

通し柱を有する伝統木造建物における
軸組・接合部の破壊モードと耐力の評価に関する研究

青木 和雄

目次

第1章 序論

1.1 研究の背景	1
1.2 既往の研究	3
1.3 本論文の目的と構成	6
第1章の参考文献	9

第2章 通し柱を有する軸組架構の接合部の力学特性把握のための静的水平加力実験

2.1 はじめに	11
2.2 2層伝統木造軸組架構の加力システムの開発	12
2.3 2層伝統木造軸組架構の静的水平加力実験	17
2.4 架構の復元力特性	24
2.5 接合部の復元力特性	34
2.6 損傷状況	48
2.7 破壊性状に関する考察	54
2.8 まとめ	57
第2章の参考文献	59

第3章 接合部に補強を行った通し柱を有する軸組架構の静的水平加力実験

3.1 はじめに	61
3.2 接合部に補強を行った通し柱を有する2層軸組架構の静的加力実験	62
3.3 FMS合金ダンパーの力学特性	70
3.4 架構の復元力特性と損傷状況	77
3.5 接合部の挙動と補強の効果	84
3.6 接合部補強に関する考察	93
3.7 まとめ	94
第3章の参考文献	95

第 4 章 込栓接合部ほぞの引抜き実験と破壊モードおよび耐力の評価	
4.1 はじめに	97
4.2 伝統木造建物の込栓接合部ほぞ引抜き実験	99
4.3 材料試験	119
4.4 既往の耐力評価式の適用に対する考察	128
4.5 込栓接合部の耐震安全性に関する考察	139
4.6 まとめ	143
第 4 章の参考文献	144
第 5 章 通し柱を有する軸組架構の 2 次元 FEM モデルの提案	
5.1 はじめに	145
5.2 2 層軸組架構の架構および接合部挙動評価のための 2 次元 FEM モデルの提案	146
5.3 込栓接合部の引抜き挙動を模擬する 2 次元 FEM モデルの提案	172
5.4 まとめ	181
第 5 章の参考文献	182
第 6 章 通し柱を有する軸組架構の復元力特性および破壊モードの評価	
6.1 はじめに	183
6.2 2 層軸組架構における込栓接合部の引抜き破壊に関する考察	184
6.3 2 層軸組架構における接合部引抜け破壊時層間変形角および層せん断力の推定	225
6.4 通し柱を有する 2 層軸組架構の復元力特性の推定	244
6.5 通し柱を有する 2 層軸組架構における破壊モードの推定	255
6.6 接合部および軸組架構の破壊モード評価に関する将来的展開	273
6.7 まとめ	279
付録 6-1	280
第 6 章の参考文献	284

第7章 結論

7.1 本論文の結論	285
7.2 今後の課題	289

発表論文リスト

1. 本論文に関する発表論文	291
2. その他の発表論文	293

謝辞	295
----	-----

第1章 序論

1.1 研究の背景

近年、1995年兵庫県南部地震や2007年新潟県中越沖地震、2016年熊本地震等の直下型地震では、伝統木造建物を含む多くの木造建物の崩壊やそれに伴う人的被害が報告されている^{1.1),1.2)ほか}。また、今後も南海トラフ巨大地震や活断層型地震の発生が懸念されている。この状況を受けて木造建物の耐震診断および耐震補強が進められている。伝統木造建物の耐震診断および耐震補強を含む設計においては、耐震性の評価に限界耐力計算を用いるのが主流となっている^{1.3)1.4)ほか}。複数層を有する伝統木造建築の限界耐力計算では、各層の耐震要素の復元力特性を層ごとに独立したものとして評価し、各層の地震時変形角を算定する手法がとられている場合が多い。過去の研究においては、伝統木造軸組架構の静的加力実験により、2層軸組架構の各層の剛性・変位分布により破壊モード・各層の復元力特性が異なることが示されている^{1.5)}。すなわち、前述した各層の復元力特性を層ごとに独立したものとして評価する現在の限界耐力計算の方法には改善の余地があるものと考えられる。今後、伝統木造軸組架構における破壊モード・各層の復元力特性と各層の剛性・変位分布との関係を明らかにし、建物ごとに復元力特性を適切に評価し、建物の耐震性評価の手段である限界耐力計算に反映することが望まれる。

一方、京都には京町家と呼ばれる住宅が多く存在し、京都の街並み景観や生活文化の象徴となっている。近年、その価値の見直しにより、本来の住宅としての使われ方以外に、商業施設や文化・芸術施設としての利活用が進められている。今後の京都の文化の継承、京町家の利用者の安全確保のために、京町家の耐震性能の正確な評価と、それに基づく適切な耐震補強方法の立案が求められている。

京町家は、主に2階建であり大黒柱・小黒柱等の通し柱を有する、2階床を支持する横架材端部の柱との接合部に鼻栓・込栓といったほぞ差しの接合部を有する、石場建てである、等の構造的特徴を有する^{1.6)ほか}。今後合理的に京町家の耐震性能評価や耐震補強設計を行うには、このような通し柱を有することや鼻栓・込栓接合部を有するといった特徴が京町家の耐震性能や崩壊までの挙動に及ぼす影響を明らかにする必要がある。

これらの状況に対し、伝統木造建物の軸組架構を対象とした静的加力実験では、木造軸組の耐震要素を取り出した単層軸組を対象とする実験が多くなされているが、2層の架構を用いて各層独立に加力を行い通し柱や接合部の挙動を把握した実験例は今までにない。また、京町家の耐震補強には土壁をはじめとする耐震要素の増設等様々な方法^{1.7)ほか}が試みられているが、通し柱を有する軸組架構特有の接合部への引抜き力の作用による横架材ほぞの抜け出し・脱落破壊^{1.8)}や柱曲げ折れに着目した補強案の提案は少ない。また、伝統木造建物の耐震性能には、柱梁接合部が大きくかかわっており、伝統木造建物の安全性を確保するためには、柱梁接合部の破壊性状や剛性・降伏耐力を含めた変形性能を把握することが重要である。既往の研究においては、込栓接合

部のはぞ引抜け時の挙動に対し影響を与える接合部内部の柱・はぞと栓のめり込みや、栓の曲げ・せん断破壊とが関連した破壊メカニズムの詳細な解明には至っておらず、接合部の破壊性状や変形性能の評価を進めていくうえで、詳細な破壊メカニズムの解明が望まれる。

こういった現況から、京町家に代表される通し柱を有する伝統木造建物の耐震性能評価や耐震補強設計を今後合理的に行うためには、通し柱を有する軸組架構と接合部単体それぞれの破壊モードと耐力との関係、および、通し柱を有する軸組架構特有の各層の剛性・変位分布と復元力特性の関係を明らかにし、適切な補強方法を考えることが望まれる。

1.2 既往の研究

1.2.1 通し柱を有する軸組架構の静的水平加力実験

伝統木造建物の力学特性の把握を目的として、過去には多くの軸組架構の静的水平加力実験が行われている。特に、スパン約 1.8m・高さ約 2.7m の単位軸組架構に対する実験例は多い^{1.12)}ほか。

通し柱を有する 2 層軸組架構について静的水平加力実験を行った例としては、梶川らによる木質組立通し柱を有する架構の水平加力実験^{1.11)}があるが、柱は木質組立柱である。通し柱の有無を含めて、伝統木造建物の実大の 2 層軸組架構について静的水平加力実験を行った例は少ない。

これに対し、筆者の所属する研究室では、京町家を忠実に再現した実大 2 層平面架構の大変形静的水平加力実験^{1.5)}、斜め貫接合部を有する木造軸組架構の静的水平加力実験^{1.9)}、大垂れ壁を有する伝統木造軸組架構の静的水平加力実験^{1.10)}、耐震補強を施した京町家実大平面架構の静的水平加力実験^{1.8)}等、多くの静的水平加力実験を実施してきている。その中で、京町家を忠実に再現した実大 2 層平面架構の大変形静的水平加力実験^{1.5)}では、通し柱を有する 2 層軸組架構の各層の剛性・変位分布により破壊モード・各層の復元力特性が異なることを示している。これらの実験は、軸組架構の頂部のみへの加力を行うシステムにより行われている。通し柱を有する 2 層軸組架構の各層の剛性・変位分布による復元力特性の変化や破壊モード、また接合部挙動の違いを把握するには、架構頂部のみへの加力だけではなく、中間層への加力を行って任意の変位分布を与える水平加力実験の実施を行うことが必要であり、その加力システムの開発が望まれていた。

1.2.2 接合部に補強を行った通し柱を有する軸組架構の静的水平加力実験

伝統木造建物の耐震補強については、鉄骨フレームの付加、制震ダンパーの設置によるものなどが多くの文化財建物において実施されている^{1.13)1.14)}。京町家については、土壁増設によるものが提示され^{1.7)}、耐震補強が行われている。

通し柱を有する 2 層軸組架構については、1 層と 2 層の層間変形角の差によって通し柱に曲げ破壊が生ずる可能性があり^{1.4)}、また、柱の曲げ破壊以外の破壊モードである割裂破壊や、胴差のほぞの抜け出し・脱落破壊が生ずることも指摘されている^{1.8)}。これらの通し柱を有する 2 層軸組架構に特有の破壊性状に注目して補強を行った事例は少ない。また、それらの破壊性状を把握しないまま、不適切な補強が行われている可能性もある。今後、京町家の利活用により京都の文化を継承し、また、利用者の安全を確保するためには、上記の京町家特有の地震時挙動の正確な評価と、それに基づく適切な耐震補強方法が立案されることが望ましい。

1.2.3 込栓接合部ほぞの引抜き実験

木造軸組架構の接合部のうち、込栓を用いた接合部の引抜き挙動に関する既往の研究では、破壊モードの分類や降伏耐力、初期剛性の評価に関する提案がいくつかなされており、渋谷らによる込栓接合部のほぞ引抜き時の破壊モードごとの長期許容耐力評価式の提案^{1.15)}、平坂らによる土台ほぞ仕口部の対荷モデルに基づく土台割裂破壊モードを含めた終局耐力評価式の提案^{1.16)}等がある。また、早崎らは、柱-差鴨居接合部に対する引抜き実験を行い、込栓のめり込みを考慮したEYT式の適用性を確認している^{1.17)}。代表的な研究の成果として、日本建築学会の木質構造接合部設計マニュアル^{1.18)}（以降、「接合部マニュアル」とする）において、福山らの木ダボ接合に関する研究に基づくEYT式^{1.19)}やVan der Putらによる割裂破壊理論式^{1.20)}を用いた長ほぞ込栓仕口の引張耐力評価式と計算例が示されている。著者の所属する研究室では、柱-差鴨居接合部のほぞ引抜き実験を行い、小変形時から大变形時に至る柱・栓の破壊モードを新たに分類し直し、接合部マニュアルの評価式に基づき込栓接合部の完全弾塑性モデルの初期剛性・降伏耐力の修正提案を行っている^{1.21)}。既往の研究においては、込栓接合部のほぞ引抜き時の挙動に対し影響を与える接合部内部の柱・ほぞと栓のめり込みや、栓の曲げ・せん断破壊とが関連した破壊メカニズムの詳細な解明には至っておらず、破壊性状や変形性能の評価を進めていくうえで、詳細な破壊メカニズムの解明が望まれる。また、破壊モードと降伏耐力を推定する際に用いる材料の剛性・強度の材料特性については、込栓接合部特有の形状および破壊メカニズムに起因する、接合部マニュアル等の既往の研究で示されている材料特性とは異なる材料特性を用いる必要があることが考えられる。

1.2.4 伝統木造建物におけるFEM解析の適用

伝統木造建物の耐震診断においては、柱梁を線材要素に置換し、柱梁接合部に接合部の回転・引抜き特性を有するバネを設定して立体非線形モデルを構築し、静的増分解析により層の復元力特性を求めたり、地震応答解析を行うことにより建物の耐震性能を評価することが広く行われている。このような立体モデルを用いることで、通し柱の効果を層の復元力特性に反映することが可能である。ただし、軸力と曲げの相関や、各層の変位分布による復元力特性の変化を考慮した接合部のバネをモデル化した事例はない。

有限要素法（以下FEM）による伝統木造建物の接合部のメカニズム解明・解析については、接触問題を取り入れた材料線形2次元モデル^{1.22)}・非線形3次元モデル^{1.23)}による例等が報告されているが、複雑な3次元の異方性・非線形問題を扱うことなく、通し柱を有する2層軸組架構に特有の接合部の軸力・曲げモーメント同時作用時の挙動を解明できる簡易な解析モデルの構築が望まれる。また、接合部の引抜き挙動が架構の挙動に大きな影響を与えると考えられるため、梁ほぞ引抜き挙動を解明できる簡易な解析モデルの構築が望まれる。

1.2.5 通し柱を有する軸組架構の復元力特性と破壊モードの評価

柱・梁接合部の性能が軸組架構の耐震性能に与える影響を検討している例として、佐藤らの柱一水平材接合部の引張性能が土塗垂壁を有する木造軸組架構の耐震性能に及ぼす影響の検討例^{1,24)}等がある。軸組架構に関する研究において、接合部の挙動と軸組架構の挙動の相関を考慮して軸組架構の挙動を評価した研究は少ない。通し柱を有する2層軸組架構においては、接合部の挙動が架構全体の挙動に与える影響が大きいため、架構の耐震性能の評価のためには、接合部の挙動と軸組架構の挙動の相関を考慮した評価手法の確立が望まれる。

1.3 本論文の目的と構成

京町家に代表される、通し柱を有する伝統木造建物の軸組架構の耐震性能評価や耐震設計を今後合理的に行うために、通し柱を有する軸組架構と接合部単体それぞれの地震時挙動、破壊モードと耐力、および両者の関係を明らかにするとともに、通し柱を有する軸組架構特有の各層の剛性・変位分布と復元力特性との関係および破壊モードを明らかにし、通し柱を有する軸組架構の耐震性能を容易に検討可能とすることが本論文の目的である。本論文の目的を達成することで、通し柱を有する伝統木造建物の地震による倒壊被害の低減に大きく貢献できると考えられる。

本論文は7章から構成される。各章の構成について図 1-1 に示し、各章の概要を以下に示す。

「第1章 序論」では、本研究の背景および目的を述べ、既往の研究についてまとめている。

「第2章 通し柱を有する軸組架構の接合部の力学特性把握のための静的水平加力実験」では、伝統木造における2層軸組架構の各層に任意の変位分布を与えることができる加力システムを開発し、そのシステムを用いて通し柱を有する2層軸組架構の静的加力実験を実施した結果を報告している。まず、開発した2層加力システムの特徴と従来システムと比しての有効性を示し、次に、2層の伝統木造軸組架構について、異なる接合部仕様について各層の変形分布を変化させた実験により得られた部材応力・復元力特性等について述べるとともに、破壊性状について考察を加える。

「第3章 接合部に補強を行った通し柱を有する軸組架構の静的水平加力実験」では、上記の加力システムを用いて、①柱断裂を防ぐステンレスプレート補強②梁の抜け出しを防ぐ FMS 合金ダンパー補強の2種類の補強を施した通し柱を有する2層軸組架構の静的加力実験を実施した結果を報告している。

「第4章 込栓接合部ほぞの引抜き実験と破壊モードおよび耐力の評価」では、伝統木造建物における込栓接合部を模した試験体に対してほぞ引抜き実験と材料実験を行い、破壊メカニズムの考察および実験結果と既往の耐力評価式とによる降伏耐力値の比較を行うことで、既往の評価式の精度・有効性について検討を行っている。

「第5章 通し柱を有する軸組架構の2次元 FEM モデルの提案」では、梁の圧縮・抜け出しと曲げを伴う接合部を有する軸組架構および接合部単体の挙動を、様々なパラメータ下で評価するための汎用プログラムによる簡便で実用的な2次元 FEM モデルを構築・提案し、実験結果と解析結果との比較を行うことで提案モデルの有効性を示している。

「第 6 章 通し柱を有する軸組架構の復元力特性および破壊モードの評価」では、第 2 章での 2 層軸組架構の実験結果、第 4 章でのほぞ引抜き実験の結果、および第 5 章で提案した 2 次元 FEM モデルを用いた解析の適用により、通し柱を有する軸組架構の込栓接合部ほぞ引抜き破壊発生状況の詳細な検討を行い、軸組架構において込栓接合部の引抜き破壊が生ずる層間変形角・層せん断力の推定を試み、その結果を用いて通し柱を有する 2 層軸組架構の任意の層間変形分布に対する復元力特性の推定方法、および軸組架構の破壊モードの推定方法の提案を行っている。また、最後に、モンテカルロシミュレーションによる接合部引抜き時の各破壊モードの発生確率の評価、軸組架構に対するイベントツリー解析の適用による各破壊モードの発生確率の評価の可能性について述べている。

「第 7 章 結論」では、各章から得られた結論をまとめ、本論文の総括を行う。

本論文の第 2 章と第 3 章の内容については、元京都大学大学院生 李唐怡氏とともに研究を進めた。李氏の京都大学大学院修士論文の研究成果のうち、破壊モードの評価、および FMS 合金ダンパー補強の計画と実施・結果の評価については筆者が主導して進めたものである。また、本論文では、李氏との研究成果に加え、第 5 章で示す軸組架構の挙動評価のための 2 次元 FEM モデルの構築とその結果の評価を行い、第 6 章で示す軸組架構での接合部引抜き挙動の詳細評価、それに基づく込栓接合部の引抜き破壊が生ずる層間変形角・層せん断力の推定と、軸組架構の任意の変形分布での復元力特性の推定および破壊モードの推定についての考察を独自に発展させている。

また、第 4 章で示す込栓接合部ほぞの引抜き実験については、京都大学大学院生 給田ありさ氏とともに研究を進めた。本論文では、給田氏の京都大学学士論文に示された研究成果に加え、材料試験の実施およびその結果の考察、材料試験の結果を反映しての既往の評価式の精度・有効性についての検討、第 5 章で示す接合部単体の挙動評価のための 2 次元 FEM モデルの構築とその結果の評価を独自に行い、それらを第 2 章・第 3 章の軸組架構の実験結果と結びつけることで、第 6 章での考察につなげている。

また、本論文の内容のうち、第 2 章から第 5 章については、論文末尾の「発表論文リスト 1. 本論文に関する発表論文」に示す論文で発表しているものに追加検討・加筆を行い、一編にまとめたものである。第 6 章については、本論文作成にあたって新たに検討を行い執筆したものである。

2層軸組架構

込栓接合部

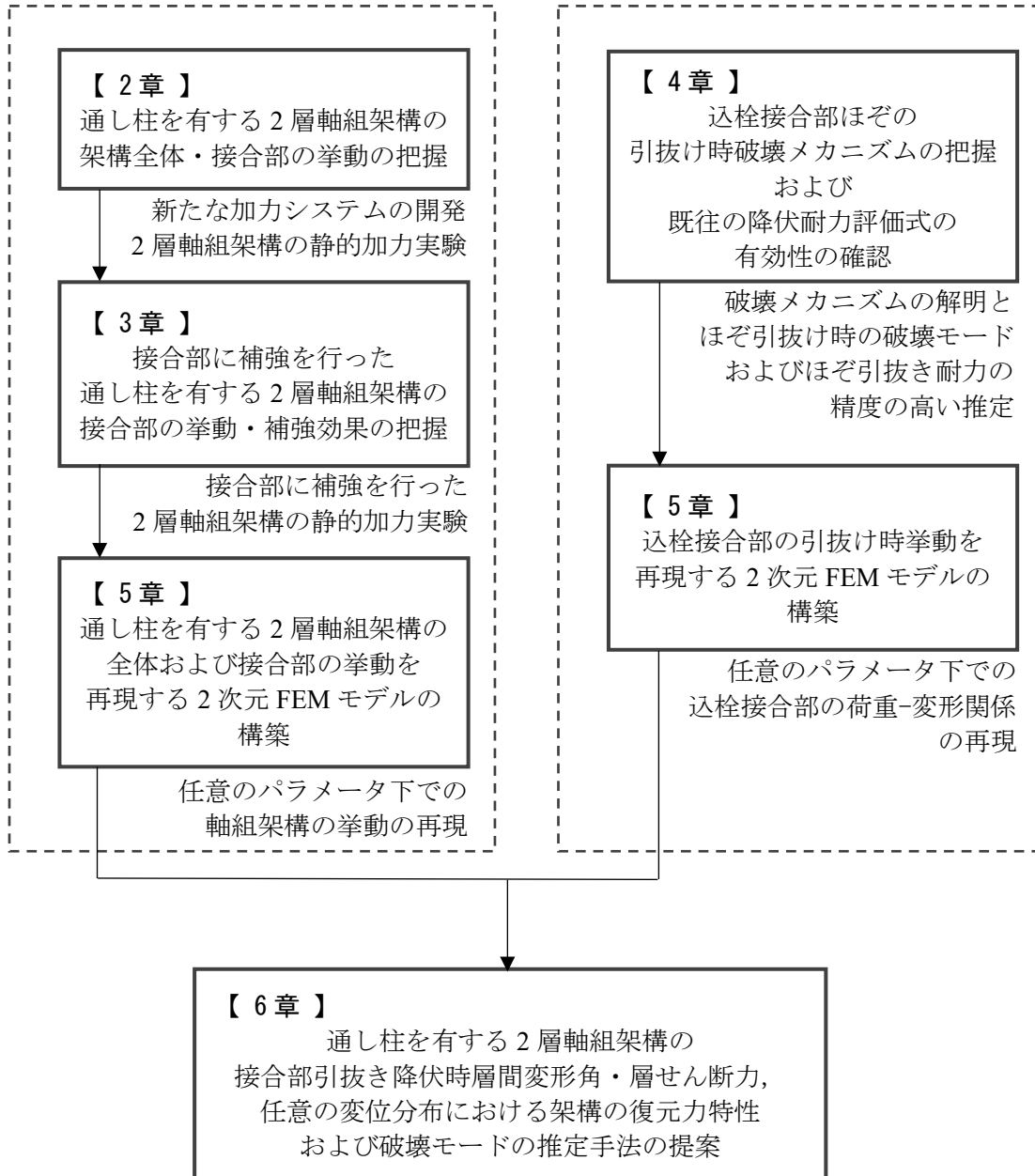


図 1-1 本論文の構成

第 1 章の参考文献

- 1.1) 日本建築学会：阪神・淡路大震災調査報告-建築編 4, 木造建築物, 建築物基礎構造, 1998.3.
- 1.2) 日本建築学会：2016 年熊本地震災害調査報告, pp. 101-123, 2018.6.
- 1.3) 文化庁：重要文化財（建造物）耐震基礎診断実施要領, 2012.6
- 1.4) 伝統的構法木造建築物設計マニュアル編集委員会：伝統的構法のための木造耐震設計法, 2019. 6
- 1.5) 中川敦嗣, 多幾山法子, 林 康裕：2 階建京町家を想定した実大平面架構の大変形静的加力実験, 日本建築学会構造系論文集, 第 78 巻, 第 685 号, pp. 513-520, 2013. 3
- 1.6) 徳岡怜美, 内田 賢, 杉野未奈, 林 康裕：1 列 3 段型の京町家の間口方向構面における架構の構造的特徴, 日本建築学会技術報告集, 第 23 巻, 53 号, pp. 119-122, 2017.2
- 1.7) 京都市：京町家耐震診断・耐震改修の手引き, 2019.10
- 1.8) 小池哲朗, 大村早紀, 杉野未奈, 林康裕：京町家の耐震補強に関する実験的研究, 日本建築学会構造系論文集, 第 82 巻, 第 736 号, pp. 843-852, 2017. 6
- 1.9) 多幾山法子, 南部恭広, 渡辺千明, 林 康裕：斜め貫接合部を有する木造軸組架構の力学特性と耐震性評価, 日本建築学会構造系論文集, 第 79 巻, 第 701 号, pp. 961-968, 2014. 7
- 1.10) 大村早紀, 南部恭広, 澁谷悦敬, 杉野未奈, 林 康裕：大垂れ壁を有する伝統木造軸組架構の耐震性能評価に関する実験的研究, 日本建築学会構造系論文集, 第 81 巻, 第 727 号, pp. 1479-1489, 2016. 9
- 1.11) 梶川久光, 今宮康平, 小川春彦：木質組立通し柱 - 連結梁架構の水平加力実験 - 木質組立通し柱連結構造の開発 [その 2] -, 日本建築学会技術報告集, 第 26 巻, 第 64 号, pp. 946-951, 2020.10
- 1.12) 安田一男, 橋本孝, 坂本 功, 大橋 好光, 川久保政茂, 木村正彦：伝統的木造建築の壁体に関する振動台実験 その 1 概要と静加力試験, 日本建築学会大会学術講演梗概集 構造Ⅲ, pp. 147-148, 1997.9.
- 1.13) 文化庁：重要文化財（建造物）耐震診断・耐震補強の手引, 2013.10
- 1.14) 文化庁：重要文化財（建造物）耐震診断・耐震補強の手引（改訂版）事例集, 2017.3
- 1.15) 渋谷 泉, 松留眞一郎, 前川秀幸, 藤田香織：木造接合部におけるほぞ差込み栓の耐力評価法に関する実験研究, 日本建築学会構造系論文集, 第 601 号, pp. 99-104, 2006. 3
- 1.16) 平坂継臣, 井上正文：木造込栓仕口部の引抜き強度に関する実験的研究, 日本建築学会構造系論文集, 第 603 号, pp. 93-98, 2006. 5
- 1.17) 早崎洋一, 荘所直哉, 三芳紀美子, 大橋好光：差鴨居構法の強度性能に関する研究：その 10 差鴨居構法のほぞ差し込栓止め接合部の引張実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集（東北）, C-1, pp. 507-508, 2009.8
- 1.18) （一社）日本建築学会：木質構造接合部設計マニュアル, 2009.11

- 1.19) 福山 弘, 稲山正弘, いわさきさん : 木栓 2 面せん断接合に関する設計手法の提案, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (中国), 構造Ⅲ, pp. 319-320, 2008.7
- 1.20) T. Van der Put, A. Leijten : Evaluation of perpendicular to grain failure of beams caused by concentrated loads of joints, Proceedings of 33rd Meeting of CIB-W18, Paper 33-7-7, 2000.8
- 1.21) 松本拓也, 多幾山法子, 林 康裕 : 柱-差鴨居接合部の力学特性に関する実験的研究, 日本建築学会構造系論文集, 第 77 巻, 第 675 号, pp. 747-754, 2012. 5
- 1.22) 花里利一, 森田仁彦, 柳澤孝次 : 伝統的木造建築の構造性能評価 その 5 柱-差鴨居接合部の力学モデルの検討, 日本建築学会学術講演梗概集.C-1, pp. 221-222, 2002.8
- 1.23) 渋谷朋典, 瀧野敦夫, 功刀厚志, 宮本裕司 : 三次元有限要素解析を用いた伝統木造建物の耐震性能評価, 日本建築学会近畿支部研究報告集, pp. 297-300, 2014.5
- 1.24) 佐藤 宙, 宮本慎宏 : 柱-水平材接合部の引張性能が土塗垂壁を有する木造軸組架構の耐震性能に及ぼす影響, 日本建築学会構造系論文集, 第 87 巻, 第 798 号, pp. 759-769, 2022.08

第2章 通し柱を有する軸組架構の接合部の力学特性把握のための静的水平加力実験

2.1 はじめに

近年、1995年兵庫県南部地震や2007年新潟県中越沖地震、2016年熊本地震等の直下型地震によって、伝統木造建築を含む多くの木造建物が崩壊している。これを受けて木造建物の耐震診断および耐震補強が進められている。伝統木造建築の設計および耐震診断・補強においては、耐震性の評価に限界耐力計算を用いるのが主流となっている。複数層を有する伝統木造建築の限界耐力計算では、各層の耐震要素の復元力特性を層ごとに独立したものとして評価し、各層の地震時変形角を算定する手法がとられている場合が多い^{2.1)}ほか。

