、元山田研究室の Li Jiaxi 君、Dong Yang 君、木菱勇太君、上瀧敬太

君, 小高弘慎君, 菅原惇君, Touch Thaileang君, 玉田俊介君が実験の補助者として手伝ってくれました。彼らの協力が無ければ, 本論文は成し遂げてはいなかったと言っても過言ではありません。特に, 黒澤未来君は, 同じ博士学生ということもあり, 研究に関して議論やお互いに切磋琢磨をし合い, 有意義な研究生活を送ることができました。深く感謝致します。

博士課程の同期である, 付翔さん, Yang Xiaoyuさんは, 苦楽を共にしました。彼らの協力と助力が無ければ, 筆者の有意義な研究生活はあり得ませんでした。

吉敷研究室補佐員 大久保元子様, 永見英子様, 山田研究室補佐員 井林をとね様, 宮本品様, SOFTech 事務員 田中章様, 遠藤祐子様, 森下亜里様には, 研究費の管理だけでなく, 常日頃から筆者の健康を気遣っていただきました。

筆者が充実した研究生活を送ることができたのも, 多くの方の支えによるものです。心より御礼申し上げます。

東京工業大学助教 小原拓さん, 岸本まきさんには, 筆者が研究に行き詰まっているときに, 親身になって相談してくれ, 楽しくお話をさせていただきました。おかげで楽しい研究生活を送ることができました。

筆者の先輩にあたる元吉敷研究室の岩崎桃子氏, 梶間夏美氏, 富田悠介氏, 元山田研究室の李東錫さん, Randy Tenderan 氏, 大森淳平氏, 高森亮人氏, 仁田脇雅史氏, 郁文磊氏, 元坂田研究室 石田雄太郎氏, 修士課程時代の同期にあたる元吉敷研究室の田中晋君, 元山田研究室の青柳智君, 塚田大貴君, 元河野研究室の千濱彬比古君, 元松岡研究室の高宮奎志朗君には, 筆者が博士課程に進学した後も, 常々暖かく激励していただきました。

最後に, 本論文は様々な方のご援助なくしてはなし得ないものでした。皆様に心よりお礼申し上げます。また, 私を東京の大学に進学させてくれた両親に, 感謝の意を表します。ありがとうございました。

2022年2月28日