筆者の所属する研究室では、伝統木造軸組架構の大変形静的加力実験を多数実施し、伝統木造軸組架構の耐震性能を明らかにしてきた。その中で、通し柱を有する2層軸組架構の各層の剛性・変位分布により破壊モード・各層の復元力特性が異なることを示している^{2.2)}。すなわち、前述した各層の復元力特性を層ごとに独立したものとして評価する現在の限界耐力計算の方法には改善の余地があるものと考えられる。今後、伝統木造軸組架構における破壊モード・各層の復元力特性と各層の剛性・変位分布との関係を明らかにし、建物ごとに復元力特性を適切に評価し、建物の耐震性評価の手段である限界耐力計算に反映することが望まれる。

一方、筆者の所属する研究室で用いている既往の加力システムは、軸組架構の頂部のみへの加力を行うシステムであるため、2層軸組架構の中間層への加力ができず、任意の変位分布を与えられない課題があった。本章では、2層軸組架構の頂部と中間層に同時に水平荷重を加えることができる加力システムを開発し、加力実験を行った結果について述べる。

まず最初に、開発した2層加力システムの特徴と従来システムと比しての有効性を示す。次に、加力実験の結果を示す。加力実験においては、2層の伝統木造軸組架構について、異なる接合部仕様について各層の変形分布を変化させた実験を行っており、その結果得られた部材応力・復元力特性等について述べるとともに、破壊性状について考察を加える。

2.2 2層伝統木造軸組架構の加力システムの開発

2.2.1 開発の背景とシステムの特徴

2層軸組架構においては、各層の剛性・変位分布により破壊モードや各層の復元力特性が異なる。2層軸組架構において1層・2層の剛性・変位分布が異なる場合の例として、以下が挙げられる。

- ・当該軸組架構の構面内のいずれかの層に土壁などの剛性の高い耐震要素が存在する。
- ・隣接する架構の構面内のいずれかの層に土壁などの剛性の高い耐震要素が存在し、当該架構が水平構面を介して連結されることにより、各層の剛性・変位分布が異なる。

上記例のイメージを図 2-1 に示す。

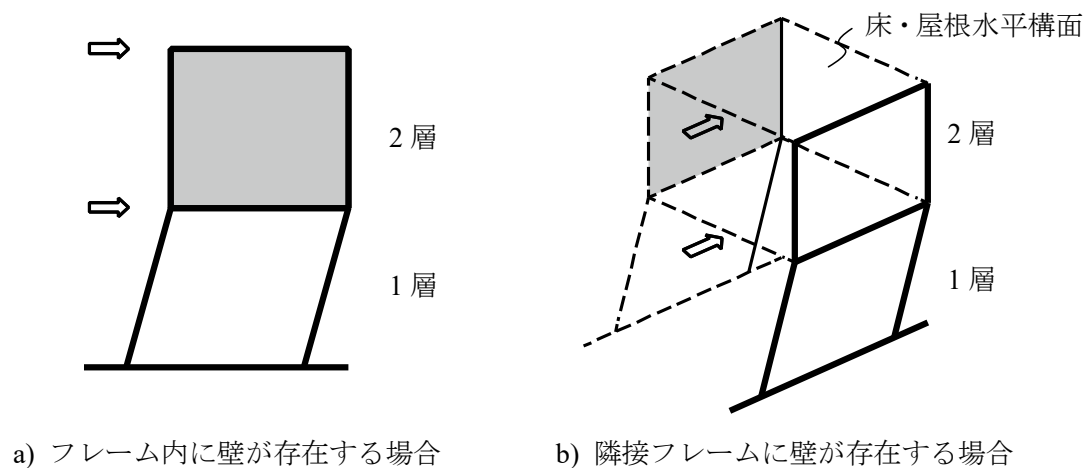
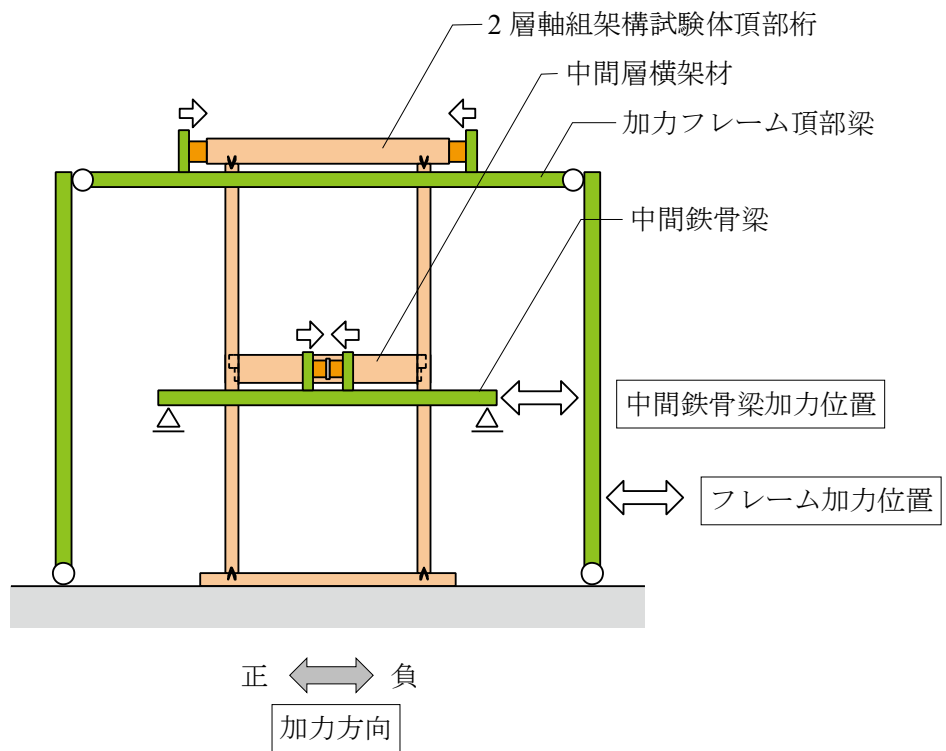


図 2-1 2層軸組架構における層の剛性と変位分布の例

筆者の所属する研究室では、2層軸組架構において、2層のみ壁を設けるなど各層の剛性・変位分布が異なる架構の加力実験を実施してきたが、実験に用いてきた加力システムは軸組架構の頂部のみへの加力を行うシステムであるため、2層軸組架構の中間層に水平荷重を加えることができず、任意の変位分布を与えられないという課題があった。この課題に対し、2層軸組架構の頂部・中間層同時に水平荷重を加えることができる加力システムを開発した。加力システムの全体概要を図 2-2 に、全体写真を写真 2-1 に、各部詳細を図 2-3 に示す。この加力システムの特徴は以下の通りである。

- ・ 軸組架構頂部への加力については、中川他^{2,2)}で報告されている柱脚・柱 - 梁接合部をピン接合とした加力フレーム全体が変形することで試験体を加力する既往の加力システムを用いる。
- ・ 加力フレームは、試験体を挟んで2列の鉄骨柱梁フレームで構成される。試験体軸組架構の頂部桁への加力は、試験体頂部桁の両端と加力フレーム頂部梁とをロードセルを介して接続し、加力フレーム頂部梁の変形を試験体頂部桁に伝える。加力に際して試験体頂部桁の上下方向の変形は拘束しないディテールとし、試験体フレームの水平変形に伴う上下方向の動きが妨げられないようにしている。
- ・ 軸組架構中間層の加力については、試験体の中間層横架材両側面に貫通ボルトで取り付けられたリブ付きの鋼板をロードセルで押すことで加力する。この加力方法により横架材材端に軸力が生ずるようにしている。ロードセルが固定された中間鉄骨梁を加力が水平を保つようにローラー支持し、ストローク 1 m の油圧ジャッキを用いて押し引きする。頂部桁と同様に中間層横架材の沈み込み・浮上りを妨げないディテールとし、加力装置の各部材には十分な剛性を与えている。また、ロードセルと鋼板の接触面の面積を小さくし、中間層横架材の回転の拘束が生じないようにしている。
- ・ 加力の制御については、頂部変位を手動制御とし、頂部変位と中間層変位の比が一定になるように中間層変位を自動で制御する。頂部変位と中間層変位の比は任意に設定することができる。

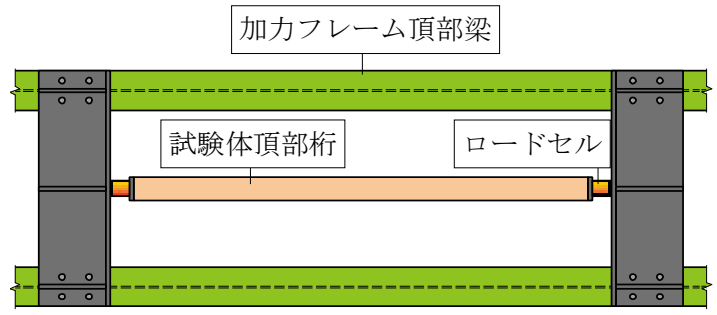


- | | | | |
|---|-----------|---|---------------|
| ○ | : ピンジョイント | — | : 鉄骨フレーム |
| △ | : ローラー支持 | ⇄ | : ジャッキによる加力位置 |
| ■ | : ロードセル | ⇄ | : 試験体加力位置 |

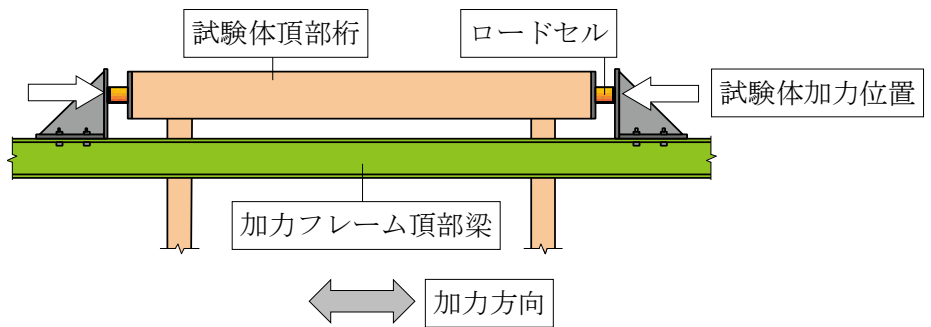
図 2-2 加力システム全体概要図



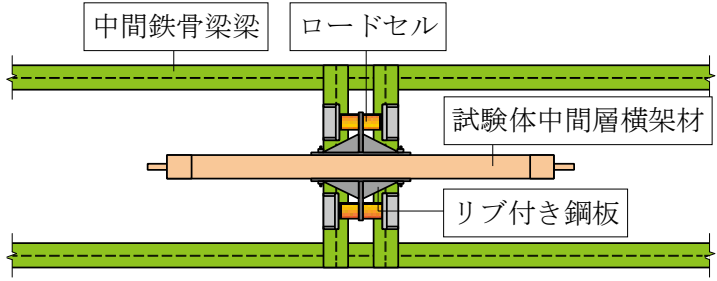
写真 2-1 加力システム全体写真



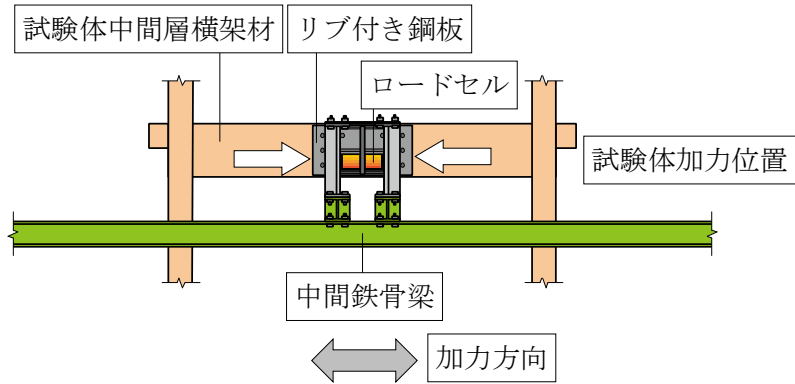
a) 頂部加力部平面図



b) 頂部加力部側面図



c) 中間層加力部平面図



d) 中間層加力部側面図

図 2-3 加力システム詳細図

2.2.2 開発システムの優位性

今回開発したシステムの従来システムと比しての優位性は以下の通りである。

- ・ 架構全体の変形角，1 層層間変形角ともに $1/5\text{rad}$ 以上にいたる大変形の加力が可能である。
- ・ 質量が集中する床位置に任意の慣性力に相当する外力を加力できる。
- ・ 任意の変形分布を与えることが可能である。
- ・ 通し柱の効果を評価できる。
- ・ 差鴨居等の水平材に軸力（特に引張力）が作用した状態で，柱-水平材接合部に曲げを加えることができる。柱-水平材接合部の曲げモーメント-回転角関係を評価するうえで軸力の効果を考慮できる。
- ・ 本稿で示す 2 層軸組架構以外にも，例えば大垂壁付き架構の部材の応力状態を，壁を構築しなくても模擬することができる。

2.3 2層伝統木造軸組架構の静的水平加力実験

2.3.1 実験の目的

今回開発した加力システムを用いて、2層の伝統木造軸組架構の加力実験を行った。実験の目的は、以下の3つである。

- ①開発した加力システムの動作確認
- ②変形分布が架構の復元力・応力・挙動に与える影響の定性的な把握
- ③柱-梁接合部の違いによる架構の復元力・応力・挙動の違いの把握

2.3.2 試験体

試験体の立面図を図 2-4 に示す。試験体の軸組は澁谷他^{2,3)}と同様の軸組で壁のない1スパン・2層の軸組試験体を用いた。試験体の軸組は、柱・桁・差鴨居・土台から構成される。スパンは1,820mm、試験体高さは3,870mmである。柱は通し柱とし、中間層の梁は差鴨居を想定した。差鴨居の柱との接合はほぞ差しとしている。柱と土台および桁との接合は短ほぞ差しとし、両面からVP金物で留める仕様とする。本加力実験では、差鴨居の接合形式として、鼻栓・込栓の2種類のタイプの接合形式を採用し、それぞれのケースの復元力・応力・挙動の違いの把握を行うこととした。ここでは、接合部が鼻栓の場合を試験体H、込栓の場合を試験体Kとする。鼻栓・込栓それぞれのほぞ形状を図 2-5 に示す。構成部材の材種、断面寸法および材料定数を表 2-1 に示す。柱および土台にはスギ、頂部桁および差鴨居にはベイマツ、栓にはカシを用いた。材料定数は、文献^{2,4)}の回帰式により各部材の密度を用いて推定している。密度は各部材について計測した重量および寸法から算定した。

なお、本稿では、図 2-1 の試験体の右側の柱を「右柱 (Rc)」, 左側の柱を「左柱 (Lc)」と呼ぶ。後述するように、加力方向に対する柱位置によって柱の負担せん断力や折損時の曲げ耐力が異なるため、加力方向側の柱を「前柱」、加力方向と逆側の柱を「後柱」とする。

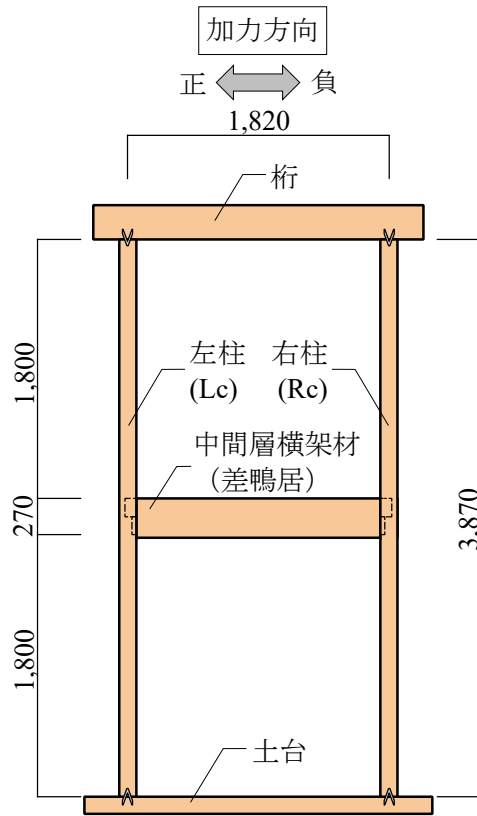


図 2-4 試験体立面図 (試験体 K)

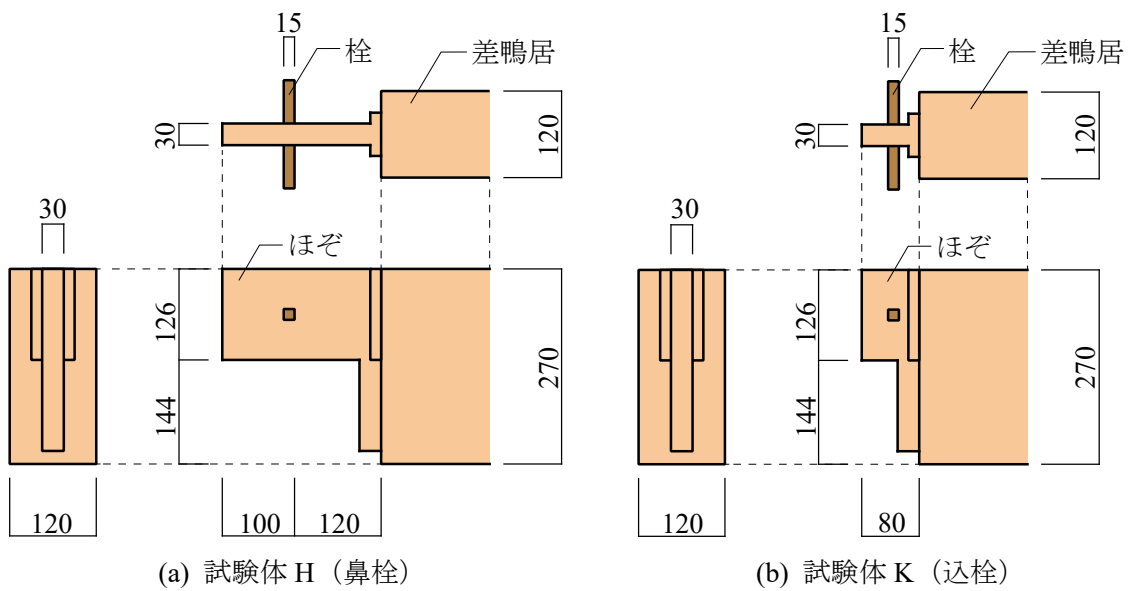


図 2-5 接合部ほぞ・栓詳細図

表 2-1 試験体構成部材の材種, 断面寸法および材料定数

試験体	部材		樹種	部材断面 (mm)	密度 (g/cm ³)	曲げ ヤング係数 (kN/mm ²)	曲げ強度 (kN/mm ²)
H (鼻栓)	柱	左柱	スギ	120×120	0.44	8.14	68.1
		右柱		120×120	0.43	8.00	66.8
	桁		ベイマツ	240×120	0.58	10.1	87.4
	差鴨居		ベイマツ	270×120	0.61	10.4	90.7
	土台		スギ	120×120	0.40	7.59	62.7
K (込栓)	柱	左柱	スギ	120×120	0.49	8.90	75.6
		右柱		120×120	0.46	8.48	71.5
	桁		ベイマツ	240×120	0.51	9.13	77.9
	差鴨居		ベイマツ	270×120	0.58	10.1	87.2
	土台		スギ	120×120	0.44	8.18	68.5

2.3.2 加力・計測方法

水平方向の加力スケジュールを表 2-2 に示す。加力スケジュールは、図 2-6 に示すように、試験体の 1 層（下層）・2 層（上層）に与える層間変形角の比率として、① 1:1, ② 1:0.5, ③ 1:0, ④ 1:0.25 の 4 つのパターンを設定し、それぞれの比率に応じて層間変形角を与えている。1:0.25 のパターンについては、1 層の層間変形角が 1/20 を超える大変形時の層間変形角比として設定している。実構造物の大変形時の挙動では、一方向への変形の過程で部材の塑性化により各層の変形分布が変化したが、今回は 2.3.1 に示した実験の目的に対し考察・説明を容易にするために、1 層と 2 層の変形比率を一定とした加力を行った。

加力は正負交番 2 回繰り返す加力とする。なお、加力方向は紙面向かって左を正とする。鉛直方向の加力として、文献 2.3)と同様に試験体柱頂部から治具を介してタイロッドにより錘をぶら下げるにより、積載重量に相当する 25.7kN の柱軸力を加えている。

計測は、頂部変位・中間層変位・接合部変位・各層せん断力および軸組部材の応力について行った。計測の状況を図 2-7 に示す。軸組部材の応力については、部材にひずみゲージを貼り付け、計測したひずみの値より応力状態を把握する。ひずみゲージについては、部材が弾性範囲にあると考えられる位置に貼り付けるため、塑性化・残留ひずみに対する補正は行わない。1 層層間変形角 R_1 は、中間層の水平変位を 1 層の柱高さ (=1,800mm) で除した値とする。2 層層間変形角 R_2 は、上部と中間層の水平変位の差を 2 層の柱高さ (=1,800mm) で除した値とする。1 層層せん断力 Q_1 は、1 層の右柱・左柱のせん断力の和とし、2 層層せん断力 Q_2 は、2 層の右柱・左柱のせん断力の和とする。柱のモーメントは、計測したひずみにより算出する。各柱のせん断力は、柱のモーメントにより算出する。

表 2-2 加カスケジュール

変形角比率 $R_1 : R_2$	各層層間変形角		加力番号
	R_1 (rad)	R_2 (rad)	
1 : 0.5	$1/120 = 8.33 \times 10^{-3}$	$1/240 = 4.17 \times 10^{-3}$	①
	$1/100 = 1.00 \times 10^{-2}$	$1/200 = 5.00 \times 10^{-3}$	②
	$1/75 = 1.33 \times 10^{-2}$	$1/150 = 6.67 \times 10^{-3}$	③
		$1/100 = 1.00 \times 10^{-2}$	④
1 : 1	$1/50 = 2.00 \times 10^{-2}$	$1/50 = 2.00 \times 10^{-2}$	⑤
1 : 0		0 = 0.00	⑥
1 : 0.5	$1/30 = 3.33 \times 10^{-2}$	$1/60 = 3.33 \times 10^{-2}$	⑦
	$1/20 = 5.00 \times 10^{-2}$	$1/40 = 2.50 \times 10^{-2}$	⑧
		$1/20 = 5.00 \times 10^{-2}$	⑨
1 : 0	$1/20 = 5.00 \times 10^{-2}$	0 = 0.00	⑩
		$1/80 = 1.25 \times 10^{-2}$	⑪
1 : 0.25	$1/15 = 6.67 \times 10^{-2}$	$1/60 = 1.67 \times 10^{-2}$	⑫
	$1/10 = 1.00 \times 10^{-1}$	$1/40 = 2.50 \times 10^{-2}$	⑬
	$1/6.67 = 1.50 \times 10^{-1}$	$1/26.7 = 3.75 \times 10^{-2}$	⑭

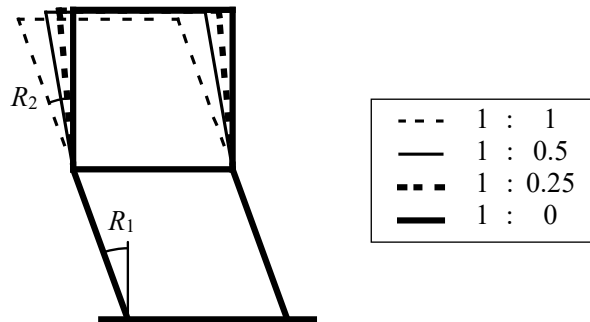


図 2-6 1 層層間変形角 R_1 に対する 2 層層間変形角 R_2 の比

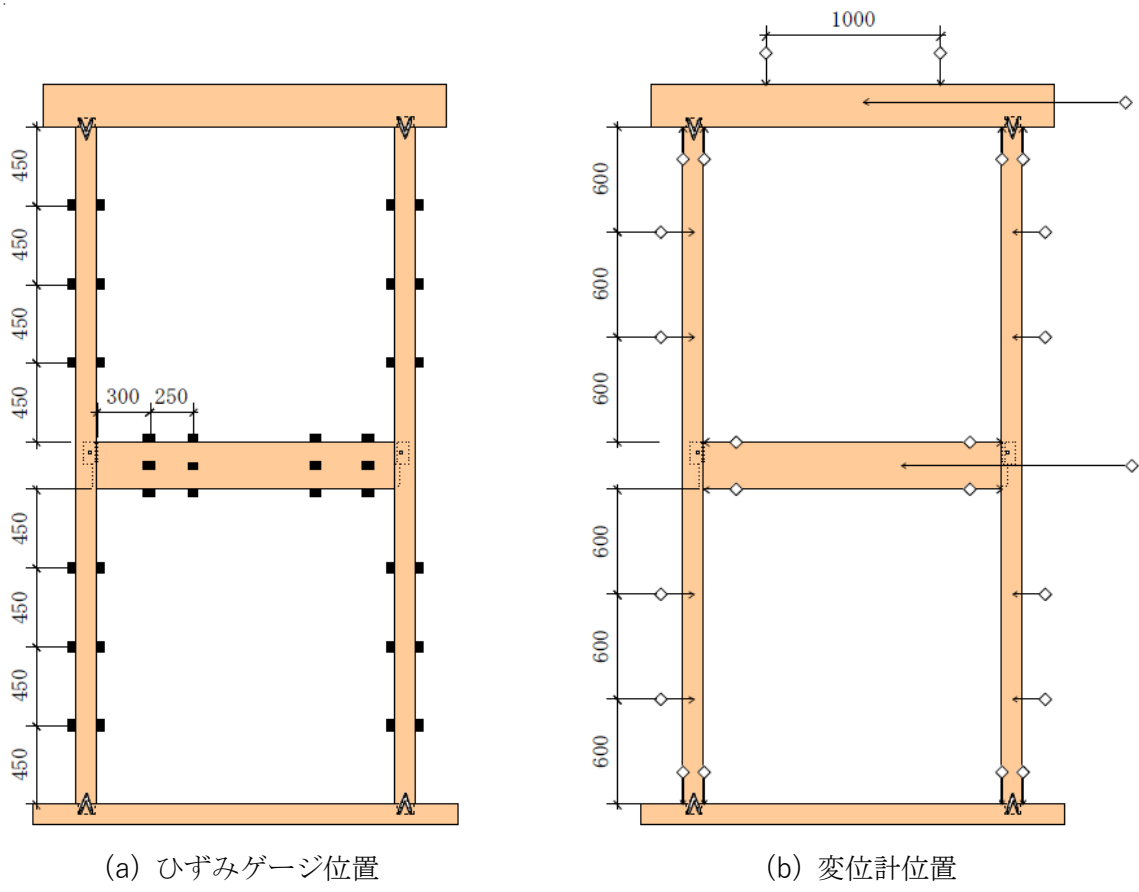


図 2-7 計測計画

2.3.3 加力システムの性能確認

写真 2-2 に開発したシステムを用いた加力状況を示す。まず、目標とする変形分布を制御した加力を実施できていることを確認するために、目標とした変形分布 ($R_1:R_2=1:1, 1:0.5, 1:0.25, 1:0$) ごとに 1 層層間変形角 R_1 と 2 層層間変形角 R_2 の関係を確認した結果を図 2-8 に示す。ここでは、1 層の層間変形角 $R_1=1/20\text{rad}$ の加力時の結果を図示している。加力の全域にわたり、1 層の層間変形角に対し 2 層の層間変形角は目標とした比率となっており、今回開発したシステムによって目標とした変形分布で制御して加力ができていることが分かる。



写真 2-2 加力状況 (試験体 H, 正方向)

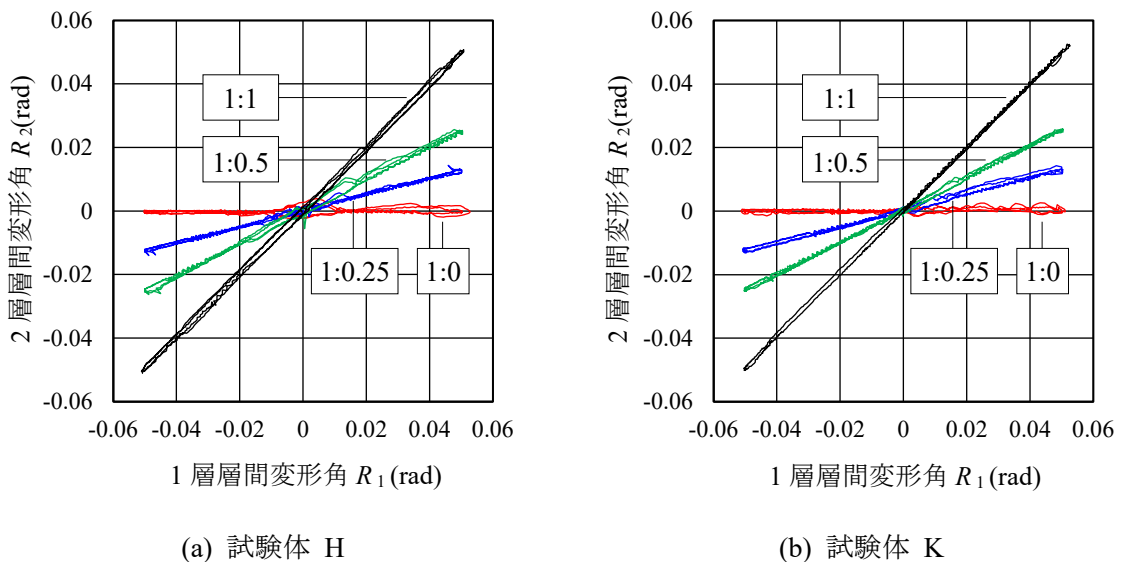


図 2-8 1 層層間変形角 R_1 と 2 層層間変形角 R_2 の関係 ($R_1=1/20$ 加力)

2.4 架構の復元力特性

2.4.1 架構の復元力特性

(1) 応力状態

$R_1=1/20\text{rad}$ 正側加力時の柱のモーメント図を図 2-9 および図 2-10 に示し、図中には、モーメントより求めた柱のせん断力およびロードセルより計測した外力をあわせて示す。同図では、 $R_1:R_2=1:1$, $1:0.5$, $1:0$ のケースを示している。なお、各応力値は、 $R_1=1/20\text{rad}$ 正側 1 回目加力時の 1 層の層せん断力 Q_1 (2 本の柱のせん断力の合計) が最大となるステップの応力を表記する。同図より、 $R_1:R_2=1:1$ では中間層に外力が殆ど作用していない一方、 $R_1:R_2=1:0.5$, $R_1:R_2=1:0$ と変形分布を変化させるにつれて中間層の外力が大きくなり、2 層に逆せん断力が生じていることが分かる。更に、差鴨居上下端の柱のモーメントも増大している。また、試験体による差異については、同じ変形量に対して込栓の試験体 K のほうが鼻栓の試験体 H と比較して約 10%程度層せん断力が大きくなっており、剛性が高い結果となっている。なお、図 2-9 および図 2-10 ではロードセルにより計測した外力とひずみゲージより算定した層せん断力に、例えば試験体 H の $R_1:R_2=1:1$ のとき約 70%の誤差が生じているが、積載重量による P- Δ 効果を考慮すればすべての変形分布の外力と層せん断力の誤差は 10%以内に収まることを確認している。

今回の実験では、例えば同じ 1 層の層間変形角 $R_1=1/20\text{rad}$ 加力においても⑧ $R_1:R_2=1:0.5$ ⑨ $R_1:R_2=1:1$ ⑩ $R_1:R_2=1:0$ の順で载荷を行っている。この载荷履歴が各载荷ケースでの架構の応力に影響を与える可能性が考えられる。これについては、例えば接合部の曲げモーメントについて、2.5.1 項で後述するように加力の順序によって抵抗力を発揮できない場合もあり、主に接合部の応力について载荷履歴が架構の応力に影響を与えることが考えられる。

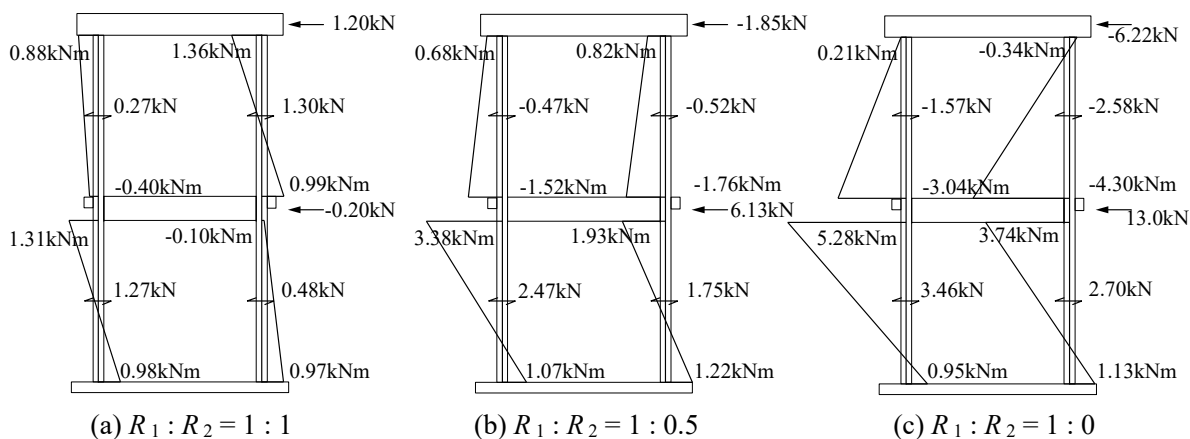


図 2-9 柱曲げモーメント・せん断力図 (試験体 H, $R_1 = 1/20(\text{rad})$ 正加力時)

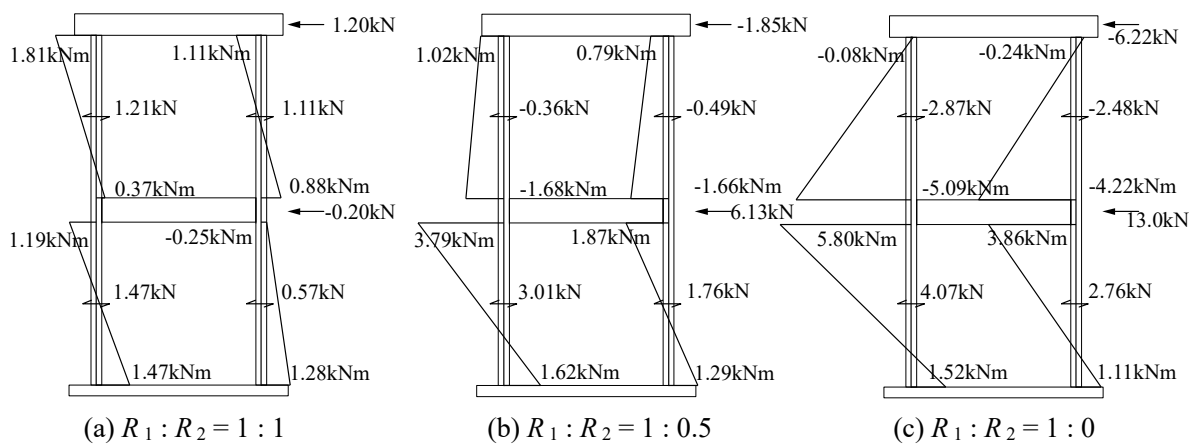
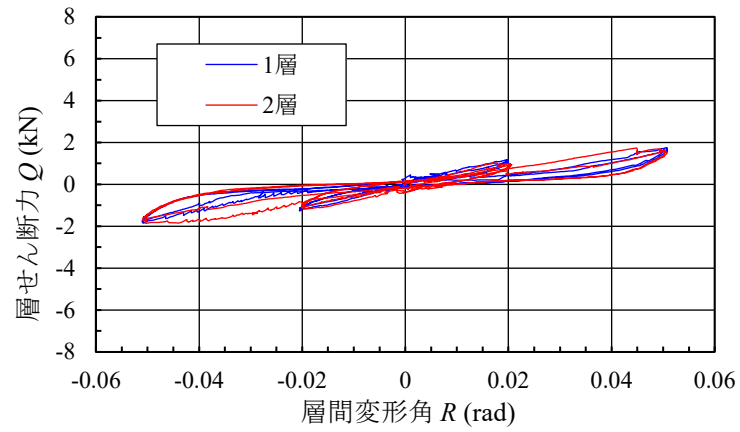


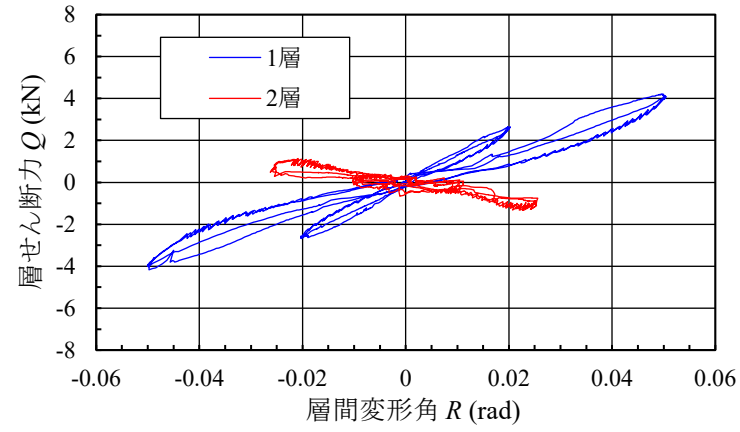
図 2-10 柱曲げモーメント・せん断力図 (試験体 K, $R_1 = 1/20(\text{rad})$ 正加力時)

(2) 復元力特性と層せん断力

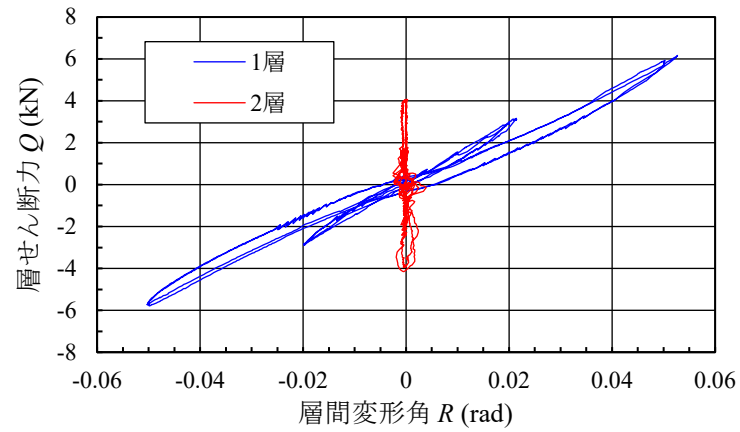
図 2-11 および図 2-12 に、加力試験の結果得られた軸組架構の復元力特性を示す。また、正側加力時に各層が負担している層せん断力 Q_1 , Q_2 を変形分布に分けて図 2-13 および図 2-14 に示す。図 2-11 および図 2-12 では、4 つの変形分布の制御を行ったうち、 $R_1=1/50 \text{ rad}$, $1/20 \text{ rad}$ の結果を示す。これらの図からわかるように、1 層層間変形角 R_1 が同じであっても、2 層層間変形角 R_2 が異なることによって Q_1 と Q_2 は変化する。 $R_1:R_2=1:0$ のときの Q_1 が一番大きく、 $R_1:R_2=1:1$ のときの Q_1 が一番小さい。一方、 $R_1:R_2=1:1$ のとき、 Q_2 と Q_1 は概ね等しいが、 $R_1:R_2=1:0.5$ のとき、 Q_2 は逆せん断力となる。さらに $R_1:R_2=1:0$ のとき、 Q_2 の逆せん断力が更に大きくなる。なお、2 層の Q_2 が逆せん断力となる $R_1:R_2=1:0.5$ の時のグラフ図 2-11(b) および図 2-12(b) と、 $R_1:R_2=1:0$ の復元力特性のグラフ図 2-11(c) および図 2-12(c) においては、1 層目の加力が正でループが第一象限にある場合には、2 層目のループは第四象限あるいは Y 軸の負側にあり、1 層目の加力が負でループが第三象限にある場合には、2 層目のループは第二象限あるいは Y 軸の正側にあることに注意が必要である。試験体による差異については、図 2-9 と図 2-10 の比較により、込栓の試験体 K のほうが、同じ変形量に対して約 10% 程度層せん断力が大きい結果となっている。



(a) $R_1 : R_2 = 1 : 1$

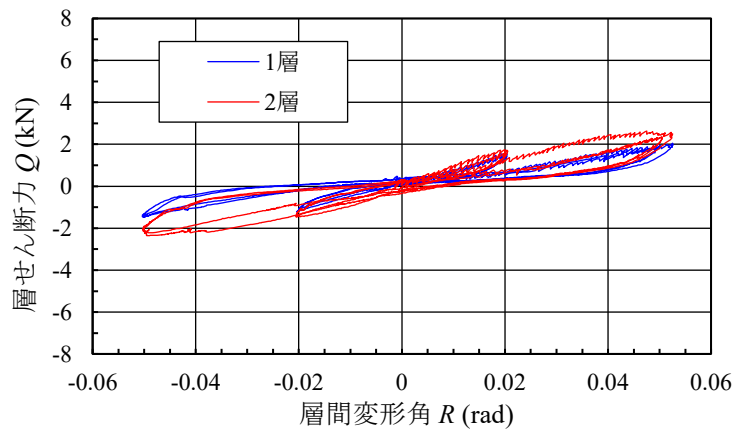


(b) $R_1 : R_2 = 1 : 0.5$

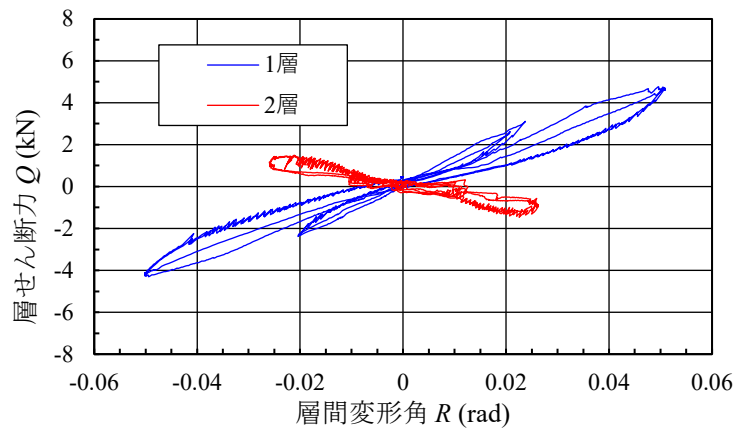


(c) $R_1 : R_2 = 1 : 0$

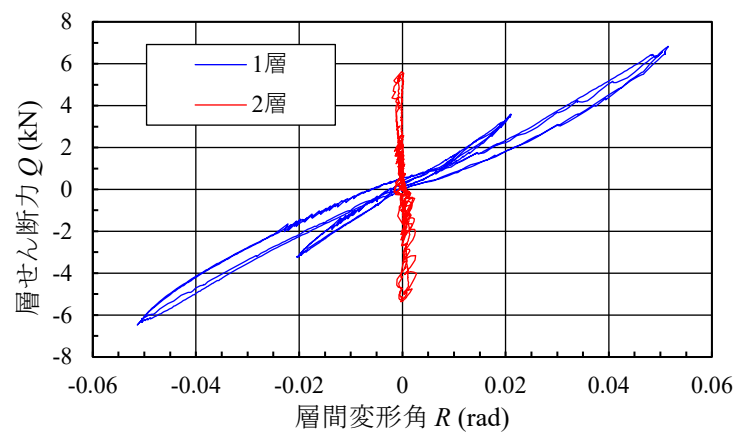
図 2-11 各層の復元力特性 (試験体 H)



(a) $R_1 : R_2 = 1 : 1$

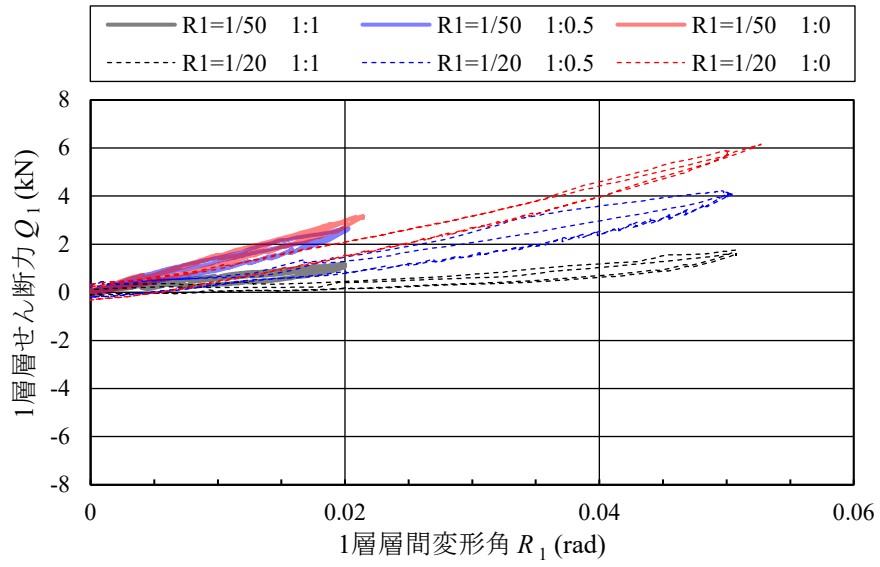


(b) $R_1 : R_2 = 1 : 0.5$

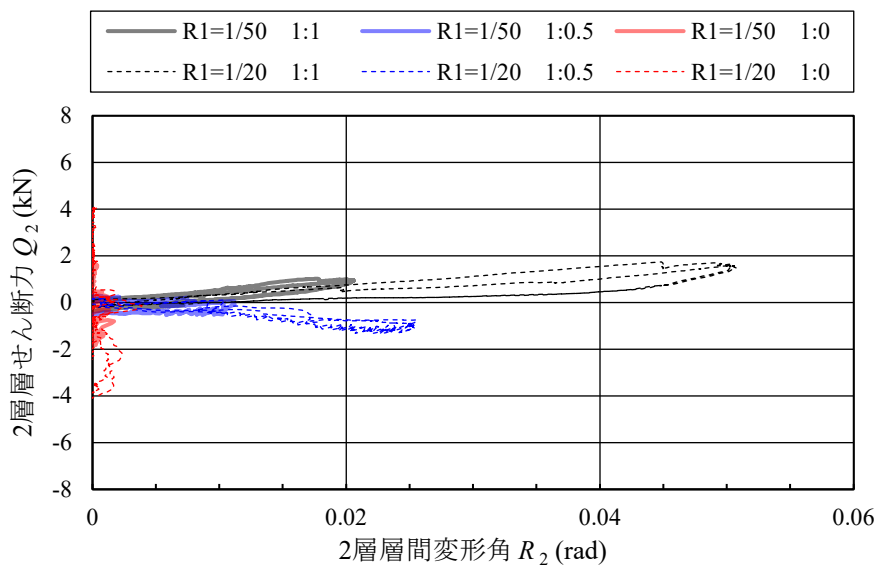


(c) $R_1 : R_2 = 1 : 0$

図 2-12 各層の復元力特性 (試験体 K)

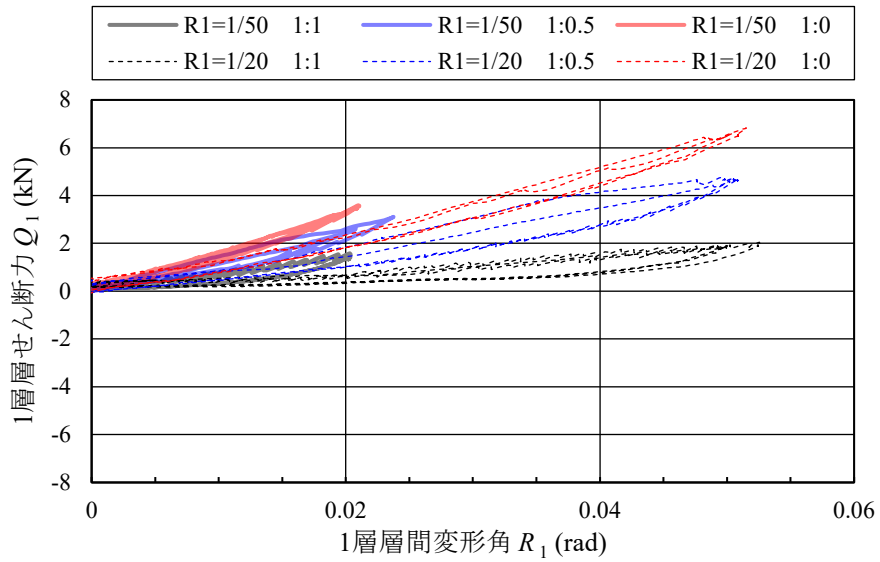


(a) 1 層

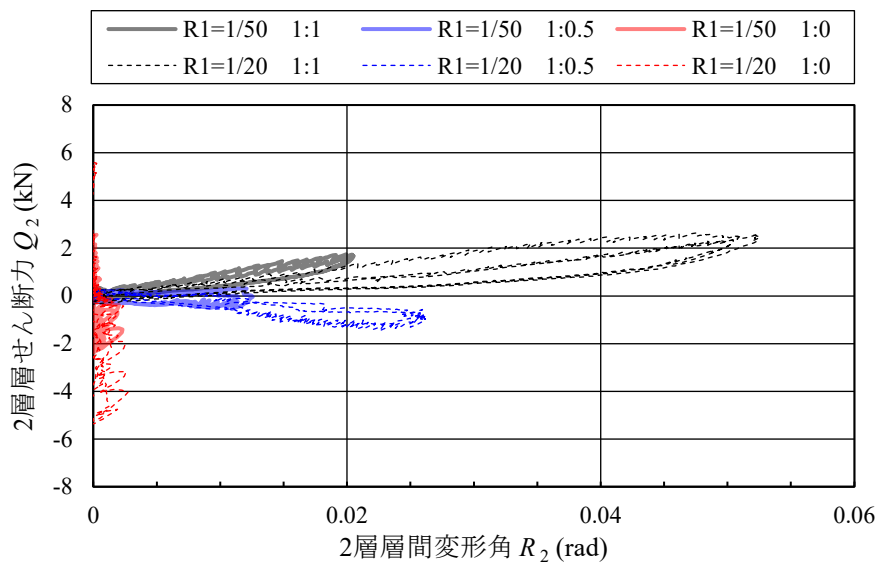


(b) 2 層

図 2-13 Q_1 と R_1 , Q_2 と R_2 の関係 (試験体 H)



(a) 1層

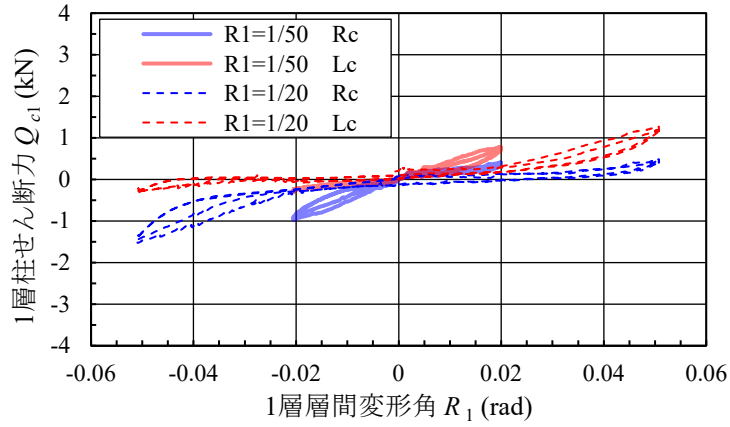


(b) 2層

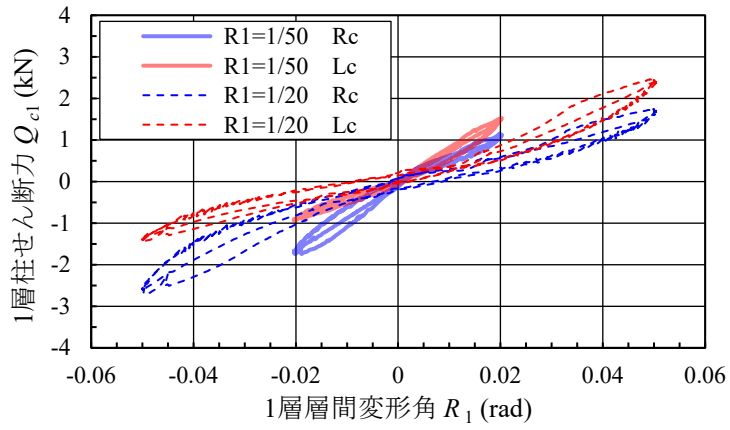
図 2-14 Q_1 と R_1 , Q_2 と R_2 の関係 (試験体 K)

(3) 柱の負担せん断力

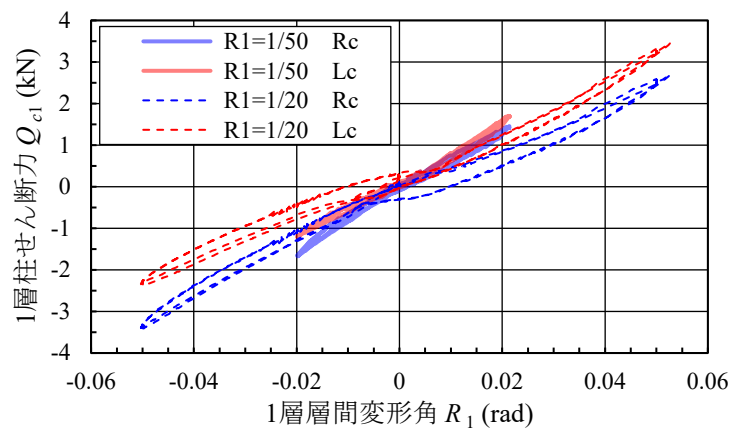
柱位置による層せん断力の分担の状況を確認するために、1層・2層の層間変形角の比率ごとの1層の右柱（Rc）・左柱（Lc）の負担せん断力を図 2-15 および図 2-16 に示す。図中では、1層の層間変形角が 1/50 の場合と 1/20 の場合をあわせて示す。同図より、変形分布にかかわらず前柱（加力方向が正：右→左の場合の左柱，加力方向が負：左→右の場合の右柱）の負担せん断力が後柱に比べて大きいことが分かる。



(a) $R_1 : R_2 = 1 : 1$

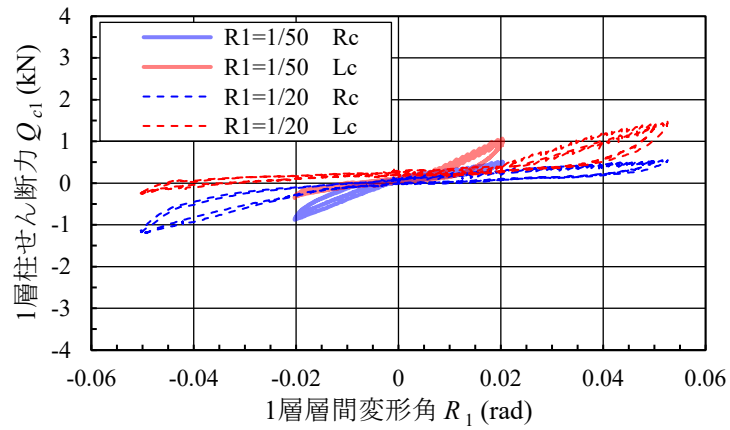


(b) $R_1 : R_2 = 1 : 0.5$

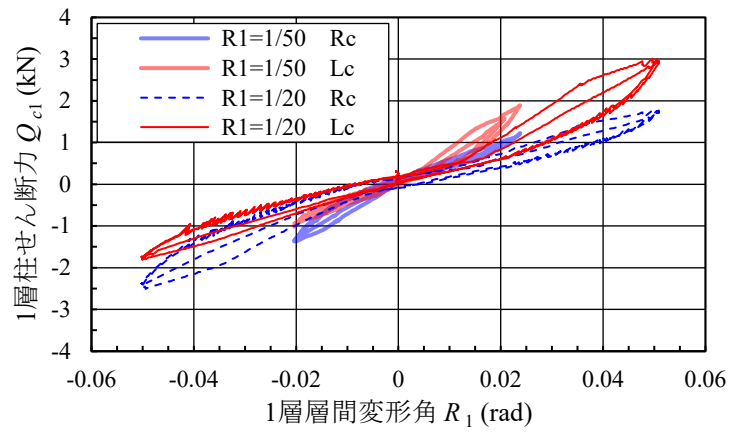


(c) $R_1 : R_2 = 1 : 0$

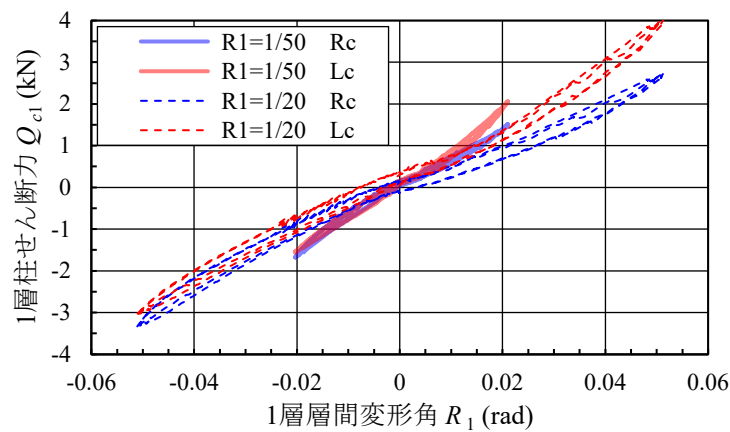
図 2-15 1 層柱せん断力 Q_{c1} と 1 層層間変形角 R_1 の関係 (試験体 H)



(a) $R_1 : R_2 = 1 : 1$



(b) $R_1 : R_2 = 1 : 0.5$



(c) $R_1 : R_2 = 1 : 0$

図 2-16 1 層柱せん断力 Q_{c1} と 1 層層間変形角 R_1 の関係 (試験体 K)

2.5 接合部の復元力特性

2.5.1 接合部曲げモーメント－回転角関係

本項では、接合部曲げモーメント M_c と接合部回転角 θ の関係を示す。ここで、接合部回転角 θ は、図 2-17 に示すように、差鴨居上端と下端における柱からの水平変位差 $x_L - x_U$ を差鴨居のせい D で除した値とし、反時計回りを正とする。また、接合部曲げモーメント M_c は、差鴨居上端と下端位置における柱の曲げモーメントの差とし、右柱では差鴨居の下面が引張側となる場合を正とする。

接合部回転角 θ と 1 層層間変形角 R_1 の関係を図 2-18 および図 2-19 に示す。同図より、 θ は $R_1 : R_2 = 1 : 1$ のときに R_1 に概ね等しく、 R_1 より R_2 が小さい変形分布ほど R_1 に比べて θ が小さくなるのが分かる。また、前柱に比べて後柱の θ がやや大きいことも確認できる。次に、図 2-20 に、試験体 K の $1/20\text{rad}$ 時について、縦軸に前柱の接合部回転角 θ と 1 層層間変形角 R_1 の比 θ / R_1 を、横軸に 1 層層間変形角 R_1 と 2 層層間変形角 R_2 の比 R_2 / R_1 をとり、各値をプロットしたグラフを示す。グラフ中には、各値から導いた回帰式もあわせて示す。 θ / R_1 は、柱が前柱となった時 1 層の層間変形角 R_1 が最大あるいは最小となった時の接合部回転角 θ を R_1 で除したものである。グラフより、 θ / R_1 と R_2 / R_1 はほぼ線形関係にあることがわかる。

次に、 $R_1 = 1/50\text{rad}$ 時と $R_1 = 1/20\text{rad}$ 時の、右柱の接合部曲げモーメント M_c と接合部回転角 θ の関係を図 2-21 および図 2-22 に示す。繰り返し载荷に対し、履歴はスリップ状の履歴を示し、 $R_1 = 1/20\text{rad}$ のときは $R_1 = 1/50\text{rad}$ と異なり θ が原点付近では M_c は概ね 0 である。これは、 $1/50\text{rad}$ 以前の加力によりめり込みが生じて、抵抗力を發揮できないためと考えられる。また、同じ θ であっても R_1 より R_2 が小さい変形分布ほど M_c も小さくなるのが分かる。そして、図 2-21 および図 2-22 の (a), (b) では、右柱が前柱となる時（負加力時： R_1 が負となる時）は、右柱が後柱となる時（正加力時： R_1 が正となる時）に比べて M_c が大きくなるのが確認できる。また、図 2-23 に試験体 K における接合部曲げモーメント M_c と 1 層層間変形角 R_1 の関係を示す。同図(g)では、 $R_1 = 1/50\text{rad}$ 時と $R_1 = 1/20\text{rad}$ 時の加力④～⑥・⑧～⑩の結果を重ね合わせて示す。同図(e), (f)より、1 層層間変形角 R_1 と 2 層層間変形角 R_2 の比 R_2 / R_1 が 0 になると、他の変形比より発生する曲げモーメントが小さくなっている。 $R_2 / R_1 = 1$ のケース（加力⑤・⑨）に比して $R_2 / R_1 = 0.5$ （加力④・⑩）のケースのほうが発生する曲げモーメントが大きくなっているが、これは $R_2 / R_1 = 0.5$ のケース（加力④・⑩）を先に加力し、 $R_2 / R_1 = 1$ のケース（加力⑤・⑨）を次に加力したため $R_2 / R_1 = 1$ のケース（加力⑤・⑨）では抵抗力を發揮できなかったためと考えられる。この詳細な理由については、6.2.2 項で後述する。また、図 2-23 に示されるように、後柱となる時には接合部曲げモーメントは、 $R_1 = 1/50, 1/20\text{rad}$ 加力のいずれにおいても、0 に近い小さな値となるのがわかる。

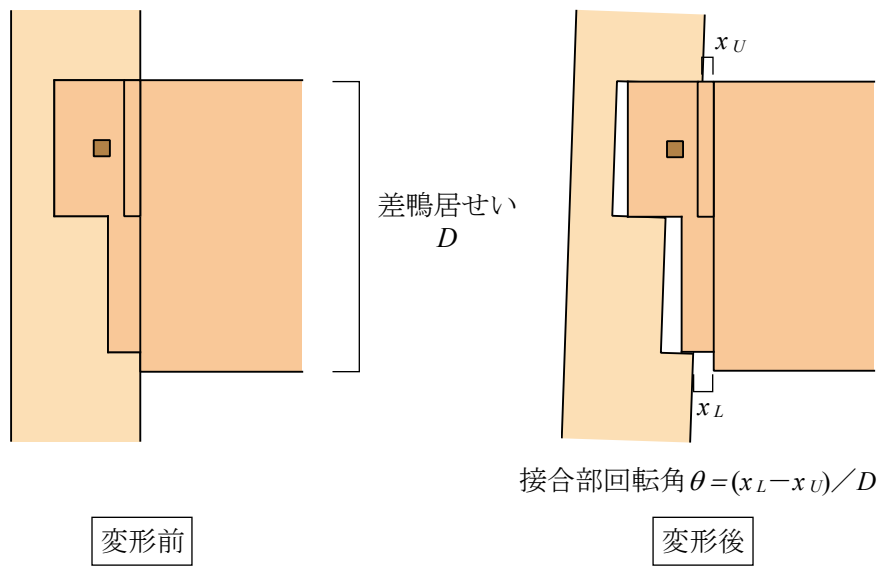
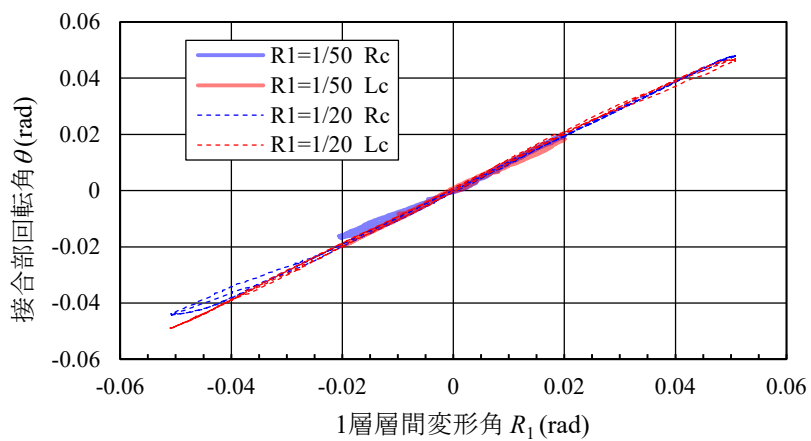
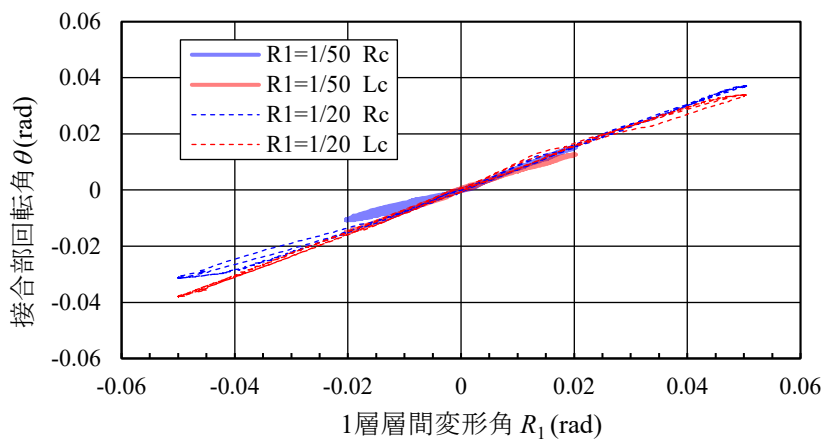


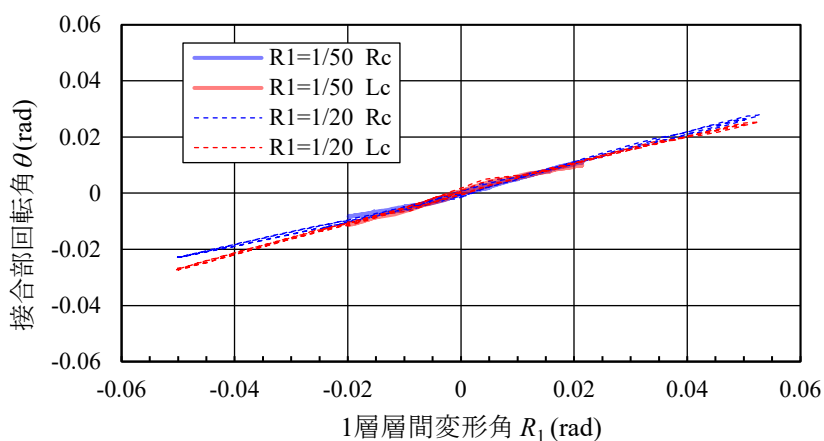
図 2-17 接合部回転角の定義



(a) $R_1 : R_2 = 1 : 1$

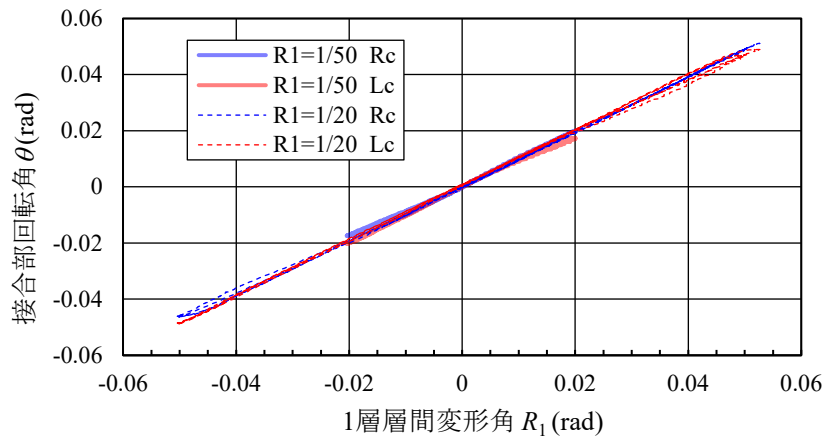


(b) $R_1 : R_2 = 1 : 0.5$

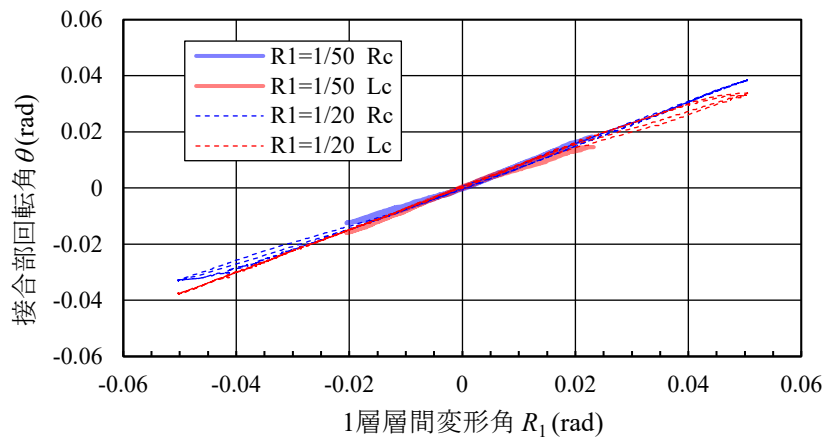


(c) $R_1 : R_2 = 1 : 0$

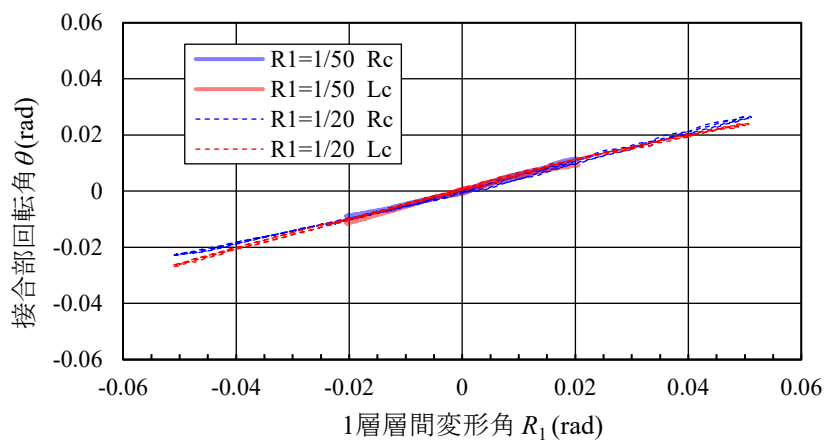
図 2-18 接合部回転角 θ と 1 層層間変形角 R_1 の関係 (試験体 H)



(a) $R_1 : R_2 = 1 : 1$



(b) $R_1 : R_2 = 1 : 0.5$



(c) $R_1 : R_2 = 1 : 0$

図 2-19 接合部回転角 θ と 1 層層間変形角 R_1 の関係 (試験体 K)

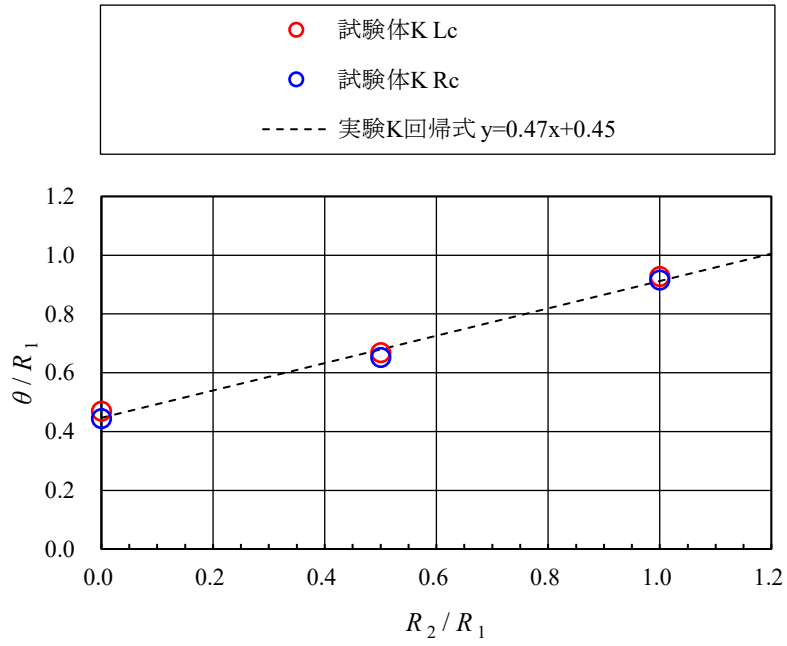
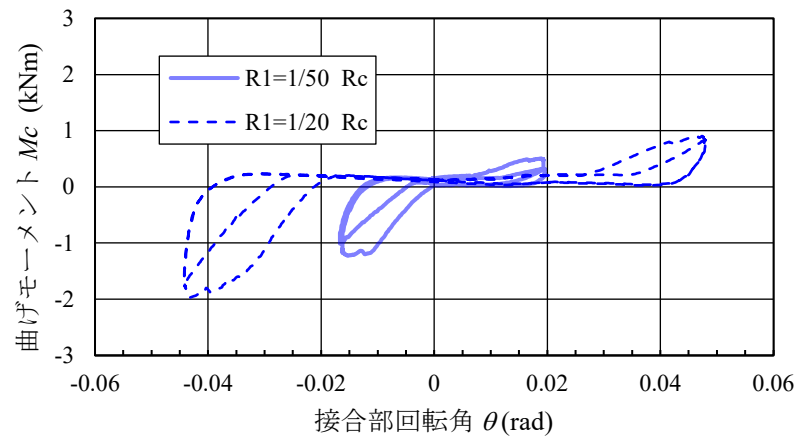
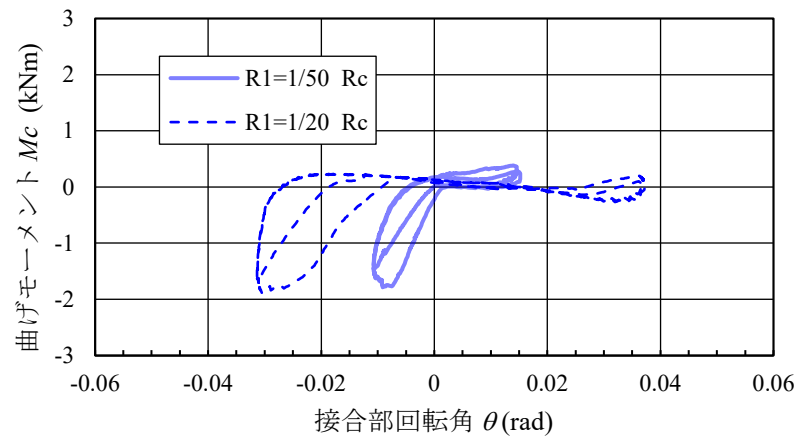


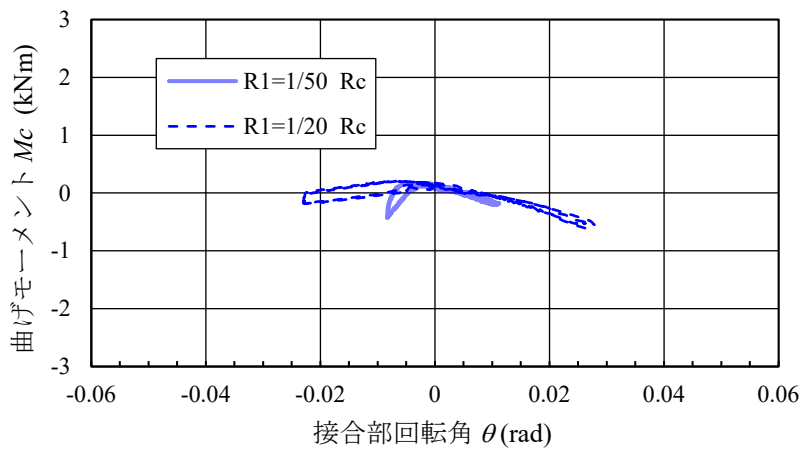
図 2-20 接合部回転角 θ ・ 層間変形角 R_1 比と 1 層・2 層層間変形角比の関係
(試験体 K)



(a) $R_1 : R_2 = 1 : 1$

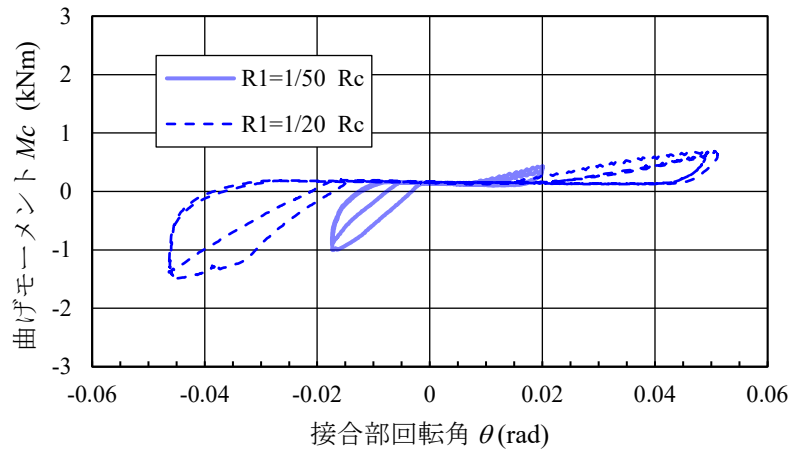


(b) $R_1 : R_2 = 1 : 0.5$

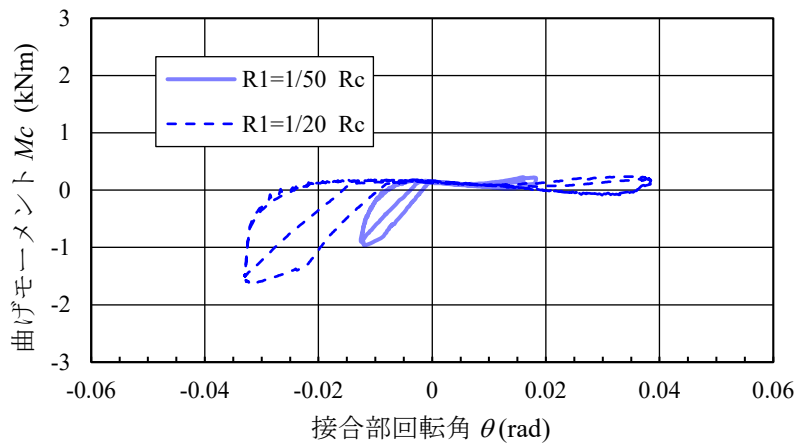


(c) $R_1 : R_2 = 1 : 0$

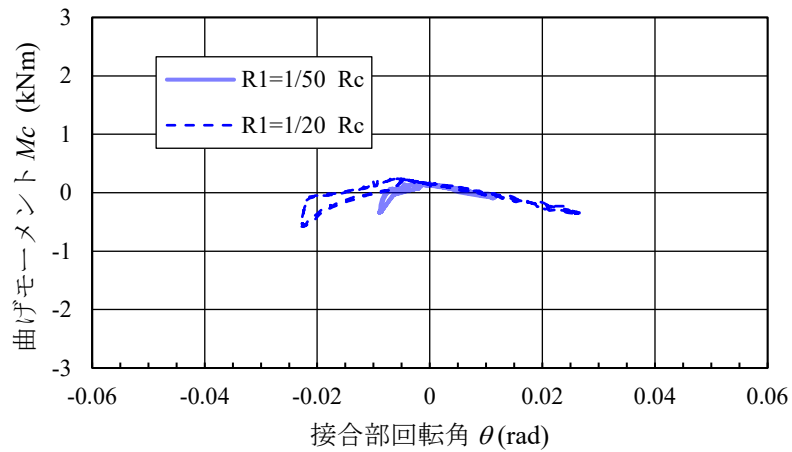
図 2-21 接合部曲げモーメント M_c と接合部回転角 θ の関係 (試験体 H)



(a) $R_1:R_2 = 1:1$

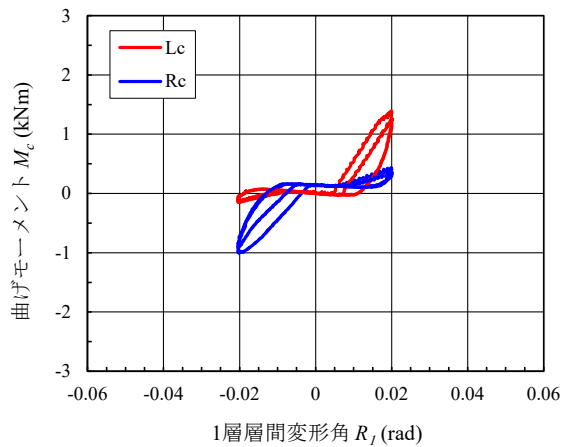


(b) $R_1:R_2 = 1:0.5$

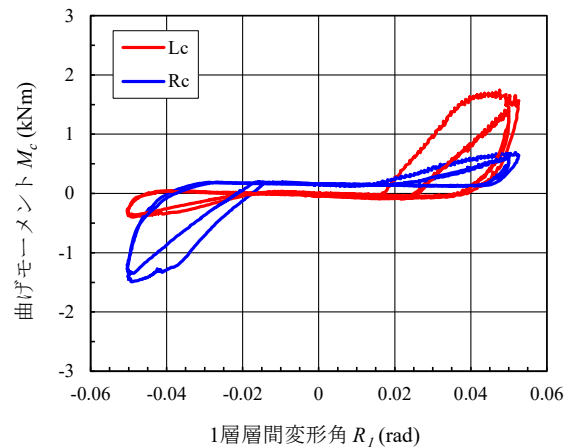


(c) $R_1:R_2 = 1:0$

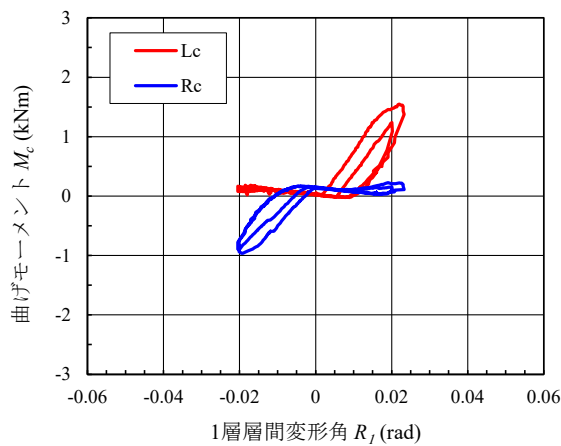
図 2-22 接合部曲げモーメント M_c と接合部回転角 θ の関係 (試験体 K)



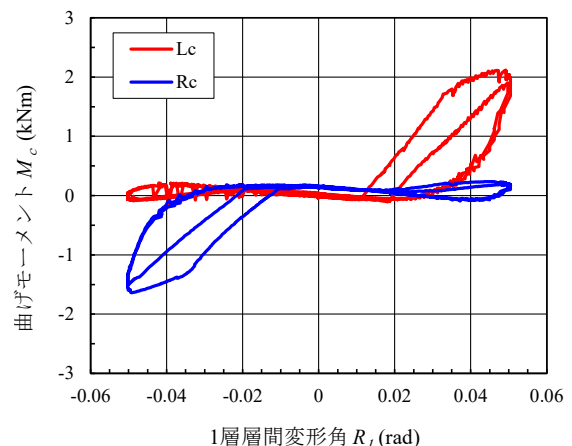
(a) $R_1 : R_2 = 1 : 1$ $R_1 = 1/50$ 加力⑤



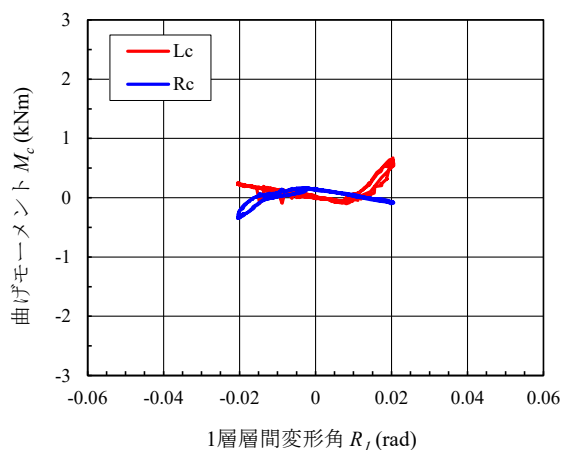
(b) $R_1 : R_2 = 1 : 1$ $R_1 = 1/20$ 加力⑨



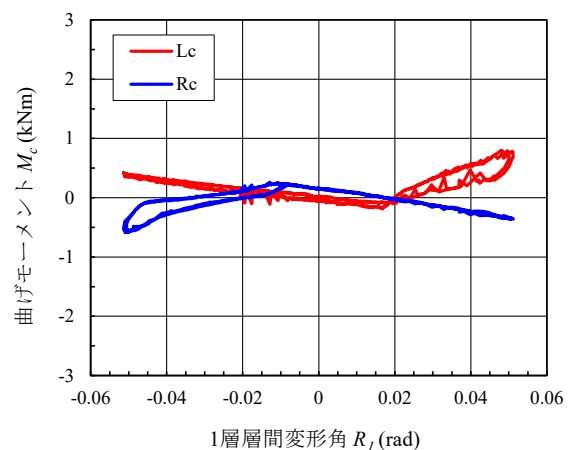
(c) $R_1 : R_2 = 1 : 0.5$ $R_1 = 1/50$ 加力④



(d) $R_1 : R_2 = 1 : 0.5$ $R_1 = 1/20$ 加力⑧



(e) $R_1 : R_2 = 1 : 0$ $R_1 = 1/50$ 加力⑥



(f) $R_1 : R_2 = 1 : 0$ $R_1 = 1/20$ 加力⑩

図 2-23 接合部曲げモーメント M_c と 1 層層間変形角 R_1 の関係 (試験体 K) (1)

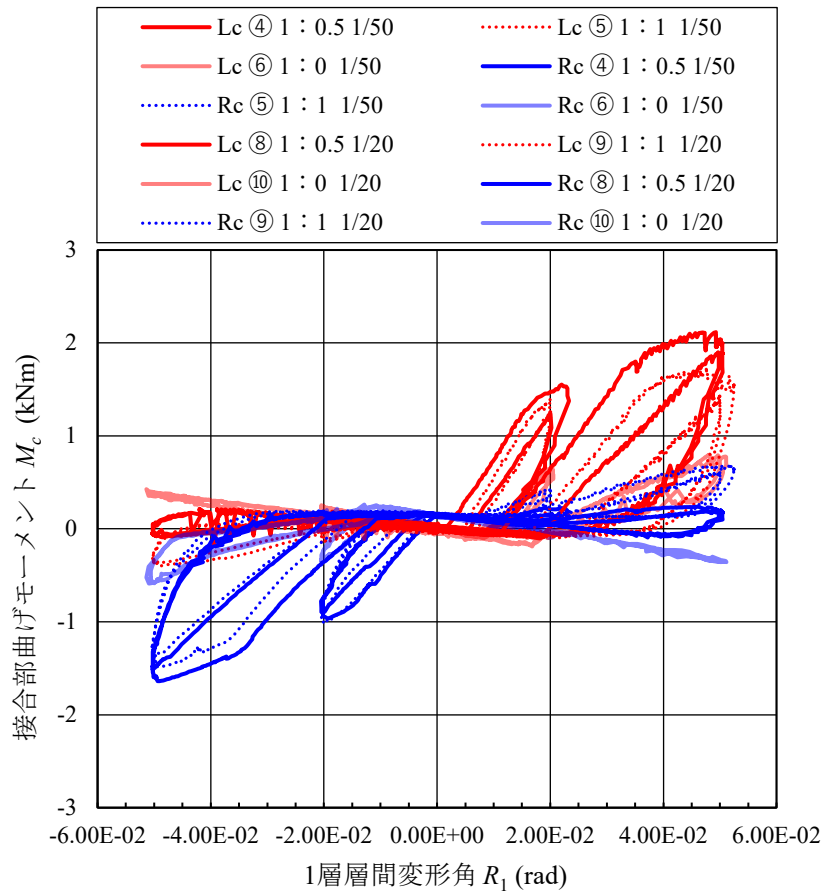


図 2-23 接合部曲げモーメント M_c と 1 層層間変形角 R_1 の関係 (試験体 K) (2)

2.5.2 差鴨居軸力ー引抜け量関係

次に、差鴨居軸力 N と接合部引抜け量 x の関係を示す。柱-差鴨居接合部の引抜け量 x は、差鴨居材軸高さにおける柱と差鴨居の相対変位とし、引抜ける方向を正とする。図 2-24 に、接合部引抜け量の定義を示す。また、差鴨居軸力 N は、差鴨居の上と下の柱のせん断力の差とし、引張となる場合を正とする。

まず、接合部引抜け量 x と 1 層層間変形角 R_1 の関係を図 2-25 および図 2-26 に示す。同図より、 R_1 より R_2 が小さい変形分布ほど、後柱（正加力時の右柱・負加力時の左柱）の x が大きくなることが分かる。 $R_1:R_2=1:0$ のとき、最大で x が 10mm 以上となることが確認できる。

次に、右柱の差鴨居軸力 N と接合部引抜け量 x の関係を、図 2-27 および図 2-28 に示す。 $R_1:R_2=1:1, 1:0.5, 1:0$ のケースについては、 $R_1=1/50 \text{ rad}$ および $1/20 \text{ rad}$ の結果を、 $R_1:R_2=1:0.25$ のケースについては、 $R_1=1/15 \text{ rad}$ の結果を示す。 $R_1:R_2=1:1$ では、 N がほとんど 0 である。 $R_1:R_2=1:0$ では、後柱となるときの（正加力時： R_1 が正となるときの）、 $R_1=1/20 \text{ rad}$ 加力では x が約 4mm 以上となると N が急増して引張が生じていることが分かる。一方、右柱が前柱となるときの（負加力時： R_1 が負となるときの）、概ね R_1 に比例して圧縮力が増加していることが分かる。試験体による差異については、込栓の試験体のほうが差鴨居の引抜け量が小さい。

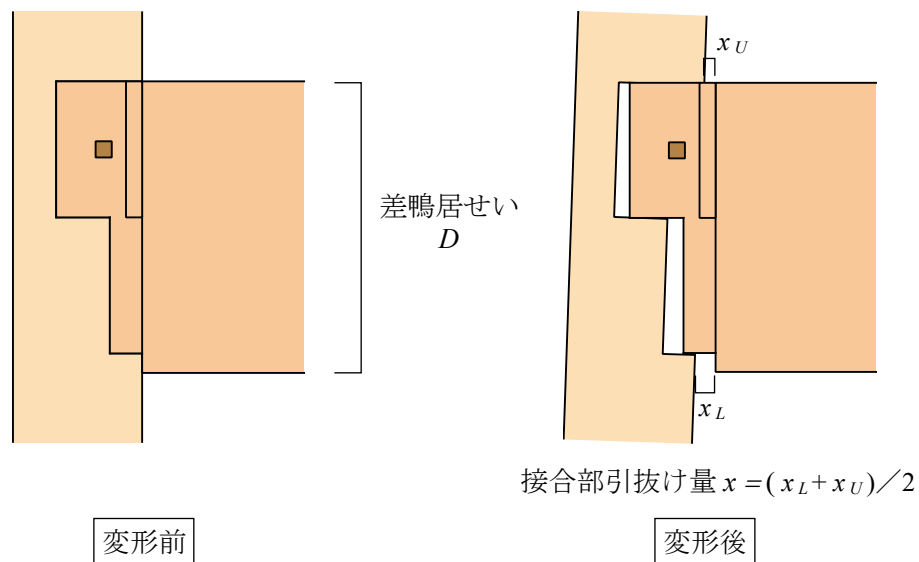
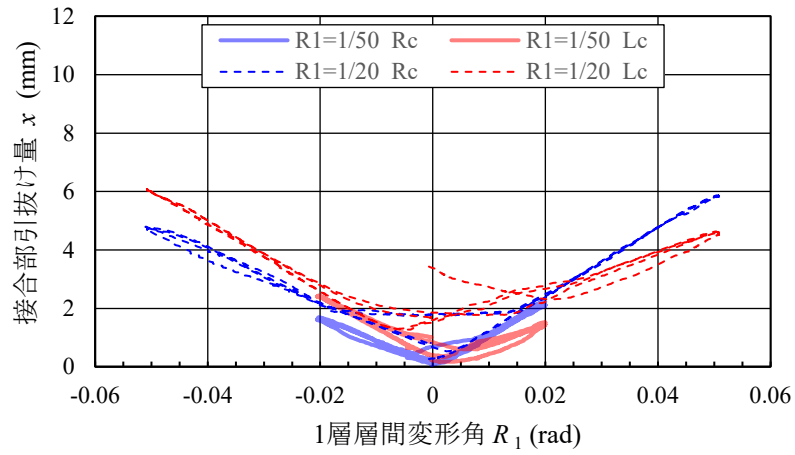
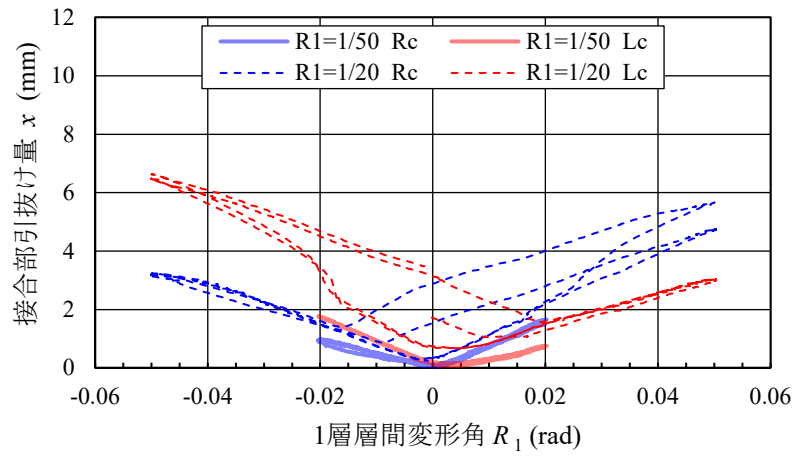


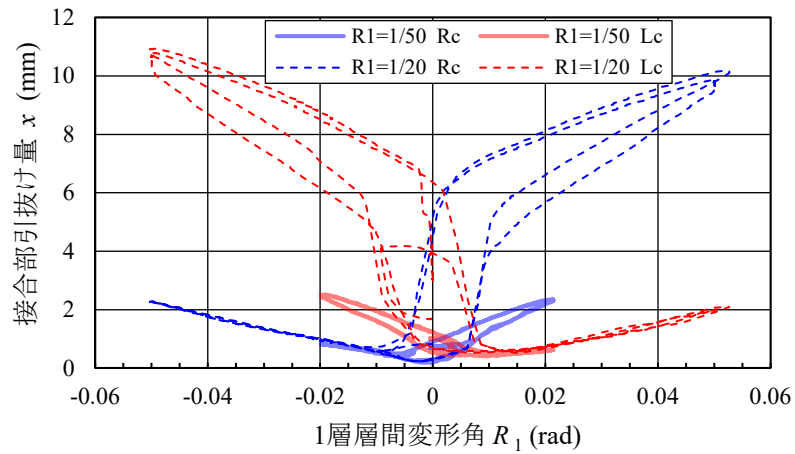
図 2-24 接合部引抜け量の定義



(a) $R_1 : R_2 = 1 : 1$

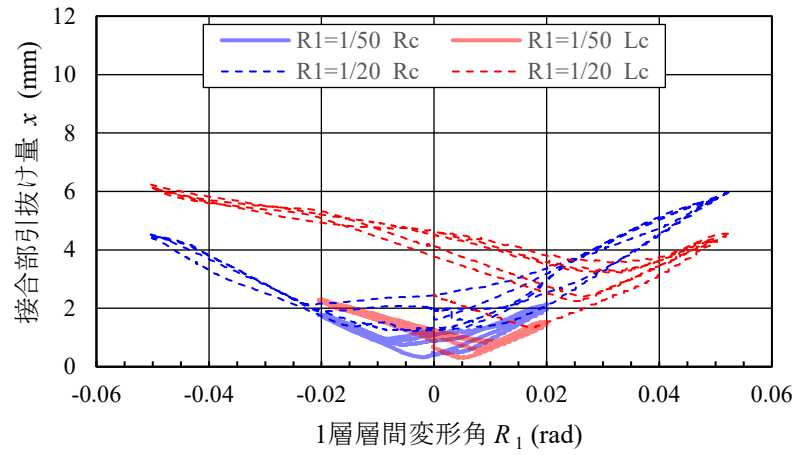


(b) $R_1 : R_2 = 1 : 0.5$

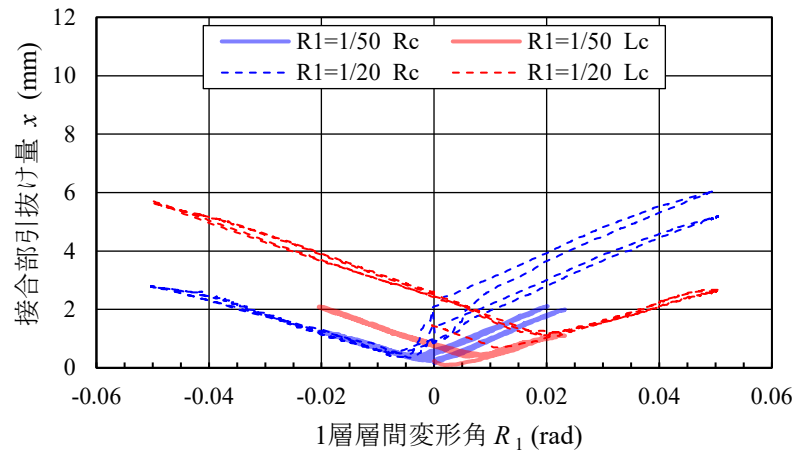


(c) $R_1 : R_2 = 1 : 0$

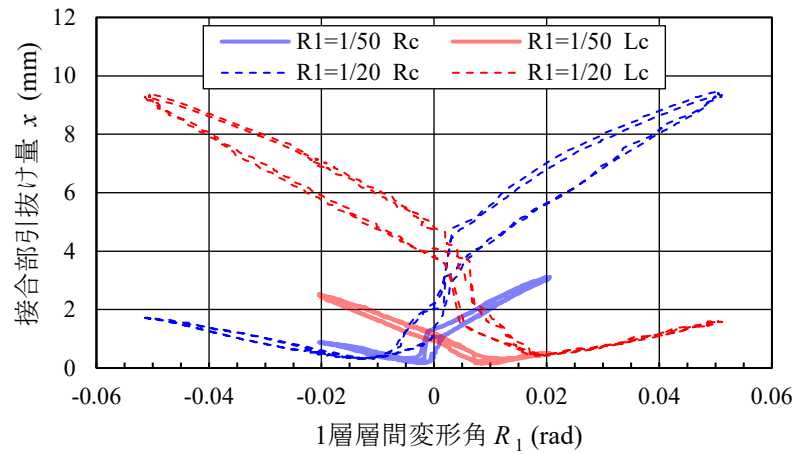
図 2-25 接合部引抜け量 x と 1 層層間変形角 R_1 の関係 (試験体 H)



(a) $R_1 : R_2 = 1 : 1$

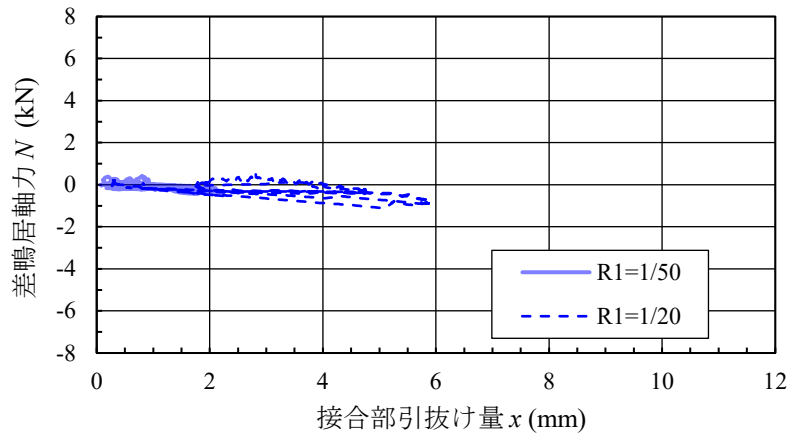


(b) $R_1 : R_2 = 1 : 0.5$

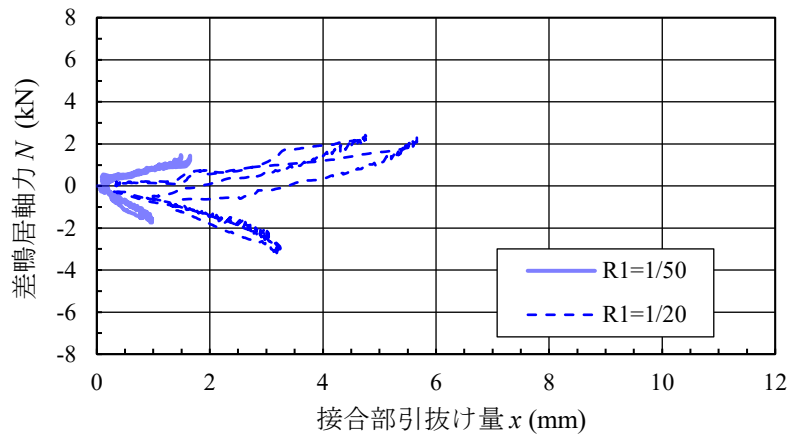


(c) $R_1 : R_2 = 1 : 0$

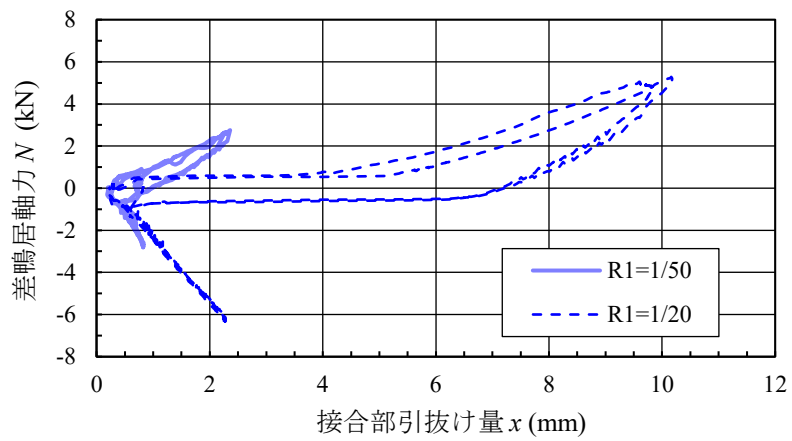
図 2-26 接合部引抜け量 x と 1 層層間変形角 R_1 の関係 (試験体 K)



(a) $R_1 : R_2 = 1 : 1$

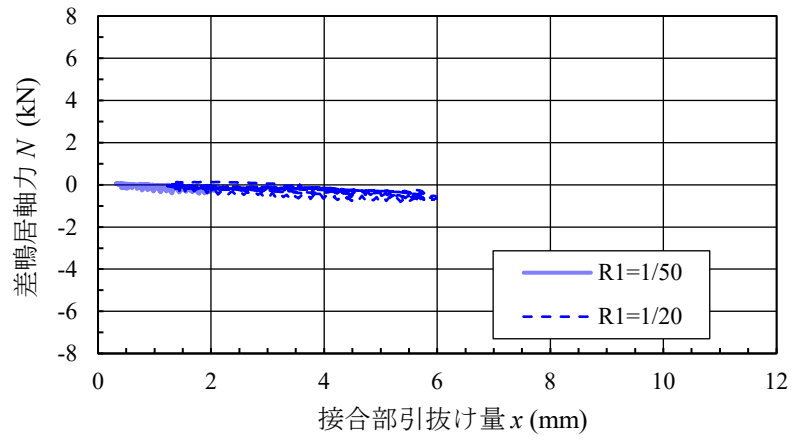


(b) $R_1 : R_2 = 1 : 0.5$

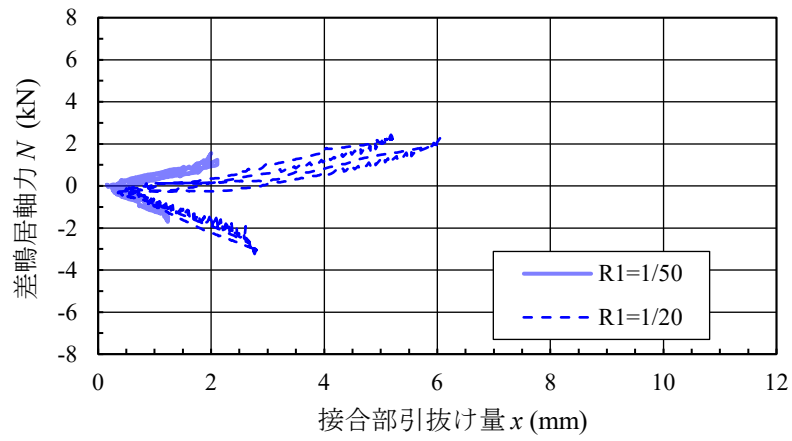


(c) $R_1 : R_2 = 1 : 0$

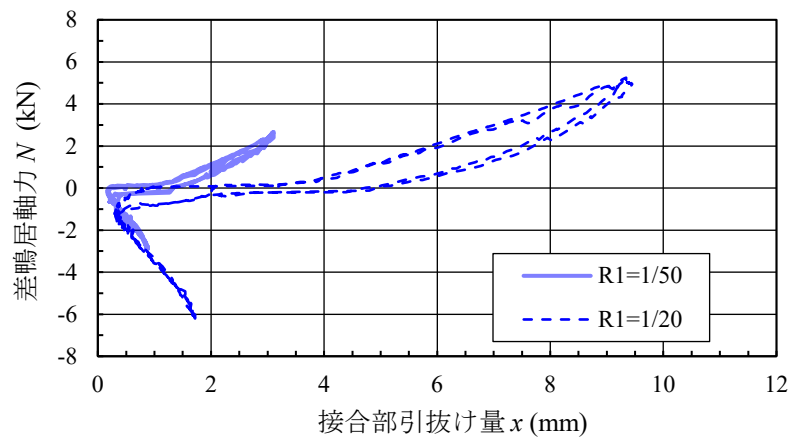
図 2-27 接合部引抜け量 x と差鴨居軸力 N の関係 (試験体 H, 右柱)



(a) $R_1 : R_2 = 1 : 1$



(b) $R_1 : R_2 = 1 : 0.5$



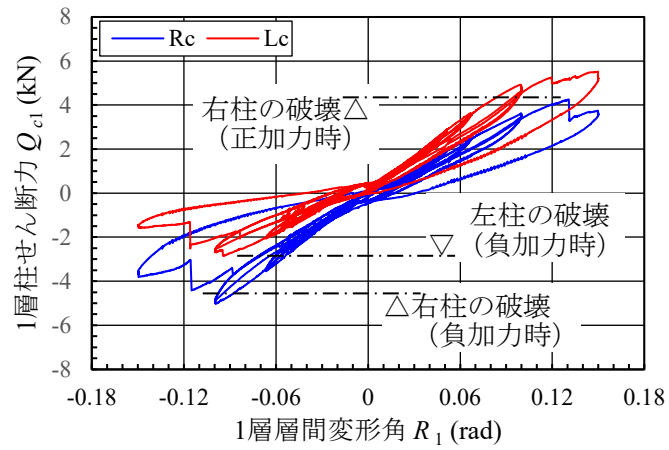
(c) $R_1 : R_2 = 1 : 0$

図 2-28 接合部引抜け量 x と差鴨居軸力 N の関係 (試験体 K, 右柱)

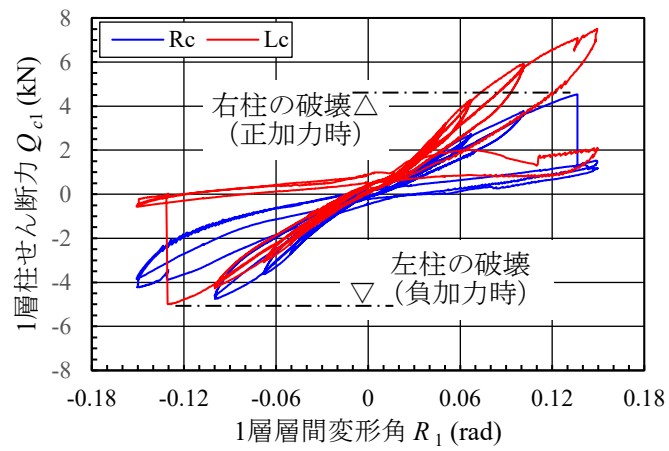
2.6 損傷状況

2.6.1 試験体の損傷状況

今回の実験では、両試験体とも $R_1 = 1/6.67 = 0.15 \text{ rad}$, $R_1 : R_2 = 0.25 \text{ rad}$ 加力の 1 サイクル目に試験体の大きな破壊が生じた。図 2-29 に同加力時の 1 層各柱のせん断力-層間変形角の関係を示す。また、写真 2-3 に両試験体の加力の最終状態を示すとともに、写真 2-4 および写真 2-5 にそれぞれの接合部の破壊状況を示す。接合部が鼻栓タイプである試験体 H については、接合部のほぞ穴の下端位置で柱が折損した。接合部が込栓タイプである試験体 K については、 $R_1 = 1/6.67 = 0.15 \text{ rad}$ 加力時の 1 回目のサイクルで左右の柱が込栓の栓の位置で大きく割裂破壊を起こした。この割裂破壊の前段階の $R_1 = 1/10 = 0.10 \text{ rad}$ 加力時において、右柱においては負加力時に、左柱においては正加力時に、差鴨居下端が柱を押すことで、接触部の柱繊維を切断していることが観察された。右柱においては、その次の反対方向への加力の際に、柱繊維切断部を起点に割裂が進展し崩壊に至っていることを確認した。写真 2-6 (a) に試験体 K の右柱の割裂破壊前の柱繊維の切断状況を、写真 2-6 (c) に (a) の次の正加力時の割裂の状況を示す。柱繊維の切断は、柱せい方向に約 16mm の深さで観察された。このように、接合部形式および加力方向によって、柱の破壊モードが異なることが確認された。



(a) 試験体 H



(b) 試験体 K

図 2-29 1 層柱のせん断力-層間変形角



(a) 試験体 H



(b) 試験体 K

写真 2-3 加力の最終状態

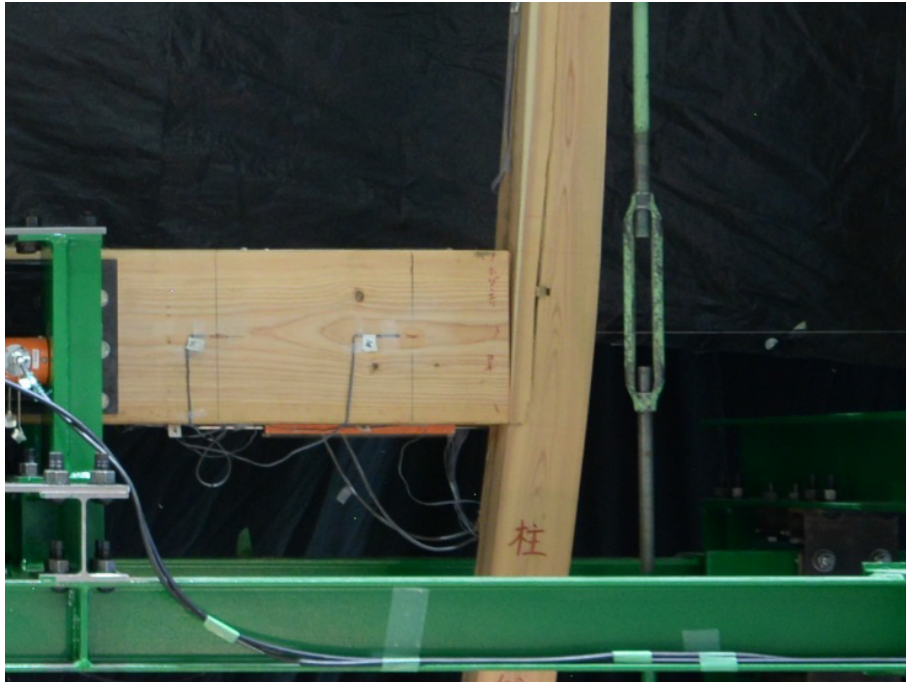


(a) 右柱



(b) 左柱

写真 2-4 接合部の破壊状況 (試験体 H)



(a) 右柱

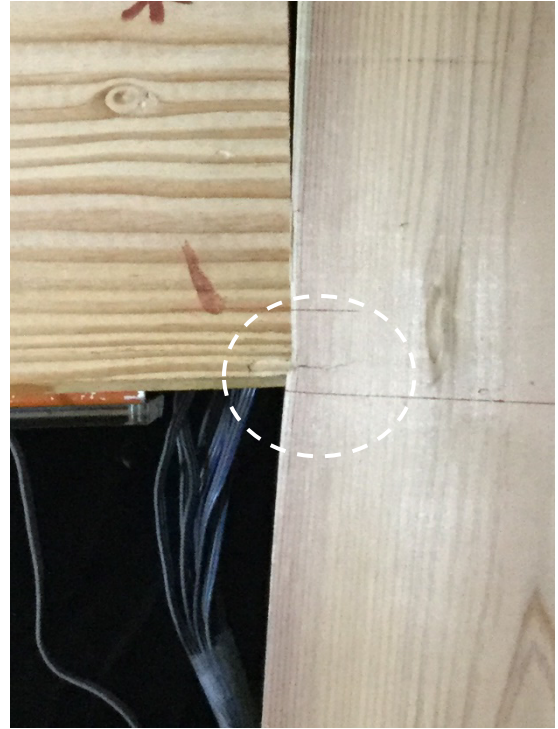


(b) 左柱

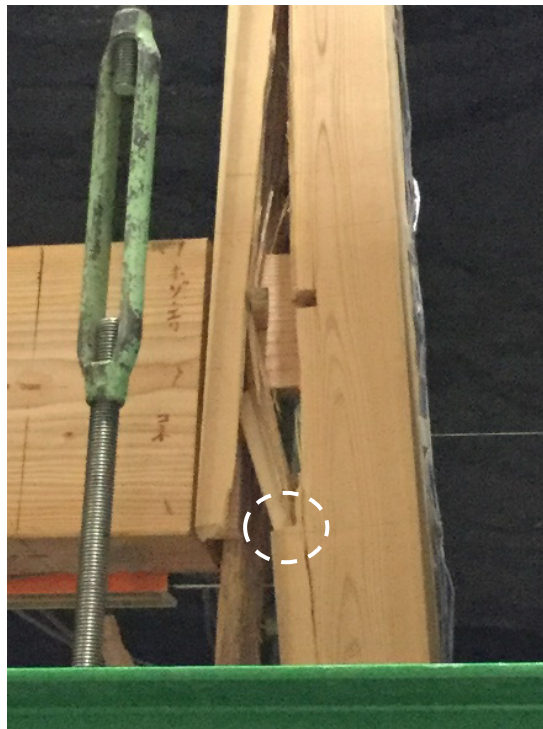
写真 2-5 接合部の破壊状況 (試験体 K)



(a) 柱割裂前の差鴨居下端繊維切断（負加力時）



(b) (a)拡大 柱繊維断裂状況



(c) 破壊状況 ((a)の次の正加力時)

写真 2-6 試験体 K の右柱接合部破壊状況

2.7 破壊性状に関する考察

今回行った実験では、鼻栓試験体では柱折損、込栓試験体では柱の割裂が最終加力における破壊状態であった。ここでは、特に後柱の破壊性状の差異について考察を加える。

表 2-3 に、鼻栓試験体および込栓試験体の後柱の想定される破壊モードと損傷部材、損傷部材に作用する外力と部材の耐力を比較した余裕度を示す。ここで、外力は、両試験体について $R_1 : R_2 = 1 : 0.25 \cdot R_1 = 0.15 \text{rad}$ 加力の正加力時の右柱破壊直前の左柱および接合部に生じた応力（差鴨居軸力・柱モーメント）とし、部材の耐力は各損傷位置での断面形状と材料強度により算出した耐力、余裕度は部材耐力を外力で除したものとする。柱の曲げ折れについては、柱断面欠損が最も大きなほぞ下端位置と、込栓試験体で柱繊維の切断が観察された差鴨居下端位置の 2 点での検討を行う。

込栓試験体の検討では、図 2-30 に示すように、柱繊維の切断が観察された差鴨居下端位置において、繊維切断によって切欠きが生じ、切欠きを起点とした曲げ破壊による割裂が生じたとみなすものとする。大村らは、柱仕口部の曲げ耐力の評価について後柱の曲げ耐力低減係数を 0.5 とする提案を行っているが^{2.5)}、ここでは切欠きを有する曲げ材の曲げ耐力の評価として、文献 2.6)・2.7)を参考に切欠きが引張側となる場合の有効断面係数を正味断面係数の 0.45 倍として評価する。鼻栓試験体においては、柱繊維の切断が観察されておらず、差鴨居下端位置の曲げ耐力評価には切欠きは考慮しない。ほぞのはし抜けによる破壊については、文献 2.8)で提案されるせん断破壊強度算定式により終局強度を求めた。栓からほぞに作用するせん断力は、安全側の評価として差鴨居の軸力とした。柱の割裂破壊の評価は、文献 2.6) によった。栓の破壊による抜け出しについては、文献 2.9)により、栓が曲げ破壊した後にほぞの抜け出し量が 30mm を超えても安定して耐力を保持することから検討の対象外とした。

込栓試験体で生じた柱の割裂を、図 2-30 に示すような柱繊維切断が切欠きとなりそれを起点とする曲げ破壊によって生じた割裂と捉えることで、込栓試験体においては差鴨居下端位置における曲げ破壊モードの検定比が最も大きくなり、曲げ破壊による割裂が最終崩壊形となった説明が可能である。鼻栓試験体においては、ほぞ下端位置での曲げ破壊での検定比が最も大きくなり、ほぞ下端位置での曲げ破壊が先行したことが説明できる。

なお、軸組架構における破壊モードの検討については、第 6 章で詳細に述べる。

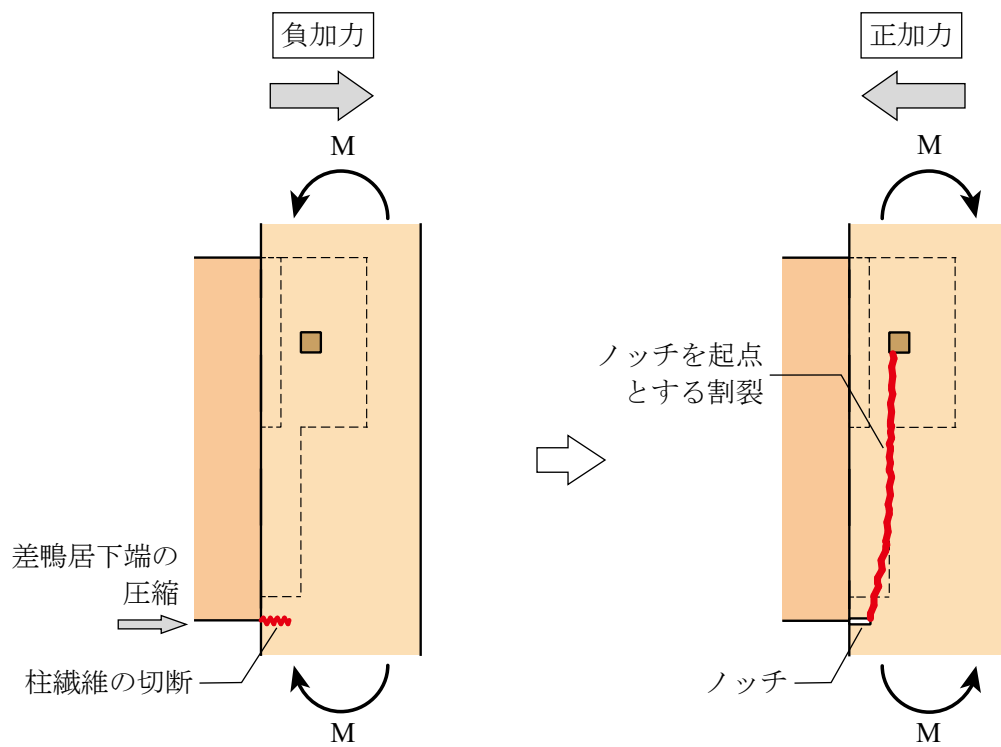
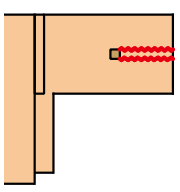
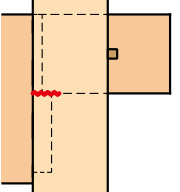
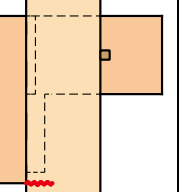
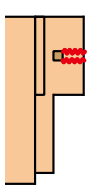
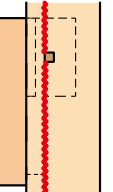
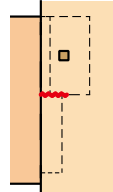
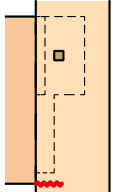


図 2-30 曲げ破壊により生ずる割裂のメカニズム

表 2-3 破壊モードの比較

試験体	H (鼻栓)			K (込栓)			
損傷部材	差鴨居	柱	柱	差鴨居	柱	柱	柱
破壊モード	ほぞ端抜け 	曲げ降伏 (ほぞ下端位置) 	曲げ降伏 (差鴨居下端位置) 	ほぞ端抜け 	柱側面の割裂 	曲げ降伏 (ほぞ下端位置) 	曲げ降伏 (差鴨居下端位置) 
外力※1 (F)	差鴨居軸力	柱の 曲げモーメント	柱の 曲げモーメント	差鴨居軸力	差鴨居軸力	柱の 曲げモーメント	柱の 曲げモーメント
	7.82 (kN)	6.89(kNm)	6.28(kNm)	8.58 (kN)	8.58(kN)	7.59(kNm)	6.94(kNm)
部材耐力※2 (S)	9.58(kN)	5.62(kNm)	8.65(kNm)	7.83(kN)	12.9(kN)	6.86(kNm)	5.63(kNm)
余裕度 (S/F)	1.23	0.82	1.38	0.91	1.50	0.90	0.81

※1 : $R_1 : R_2 = 1 : 0.25 \cdot R_1 = 0.15\text{rad}$ 加力の正加力時の右柱破壊直前に左柱および接合部に生じた応力 (差鴨居軸力・柱モーメント)

※2 : 各損傷位置での断面形状と材料強度により算出した耐力

2.8 まとめ

本章では、伝統木造建物における2層軸組架構の各層に任意の変位分布を与えることができる加力システムを開発し、そのシステムを用いて2層軸組架構の静的加力実験を実施した結果について述べた。本実験で得られた知見を以下に示す。

- 1) 今回新たに開発したシステムについて、目標とする2層各層の変形分布で加力が可能であることが確認された。このシステムの実現により、2層軸組架構に任意の変形分布の大変形を与える実験が可能となり、通し柱の効果の評価、軸力の効果を考慮した接合部 $M-\theta$ 関係の評価、壁付架構の模擬実験等が可能となることで、今後木造軸組架構の力学特性のさらなる解明が期待できる。
- 2) 開発した加力システムを用いて、通し柱を含む2層木造軸組架構の加力実験を行った結果、1層の層間変形角が同じであっても、2層層間変形角が異なることによって各層の層せん断力は変化する結果が得られた。1層の層間変形角に対する2層の層間変形角の比率が小さいほど、通し柱に生ずる逆せん断力は大きくなる。
- 3) 加力方向に対する柱の位置によって、柱の負担せん断力の大きさが変化する。今回は、前柱（加力方向側の柱）の負担せん断力が後柱（加力方向反対側の柱）に比べて大きいことが確認された。
- 4) 柱梁接合部においても、各層の変形分布によって接合部に生ずるモーメントおよび差鴨居に生ずる軸力が異なることが確認された。2層目の層間変形角が1層目より小さい場合、接合部曲げモーメントが小さくなり、差鴨居軸力も大きくなる傾向がある。また、接合部回転角についても、2層目の層間変形角が1層目より小さい場合、接合部回転角が小さくなり、前柱の接合部回転角と1層の層間変形角の比は、1層と2層の層間変形角の比とほぼ比例関係にあることが確認された。通し柱を有する伝統木造建物の耐震性評価では、軸組架構の骨組モデルの解析・限界耐力計算における復元力特性の設定には、各層の変形分布による接合部の復元力特性の変化を反映させることが適切であると考えられる。
- 5) 鼻栓・込栓の接合部の違いによって、架構の崩壊形式が異なることが確認された。特に込栓タイプの試験体については、柱の大きな割裂による破壊モードが観察された。この形式の破壊は初めて実験で確認されたが、破壊直前までの加力で柱繊維が切断され切欠き状態となり、それを起点とする曲げ破壊によって割裂が生じたとすることで説明が可能である。

以上の結果の一部は、筆者の所属する研究室の過去の研究の結果からあらかじめ予想されていたものが、新たな加力システムの開発により実証されたものである。今回の実験の結果より、2層軸組架構の各層の剛性・変位分布および接合部仕様の違いにより破壊モード・各層および接合部の復元力特性が異なることが従来の研究に加えて確認され、特に通し柱を有する2層建物の耐震

性評価における各層および接合部の復元力特性の設定に，各層の剛性・変位分布，接合部仕様の違いを考慮することの必要性が確認された．

第 2 章の参考文献

- 2.1) 伝統的構法木造建築物設計マニュアル編集委員会：伝統的構法のための木造耐震設計法, pp. 65-66, 2019. 6
- 2.2) 中川敦嗣, 多幾山法子, 林 康裕：2 階建京町家を想定した実大平面架構の大変形静的加力実験, 日本建築学会構造系論文集, 第 78 巻, 第 685 号, pp. 513-520, 2013. 3
- 2.3) 澁谷悦敬, 南部恭広, 大村早紀, 横部達也, 杉野未奈, 林 康裕：乾式パネルを用いた大垂壁を有する伝統木造軸組架構の静的加力実験, 日本建築学会技術報告集, 第 21 巻, 第 49 号, pp. 1031-1036, 2015. 10
- 2.4) 中井 孝, 山井良三郎：日本産主要 35 樹種の強度的性質, 林業試験場研究報告, 319 号, pp. 13-46, 1982. 1
- 2.5) 大村早紀, 杉野未奈, 林 康裕：大垂壁を有する伝統木造建物の耐力および崩壊形の簡易推定式の提案, 日本建築学会構造系論文集, 第 83 巻, 第 743 号, pp. 147-154, 2018. 1
- 2.6) (一社) 日本建築学会：木質構造設計規準・同解説, pp. 188-192, 2006. 12
- 2.7) 杉山英男, 中田和夫：木質系のはりの曲げ耐力と剛性におよぼす欠き込みの影響について (続報), 日本建築学会論文報告集, 第 200 号, pp. 15-25, 1972. 10
- 2.8) 野口昌宏, 中村 昇：木材の端抜けせん断型の破壊クライテリアの提案, 日本建築学会構造系論文集, 第 75 巻, No. 658, pp. 2205-2212, 2010. 12
- 2.9) 松本拓也, 多幾山法子, 林 康裕：柱-差鴨居接合部の力学特性に関する実験的研究, 日本建築学会構造系論文集, 第 77 巻, 第 675 号, pp. 747-754, 2012. 5

第3章 接合部に補強を行った通し柱を有する軸組架構の静的水平加力実験

3.1 はじめに

京都には、伝統木造建物である京町家が現在も多く存在しており、再生・利活用のための耐震性の向上が急務である。京町家の構造的特徴として、2層軸組架構である、大黒柱・小黒柱が通し柱であり2階床横架材との接合部が差鴨居等のほぞ差しである、等が挙げられる。通し柱を有する2層軸組架構については、第2章で示した通り、1層と2層の層間変形角の差によって通し柱に曲げ破壊が生ずる可能性があり^{3.1)}、また、通常の柱の曲げ破壊以外の破壊モードである、第2章で示した差鴨居下端の圧縮による柱繊維断裂を起因とする曲げ破壊や、文献3.2)で指摘される胴差のほぞの抜け出し・脱落破壊が生ずる可能性もある。過去には、差鴨居等の梁と柱の接合部の破壊メカニズムに関する考察は多数なされている^{3.3)ほか}が、上記のような軸力・曲げモーメントの同時作用起因の破壊に関する考察は少ない。

本章では、通し柱を有する2層軸組架構について、中間層の梁である差鴨居の軸力・曲げモーメントに起因する破壊に対する接合部補強を目的として、2階床差鴨居位置に柱繊維断裂防止用ステンレスプレートを設けた試験体と、制振ダンパーを付加した試験体に対する静的加力実験を行った結果について報告し、通し柱・差鴨居接合部を有する架構での接合部補強の有効性および注意点について考察を行う。

3.2 接合部に補強を行った通し柱を有する 2 層軸組架構の静的加力実験

3.2.1 実験目的

実験の目的は、接合部破壊の防止を意図して接合部補強を行った通し柱を有する軸組架構について、架構の復元力特性と接合部挙動を把握し、補強効果の確認を行うことにある。

3.2.2 試験体および接合部補強

試験体は、第 2 章で示した実験で用いた、壁のない 1 スパン・2 層の軸組試験体と同様の試験体とした。試験体の軸組は、柱・桁・差鴨居・土台から構成され、スパンは 1,820mm、試験体高さは 3,870mm である。柱は通し柱とし、中間層の差鴨居の柱との接合は込栓によるほぞ差しとした。試験体の立面図を図 3-1 に、試験体の構成部材の樹種・断面寸法・材料定数を表 3-1 に示す。込栓接合部の詳細は、第 2 章の実験と同様である。材料定数は、各部材の密度を用いて文献 3.4) の回帰式により推定した。第 2 章と同様、試験体右側の柱を「右柱」、左側の柱を「左柱」と呼ぶ。また、加力方向に対する柱位置によって柱の負担せん断力等が異なるため、加力方向前側の柱を「前柱」、加力方向後側の柱を「後柱」と呼ぶ。

試験体は K_B および K_P の 2 体とする。K_B については、右柱に対し、第 2 章の実験の込栓試験体 K で確認された差鴨居下端が柱を押し出すことによる柱繊維断裂を防止するために、差鴨居・右柱間に厚さ 0.1mm のステンレスプレート (SUS304) を挿入し太さ 0.9mm の釘 2 箇所て柱に固定した。また、加力の最終段階において、150mm タイプの仕ロダンパー^{3.5)}を左柱接合部下端に設置した。ステンレスプレートの形状を図 3-5 に、設置状況を写真 3-3 に、仕ロダンパーの設置状況を写真 3-2 に示す。試験体 K_P については、差鴨居の抜け出し防止・柱の剛性増大・減衰付加を意図して左柱接合部下端に Fe-Mn-Si 系合金^{3.6)}を材料に用いたダンパー (以下、FMS 合金ダンパーと呼ぶ) を設置した。FMS 合金ダンパーおよび取付金物の形状を図 3-2 に、取付状況を写真 3-1 に示す。FMS 合金ダンパーの形状および力学特性については、次節で述べる。なお、本章では動的な検討を行っていないが、本補強部材の目的を鑑みダンパーの名称を用いる。

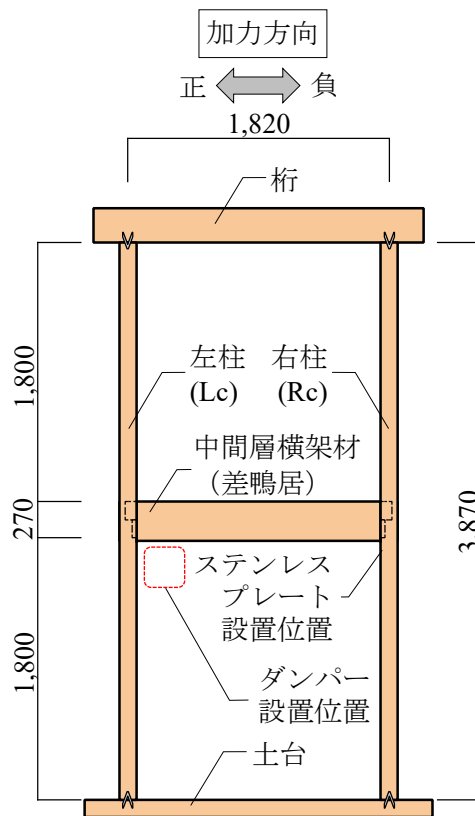


図 3-1 試験体立面図

表 3-1 部材樹種・断面寸法・材料定数

試験体	部材		樹種	部材断面 (mm)	密度 (g/cm ³)	曲げ ヤング係数 (kN/mm ²)
K_B 仕口ダンパー・ ステンレス プレート補強	柱	右柱	スギ	120×120	0.47	8.51
		左柱			0.49	8.84
	桁		ベイマツ	240×120	0.51	9.13
	差鴨居		ベイマツ	270×120	0.50	8.98
	土台		スギ	120×120	0.44	8.19
K_P FMS 合金 ダンパー補強	柱	右柱	スギ	120×120	0.56	9.81
		左柱			0.46	8.42
	桁		ベイマツ	240×120	0.59	10.2
	差鴨居		ベイマツ	270×120	0.51	9.11
	土台		スギ	120×120	0.43	7.99

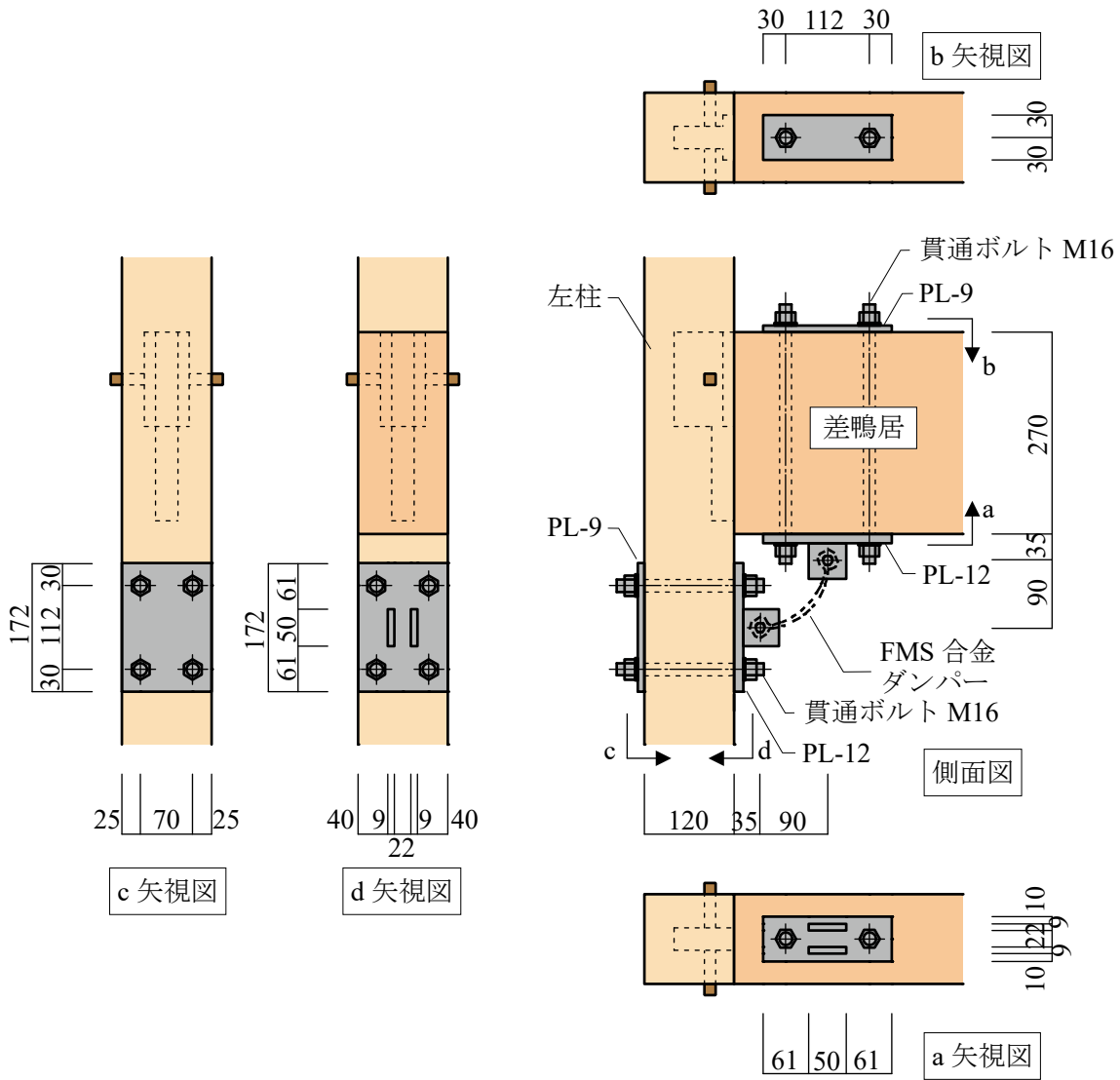
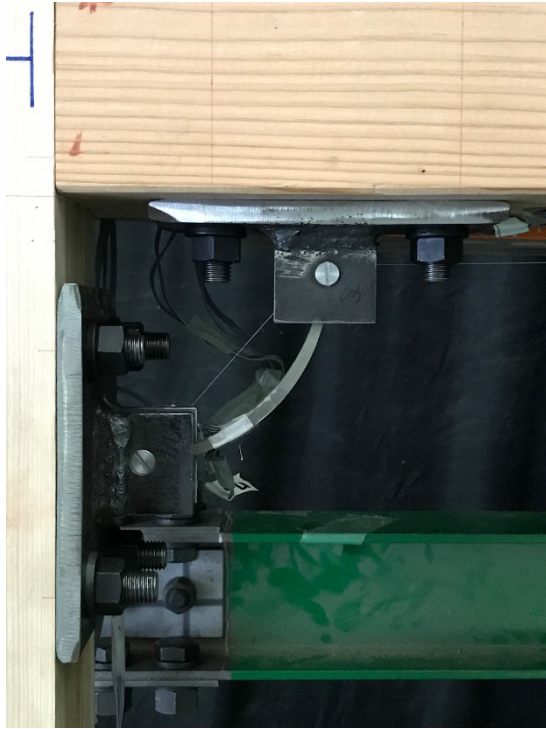


図 3-2 FMS 合金ダンパー取付詳細図



(a) 側面より



(b) 下面より

写真 3-1 試験体 K_P FMS 合金ダンパー設置状況

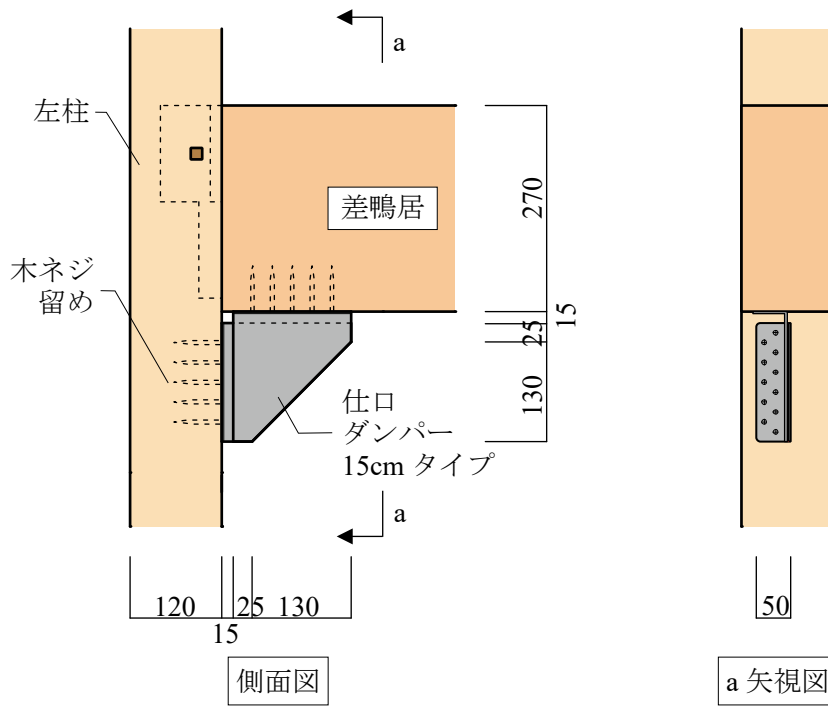


図 3-3 仕口ダンパー取付詳細図

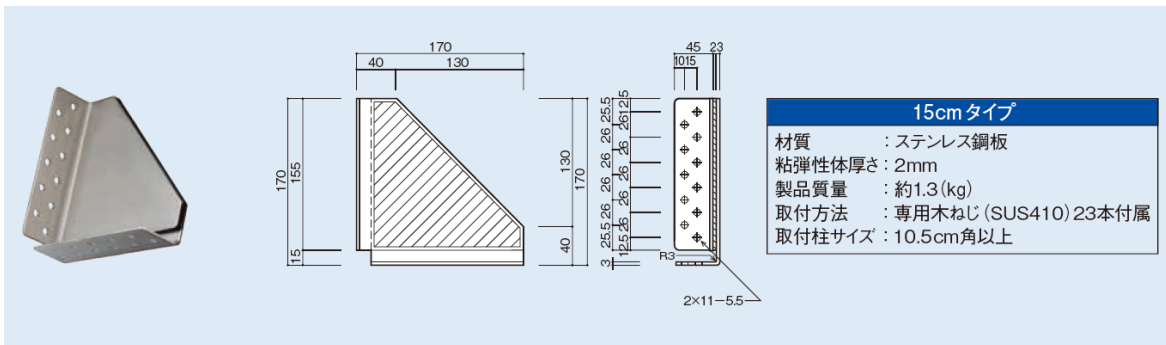


図 3-4 仕口ダンパー15cm タイプ詳細

(昭和電線ケーブルシステム株式会社カタログ^{3.10})より)



写真 3-2 試験体 K_B 仕口ダンパー設置状況

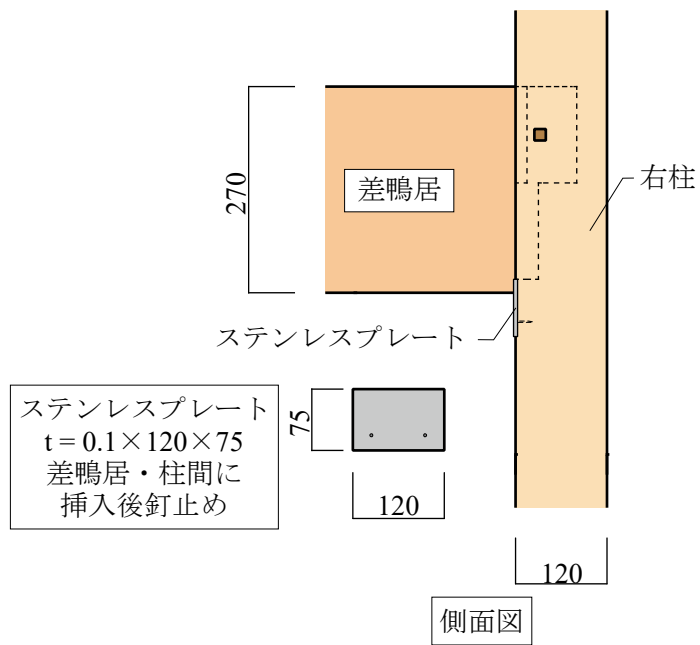


図 3-5 ステンレスプレート補強状況



写真 3-3 試験体 K_B ステンレスプレート設置状況

3.2.3 加力・計測方法

軸組試験体の加力には、第2章で示した2層軸組架構の頂部と中間層に同時に水平荷重を加えることができる加力システムを用いた。水平方向の加力スケジュールを表3-2に示す。加力は試験体の1層・2層に与える層間変形角 $R_1 \cdot R_2$ の比率を第2章の実験の最終加力時と同じ $R_1 : R_2 = 1 : 0.25$ として層間変形角を与え、正負交番2回繰り返し加力とした。加力方向は2章の実験と同様に紙面向かって左を正とする。また、鉛直方向の加力として、第2章の実験と同様に積載重量相当の25.7kNの柱軸力を加えた。

計測についても、第2章の実験と同様とし、頂部変位・中間層変位・接合部変位・各層せん断力および軸組部材の応力について行った。試験体K_Pについては、FMS合金ダンパーの側面ひずみとピン間距離についても計測を行った。軸組部材の応力については、部材にひずみゲージを貼付し、計測したひずみとヤング係数により応力状態を把握する。各層の層間変形角 $R_1 \cdot R_2$ は、各層の層間変位を各層の柱高さで除した値とする。1層・2層の層せん断力 $Q_1 \cdot Q_2$ は、各層の右柱・左柱のせん断力の和とする。各柱のせん断力は、ひずみ測定結果より算出した柱のモーメントにより算出する。差鴨居軸力 N は上下柱のせん断力の差とし、引張となる場合を正とする。

表 3-2 加力スケジュール

変形角(rad)		加力番号
R_1	R_2	
$1/120 = 8.33 \times 10^{-3}$	$1/480 = 2.08 \times 10^{-3}$	①
$1/100 = 1.00 \times 10^{-2}$	$1/400 = 2.50 \times 10^{-3}$	②
$1/75 = 1.33 \times 10^{-2}$	$1/300 = 3.33 \times 10^{-3}$	③
$1/50 = 2.00 \times 10^{-2}$	$1/200 = 5.00 \times 10^{-3}$	④
$1/30 = 3.33 \times 10^{-2}$	$1/120 = 8.33 \times 10^{-3}$	⑤
$1/20 = 5.00 \times 10^{-2}$	$1/80 = 1.25 \times 10^{-2}$	⑥
$1/15 = 6.67 \times 10^{-2}$	$1/60 = 1.67 \times 10^{-2}$	⑦
$1/10 = 1.00 \times 10^{-1}$	$1/40 = 2.50 \times 10^{-2}$	⑧
$1/6.67 = 1.50 \times 10^{-1}$	$1/26.3 = 3.80 \times 10^{-2}$	⑨

3.3 FMS 合金ダンパーの力学特性

3.3.1 FMS 合金の特性

試験体 K_P については、差鴨居の抜け出し防止・柱の剛性増大・減衰付加を意図して左柱接合部下端に Fe-Mn-Si 系合金^{3.6)}を材料に用いたダンパー（以下、FMS 合金ダンパーと呼ぶ）を設置した。FMS 合金は、大振幅かつ多数回の繰り返し変形が生じる長周期・長時間地震動にも優れた耐疲労性能余裕度を確保できる鋼材系制振ダンパー用の材料として、既存鋼材と比較して疲労耐久性を約 10 倍に高めた Fe-Mn-Si 系新合金として開発されている。FMS 合金の機械的性質^{3.6)}を表 3-3 に示す。また、図 3-6 に文献 3.6)に示される FMS 合金連続鋳造圧延材の静的引張試験における応力-ひずみ曲線を示す。表 3-3 中の基準強度は材料の大臣認定での値としている。また、図 3-7 に、文献 3.6)における FMS 合金の低サイクル疲労試験における応力-ひずみ曲線を示す。本研究では、第 5 章で示す 2 層フレームの FEM 解析モデルについて、FMS 合金ダンパーを付加したモデルの解析を行っているが、その際に用いる FMS 合金の応力-ひずみ関係は、上記の低サイクル疲労試験の応力-ひずみを参考にして図 3-8 のように設定している。繰り返し加力を模擬する解析に対しては、FMS 合金には硬化則として移動硬化を適用している。

表 3-3 FMS 合金の機械的性質

ヤング係数 E (kN/mm ²)	190
ポアソン比	0.3
基準強度 F (N/mm ²)	270
引張強さ F_t (N/mm ²)	661
降伏比(%)	43
破断伸び(%)	54

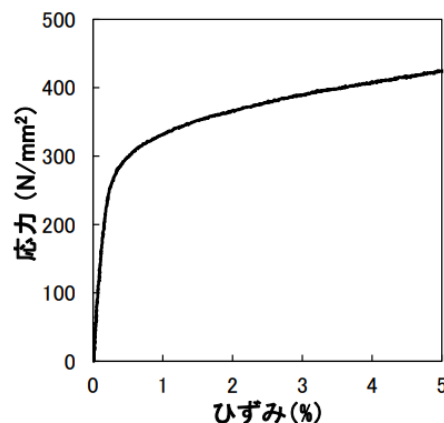


図 3-6 FMS 合金連続鋳造圧延材の静的引張試験における応力-ひずみ曲線
(文献 3.6)より転記)

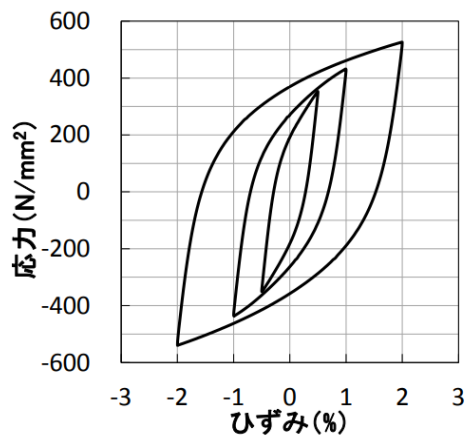


図 3-7 FMS 合金連続鋳造圧延材の低サイクル疲労試験における応力-ひずみ曲線
(文献 3.6)より転記)

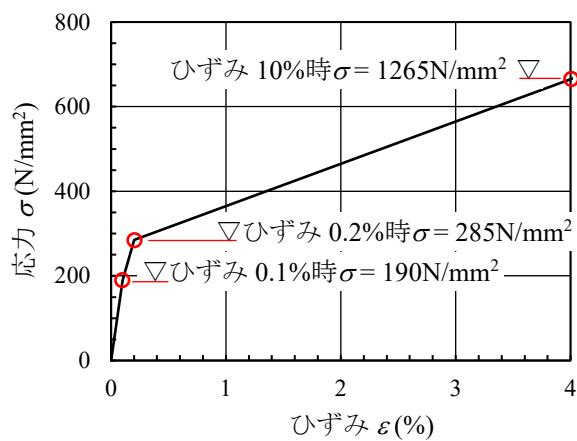


図 3-8 FMS 合金の解析に用いた応力-ひずみ関係

3.3.2 FMS 合金ダンパーの形状設定と力学特性

今回実験に用いたダンパーの形状を図 3-9 に示す。今回実験に用いた FMS 合金ダンパーは、厚さ 16mm の FMS 合金の圧延板を図 3-9 に示す中央幅 6.6mm～端部幅 4mm の変断面とした円弧状にレーザー切断で加工し、両端をピン M12 で端部の取付金物に接合した。両端のピン間の変位に対しダンパーを曲げ塑性変形させることで、前述の補強効果を意図した。両端部と取付金物の接合部であるピン接合部の変形時のガタを最小限とするように、ピン接合部穴径の加工精度は設計値+0.05mm 以内で管理している。図 3-10 に、FMS 合金ダンパーの製作前に FEM 解析により求めた FMS 合金ダンパーの正負ピン間変形 x_p と発生荷重 P との関係を示す。

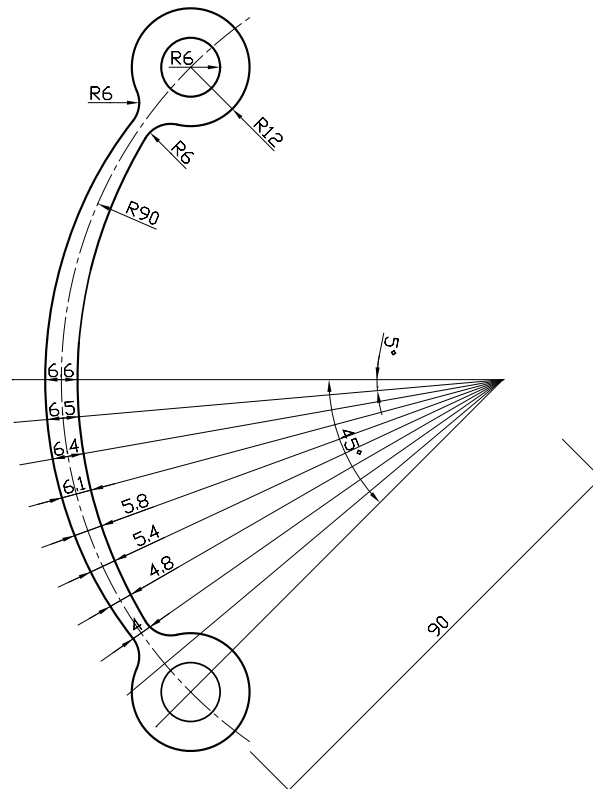


図 3-9 FMS 合金ダンパーの形状

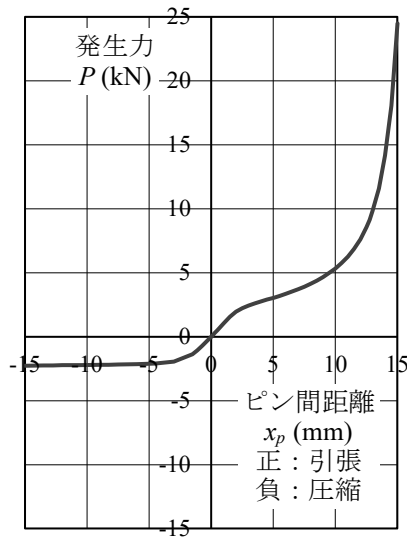


図 3-10 FMS 合金ダンパーのピン間方向復元力特性（FEM 解析）

FMS 合金ダンパーについては、荷重心（両端ピンの中心）からの距離に比例してダンパーの断面係数を変化させた変断面（中央幅 6.6mm～端部幅 4mm）とすることで、材軸方向に曲げ応力・ひずみを均一化し、応力の集中を避け、ダンパーの疲労性能を向上させる断面最適化を行っている。図 3-11 にダンパー断面係数の設定方法を示す。なお、断面の設定は、ダンパーの 10mm 引張変形時の形状に対して行った。

上記の断面最適化の効果を確認するために、FMS 合金ダンパーについて 2 次元の FEM 解析を行い、ダンパーの荷重変形関係および曲げ応力・ひずみを求めた。解析には汎用解析ソフト Simcenter Nastran を用いた。図 3-12 に、FEM 解析の解析モデルと与える変位荷重を示す。ダンパーは、図 3-8 に示す非線形特性を有する Shell 要素とした。ピンは、弾性材料とし、ピン中央を固定とするとともに、ピンとダンパー間に Slide Line と呼ばれるペナルティ法に基づく接触解析が可能な要素^{3.7)}を設け、接触判定および接触時の圧力・摩擦力伝達を考慮した。なお、本解析では摩擦係数は 0 としている。荷重は上部ピン中央に引張方向の変位荷重 10mm を与えた。

図 3-13 に、等断面ダンパー（幅 6mm で同一）と変断面ダンパー（中央幅 6.6mm～端部幅 4mm）に対し、変位荷重 10mm を与えた場合の要素の材軸方向のひずみ分布を示す。両者でピン位置に生ずる反力はほぼ同じであるのに対し、材軸方向のひずみについては、変断面モデルのほうがひずみが均一化され、材中央引張側に生ずるひずみの最大値が小さくなっている。このようにダンパーを変断面化することで、最大ひずみを小さくし、疲労に対する性能を向上させることが可能である。

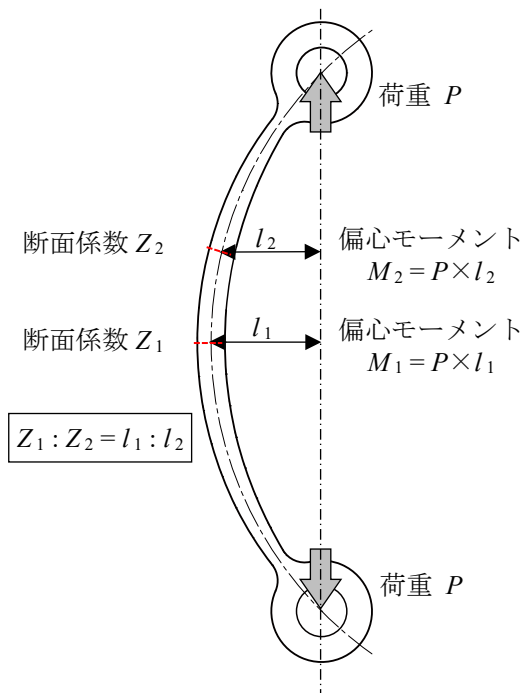


図 3-11 FMS 合金ダンパーの断面の設定

V: 4
L: 1
C: 1

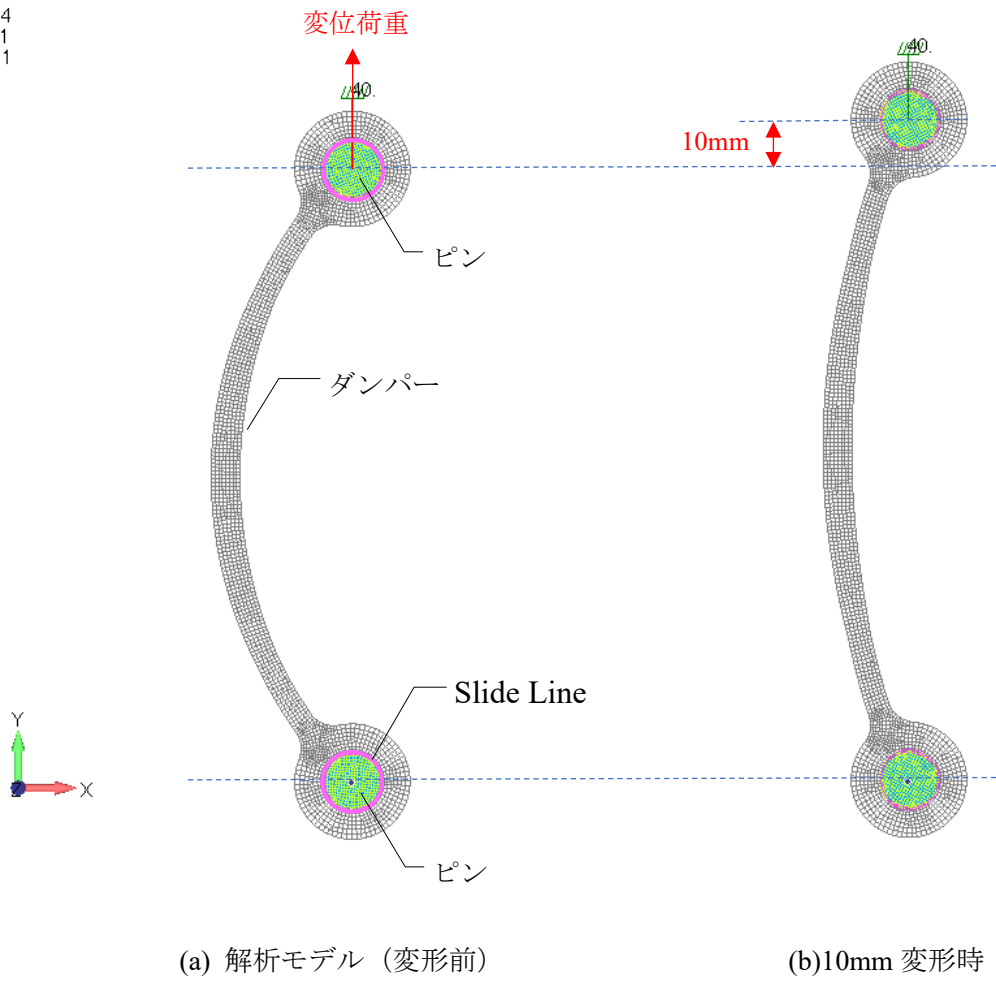
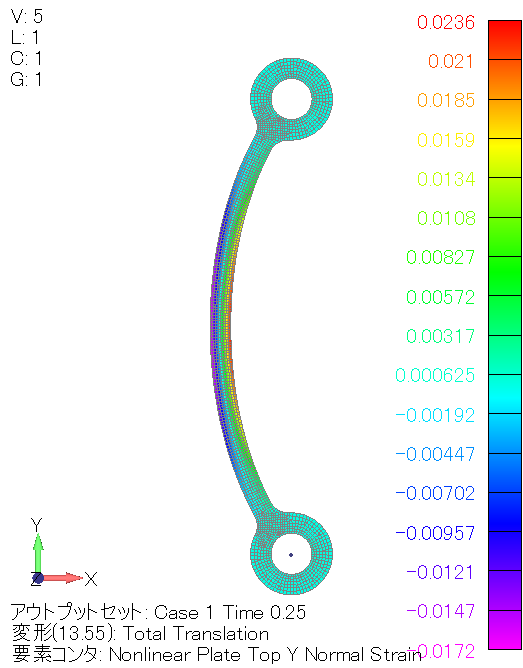
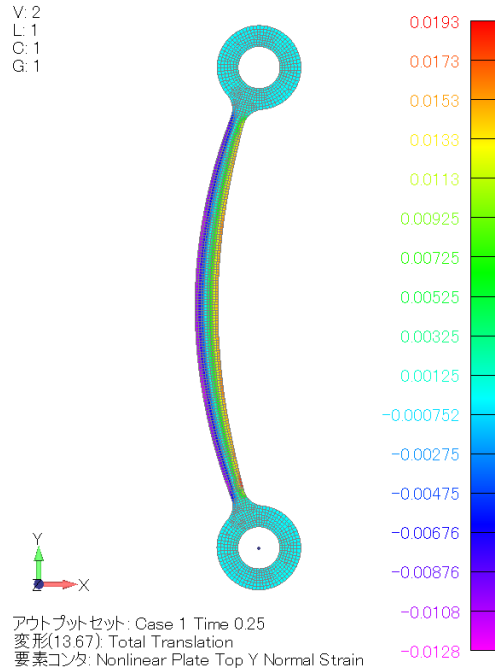


図 3-12 FMS 合金ダンパーの解析モデルと変位荷重



材軸方向最大ひずみ $\epsilon_{\max} = 2.36(\%)$
反力 $R = 5.47(\text{kN})$

(a) 等断面 (幅 6mm)



材軸方向最大ひずみ $\epsilon_{\max} = 1.93(\%)$
反力 $R = 5.34(\text{kN})$

(b) 変断面 (中央幅 6.6mm～端部幅 4mm)

図 3-13 ピン間距離 10mm 変形時のダンパー軸方向ひずみの比較

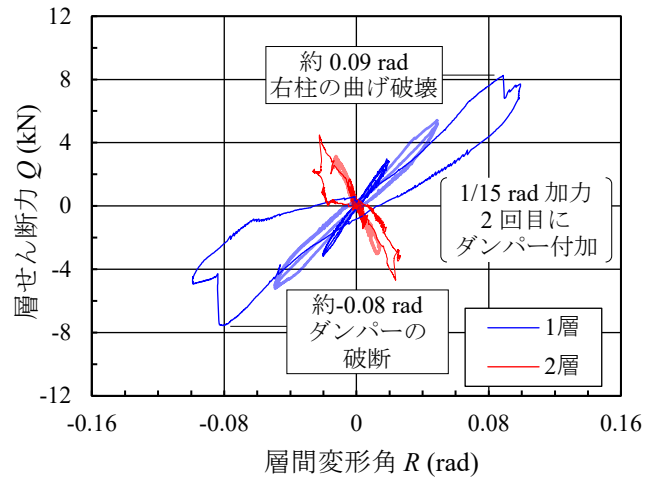
3.4 架構の復元力特性と損傷状況

3.4.1 架構の復元力特性と損傷状況

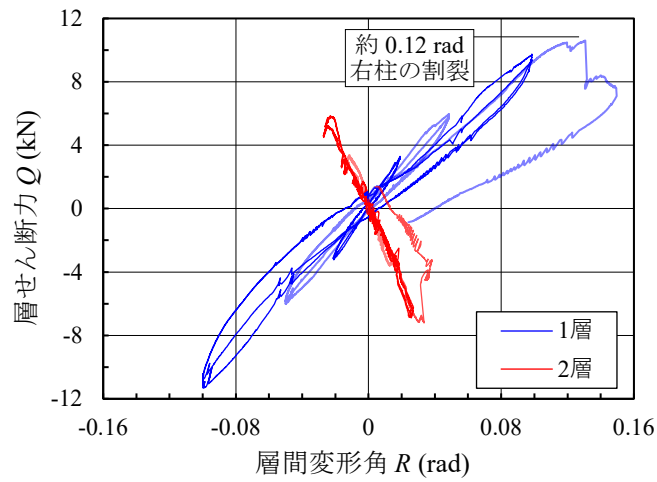
加力実験の結果のうち、 $R_1=0.02, 0.05, 0.1\text{rad}$ 加力時の各層の復元力特性を図 3-14 に、1 層右・左柱のせん断力と 1 層層間変形角の関係を図 3-15 に示す。各図とも、(b)では試験体 K_P の 0.15rad 正加力 1 回目までの結果も示す。図 3-14 より、各層の層間変形角について、所定の層間変形角比 $R_1 : R_2 = 1 : 0.25$ で加力ができていることがわかる。写真 3-4 および写真 3-5 に加力の最終状況を示す。試験体 K_B では、 $R_1=0.067\text{rad}$ の負側加力 1 回目に左接合部のほぞ端抜け破壊により軸力抵抗を失ったため、破損後の補強を想定し、左接合部に仕口ダンパーを付加して 3 ループ目以降の加力を行った。0.1rad 正加力 1 回目に、右柱が曲げ破壊から進展したひび割れにより割裂し（写真 3-5(b)）、続いて同サイクルの負側加力時に左接合部仕口ダンパーが鋼板と粘弾性体の接着部で破断してほぞの脱落が生じたため（写真 3-5(a)）、加力を中止した。

試験体 K_P については、0.1rad 負側加力 1 回目に、右柱の栓穴付近にひび割れが、左柱の FMS 合金ダンパーの取付金物ボルト穴付近にひび割れが観察された。続く 0.15rad 正側加力の 1 回目の約 0.12rad 時に右柱が割裂し、ほぞの抜け出し・栓の折れ抜けが生じた（写真 3-6(b)）。また、ダンパー設置左接合部において、負側最大加力からの除荷時に、差鴨居の上下端に引抜けの残留変形が生じた（写真 3-6(a)）。接合部については、写真 3-7(a)に示すように、ダンパー固定治具の下端で柱が曲げ破壊し、差鴨居下端位置での曲げ破壊を防いだ。

写真 3-8 に、試験体 K_P について実験終了後に接合部を解体した写真を示す。右接合部に柱の割裂と栓の破断を、左接合部にほぞの端抜けと栓の曲げ降伏を観察した。左接合部に設置された FMS 合金ダンパーが、ほぞの端抜けが発生した後に差鴨居の引抜けを抑え脱落を防いだことが確認された。また、ほぞの引抜きについて、栓の曲げ降伏後にほぞの端抜けが生ずる事象がありうる事が判明した。

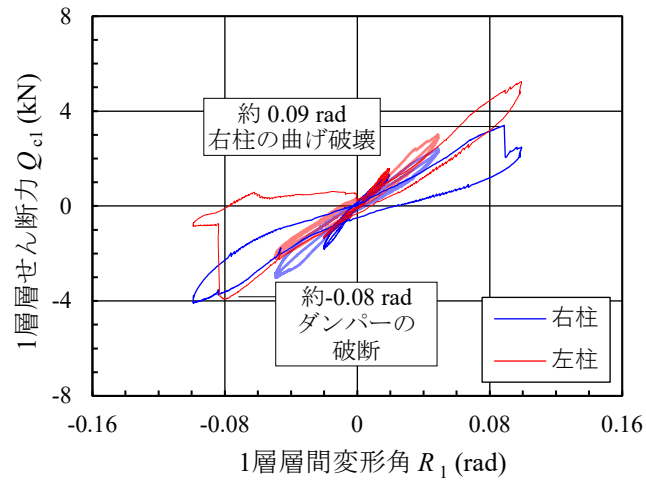


(a) 試験体 K_B

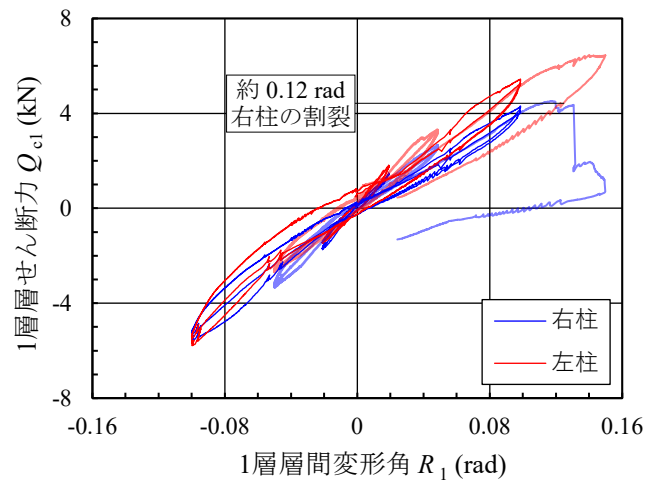


(b) 試験体 K_P

図 3-14 各層の復元力特性 ($R_1 = 0.02, 0.05, 0.1\text{rad}$ 加力時)



(a) 試験体 K_B

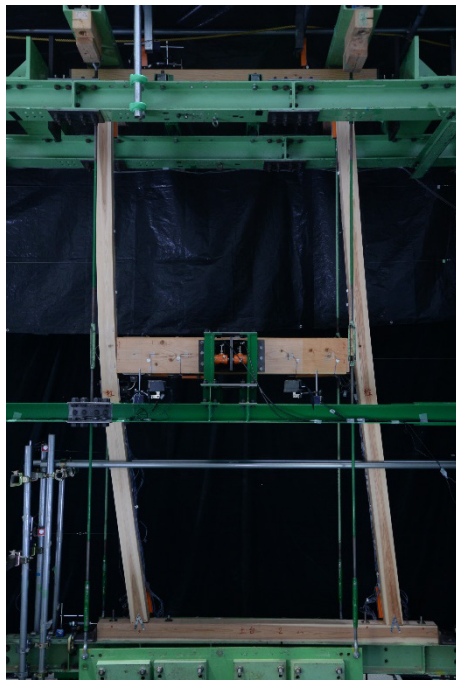


(b) 試験体 K_P

図 3-15 1層右・左柱のせん断力と1層層間変形角の関係



(a) 試験体 K_B



(b) 試験体 K_P

写真 3-4 加力最終状況（全体）



(a) 試験体 K_B 左柱 仕口ダンパー破断・ほぞ脱落状況



(b) 試験体 K_B 右柱曲げ破壊状況

写真 3-5 加力最終状況（接合部）



(a) 試験体 K_P 左柱ダンパー設置接合部 引抜け残留変形



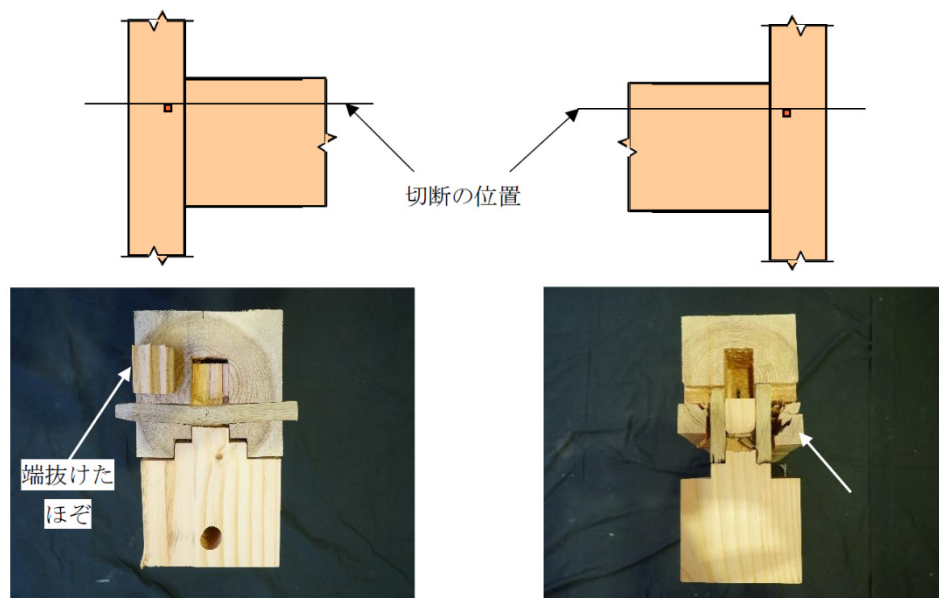
(b) 試験体 K_P 右柱割裂・ほぞ抜け出し

写真 3-6 加力最終状況 (接合部)



(a) 試験体 K_P 左柱曲げ破壊

写真 3-7 加力最終状況（接合部）



(a) 左接合部の切断面

(b) 右接合部の切断面

写真 3-8 試験体 K_P の接合部解体写真

3.5. 接合部の挙動と補強の効果

3.5.1 接合部の挙動と補強の効果

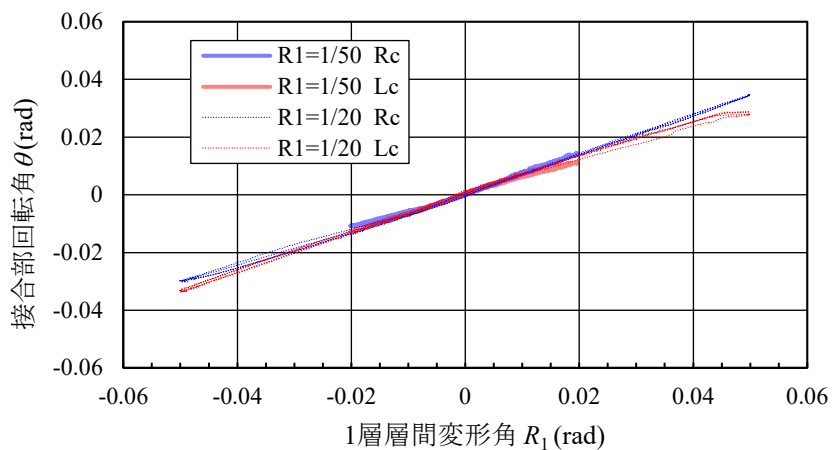
接合部回転角 θ と1層層間変形角 R_1 の関係を図3-16に示す。接合部回転角 θ と1層層間変形角 R_1 の関係は、第2章の無補強の試験体HおよびKと同様である。図3-17に、試験体K_B・K_Pについて、縦軸に前柱の接合部回転角 θ と1層層間変形角 R_1 の比 θ/R_1 を、横軸に1層層間変形角 R_1 と2層層間変形角 R_2 の比 R_2/R_1 をとり、各値をプロットしたグラフを示す。グラフ中には、2章で示した試験体Kについての各値と、試験体K, K_B, K_Pの各値から導いた回帰式もあわせて示す。回帰式については、第2章で示した試験体Kの各値による回帰式とほぼ同じとなった。試験体グラフより、K_B, K_Pの結果をあわせても θ/R_1 と R_2/R_1 はほぼ線形関係にあることがわかる。

両試験体の接合部について、差鴨居の引抜け量 x と1層層間変形角 R_1 の関係を図3-18に、差鴨居に生ずる軸力 N と引抜け量 x の関係を図3-19に示す。 N は引張力を正に、圧縮力を負とする。引抜け量 x は、柱面からの差鴨居上端・下端の変位の平均値とする。試験体K_Bでは、左接合部について、 $R_1 = 0.067\text{rad}$ 時の仕口ダンパー設置により引抜け剛性が増大したが、その後の 0.08rad 時ダンパー破断により引抜け量が急激に増加した。右接合部については、正加力約 0.09rad 時に曲げ破壊が生じ軸力の低下がみられた。第2章の実験時には、同様の込栓試験体Kの右柱の差鴨居下端位置において、 0.1rad 加力時に差鴨居が柱を押しすることによる柱繊維の断裂が生じた(写真3-9(a))が、今回の試験体K_Bでは繊維断裂を防ぐ目的でステンレスプレートを設置し、ねらい通り繊維の断裂は生じなかった(写真3-9)。なお、今回の実験では、繊維断裂による曲げ破壊を防止できたが、ほぞ穴位置からの曲げ破壊が右柱の最終破壊形となった(写真3-5(b))。

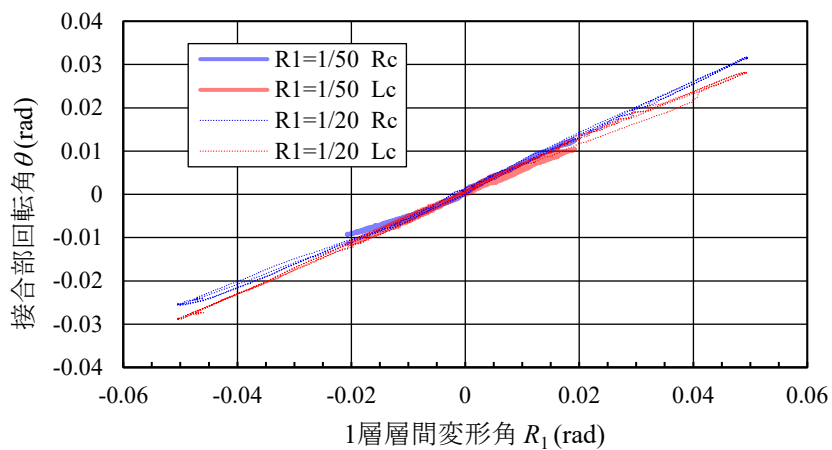
試験体K_Pについては、図3-18および図3-19からわかるように、FMS合金ダンパーを設置した左接合部において、ダンパーを設置しない右接合部と比べて、引抜き方向加力(左→右加力)時の引抜け時の剛性が大きくなり、引抜け量が抑えられた。また、図3-20に試験体K_Bおよび試験体K_Pの各左柱の $R_1 = 0.05\text{rad}$ 負加力時復元力特性を示す。FMS合金ダンパーを付加していない試験体K_Bの左柱と比較して、FMS合金ダンパーを付加した試験体K_Pの左柱は剛性が高くかつ履歴面積が大きくなり、エネルギー吸収量が大きくなっていることが分かる。剛性については、それぞれの試験体柱の最小せん断力時の等価剛性について、約20%増大している。エネルギー吸収量については負側加力で約1.8倍となっており、両側の柱にダンパーを設けたと仮定した場合、およそ4.5%の等価粘性減衰定数が付加されると推定される。また、図3-21に、ダンパーのピン間距離と1層層間変形角の関係を示す。ダンパーのピン間距離は、ダンパーが引張側となる $R_1 = 0.1\text{rad}$ 負加力時に最大15.3mmとなっている。実験においてはダンパーに生ずる軸力は直接計測を行っていないが、事前のFMS合金ダンパーの解析結果(図3-10)より、この加力時におよそ25(kN)の力がピン間に発生したことが推定される。また、写真3-8で示したように、実験後に試験体接合部の解体を行ったところ、左接合部に設置されたFMS合金ダンパーがほぞの端

抜けが発生した後に差鴨居の引抜けを抑え、脱落を防いだことが確認された。以上のことから、本補強は地震時の差鴨居の引抜け防止・架構全体の变形抑制に効果があると考えられる。

試験体 K_P について除荷時に観察された差鴨居の引抜け残留変形については、負側最大加力時にダンパーが直線状に変形してピン間方向の剛性が高くなり（写真 3-10）、その後の除荷時にダンパーが圧縮変形に対して抵抗して差鴨居の上端が開き、図 3-19(b)破線内に示すように差鴨居の引抜け量が増大し、図 3-18(b)に示す引抜けの残留変形が生じた。また、図 3-21 から、1 層層間変形角が 0 となった時にダンパーのピン間距離に引張方向の残留変形が生じて初期状態から開いた形状となり、差鴨居の引抜け残留変形を生じさせていることがわかる。



(a) 試験体 K_B



(b) 試験体 K_P

図 3-16 接合部回転角 θ と 1 層層間変形角 R_1 の関係

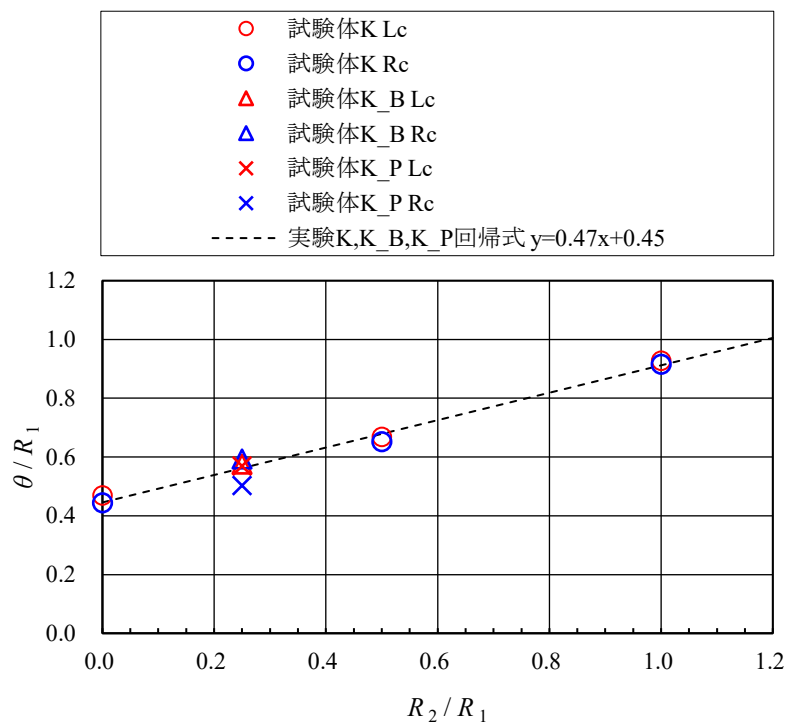
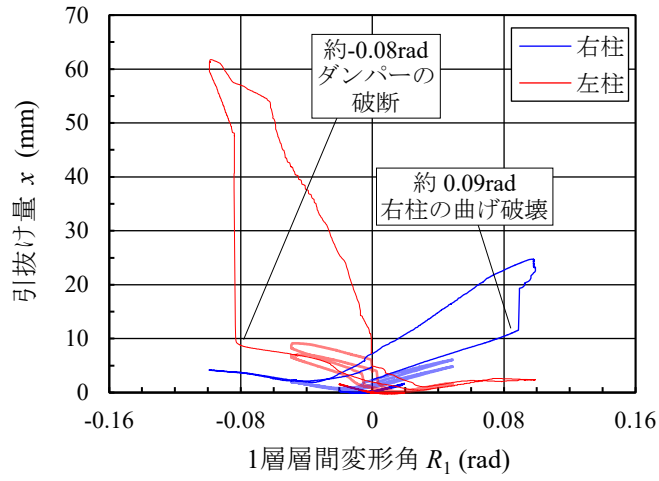
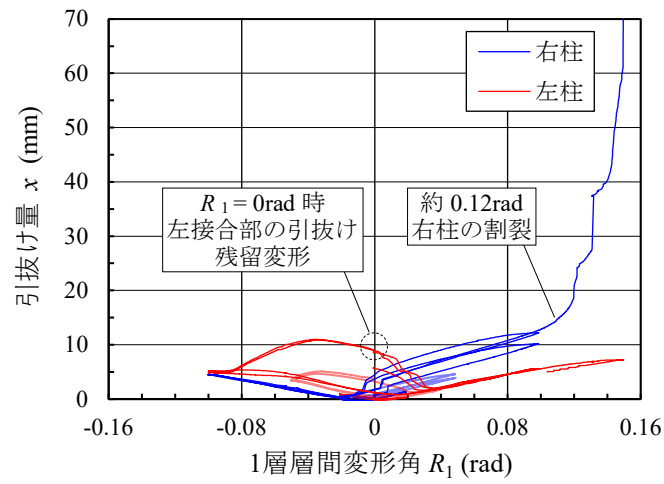


図 3-17 接合部回転角 θ ・ 層間変形角 R_1 比と 1 層 ・ 2 層層間変形角比の関係
(試験体 K, K_B, K_P)

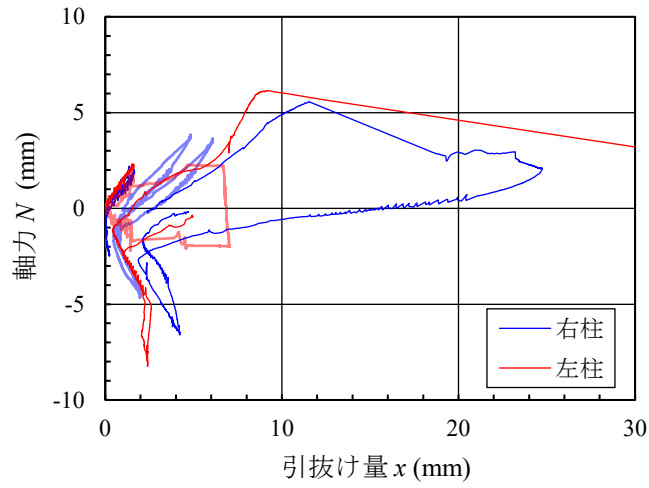


(a) 試験体 K_B

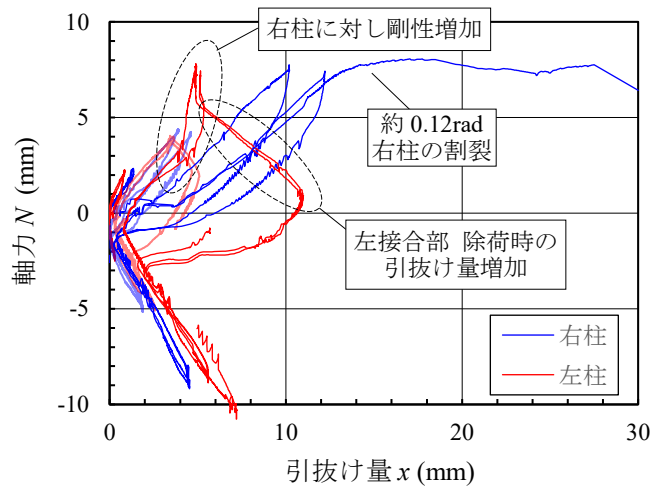


(b) 試験体 K_P

図 3-18 差鴨居の引抜け量-1層層間変形角関係



(a) 試験体 K_B



(b) 試験体 K_P

図 3-19 差鴨居の軸力-引抜け量関係

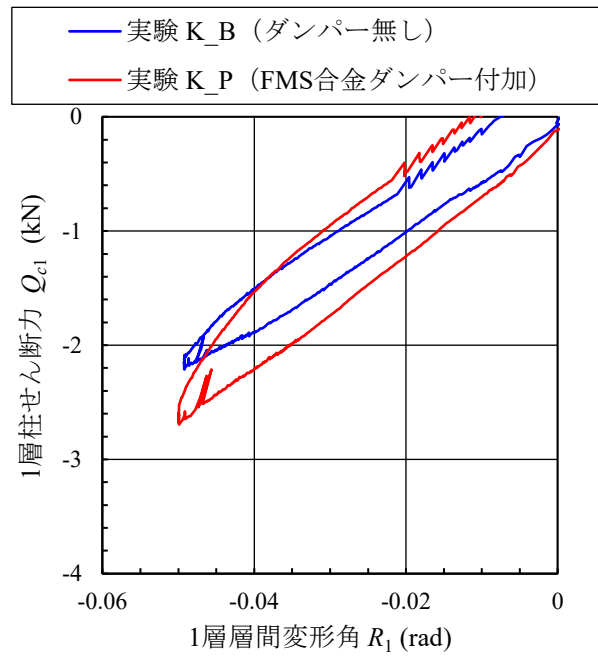


図 3-20 左柱負加力時復元力特性 ($R_1 = 0.05\text{rad}$)

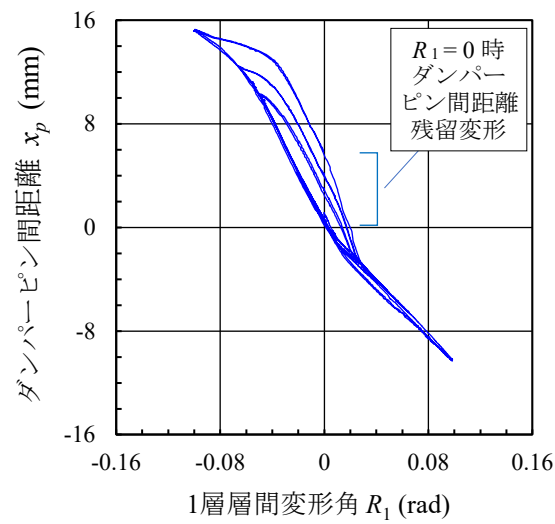
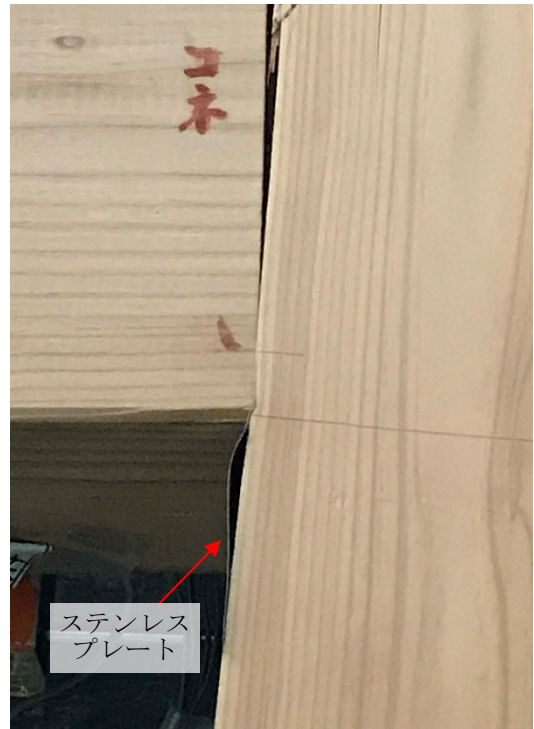


図 3-21 FMS 合金ダンパーピン間距離と 1 層層間変形角関係



(a) 試験体 K 0.1rad 負加力時



(b) 試験体 K_B 0.1rad 負加力時



(c) 試験体 K_B 0.1rad 負加力時 接合部全体

写真 3-9 右柱差鴨居下端位置の状況



写真 3-10 試験体 K_P 0.1rad 負加力時 FMS 合金ダンパー変形状況

3.6 接合部補強に関する考察

3.6.1 ステンレスプレートによる補強

今回考案したステンレスプレートによる補強は、簡易な対策で柱繊維断裂とそれに起因する柱の曲げ破壊を防ぐことが可能であり、実際の建物の補強に対しても有効な手段であると考えられる。

3.6.2 ダンパーによる補強

ダンパーによる補強については、今回考案した FMS 合金ダンパーでは、柱剛性の増大・エネルギー吸収能力の付加・差鴨居の引抜け防止が図られ、架構全体の変形抑制・崩壊防止に効果があると考えられる。以下では、接合部にダンパーを付加する場合の注意点を示す。

差鴨居下端にダンパーを設ける補強については、補強しない場合の差鴨居下端の抜け出し量が $R_1 = 0.05\text{rad}$ 時に 15mm 弱程度となることからダンパーには大きな変形能力が必要である。今回の試験体 K_B の仕口ダンパー補強については、地震時に破壊した接合部の補強を想定したが、ほぞ端抜け破壊により接合部の引抜き剛性が大きく低下した後にダンパーを設置した結果、大きな引張力が作用し大変形が生ずることでダンパーが破壊した。接合部が破壊した後の補強においては、破壊後の架構の変形評価も含めた検討が必要である。

また、本実験の FMS 合金ダンパーのように、ダンパーの軸方向の変形で差鴨居の抜け出しを抑制しようとする場合、ダンパーの引張側変形時には差鴨居上端が柱と接しているため差鴨居上端の変形が抑えられるが（写真 3-10）、除荷時のダンパーの圧縮側変形時には、ダンパーが圧縮剛性を有していると差鴨居上端に変形が生じ今回のように上端の隙間が生ずることになる（写真 3-6(a)）。FMS 合金のような弾塑性系のダンパーに限らず、粘弾性系ダンパーのように最大変形からの戻り剛性を有するダンパーでも同様の現象が生ずると考えられ、ダンパーの剛性・復元力の設定には注意が必要である。

3.7 まとめ

通し柱を有する2層軸組架構について、差鴨居接合部に補強を施した試験体に対する静的加力実験を行い、架構および接合部の挙動を把握するとともに、補強の有効性について考察を行った。本実験で得られた知見を以下に示す。

- 1)今回考案したステンレスプレートによる補強は、簡易な対策で柱繊維断裂とそれに起因する柱の曲げ破壊を防ぐことが可能であり、実際の建物の補強に対しても有効な手段であると考えられる。
- 2)今回考案したFMS合金ダンパーによる補強は、ダンパーを付加した柱の剛性を増大させ、エネルギー吸収能力を付加する。また、差鴨居のほぞ破損時にも引抜けの防止効果があり、架構全体の変形抑制・崩壊防止に効果があると考えられる。
- 3)差鴨居下端にダンパーを設ける補強については、補強しない場合の差鴨居下端の抜け出し量が $R1=0.05\text{rad}$ 時に15mm弱程度となることからダンパーには大きな変形能力が必要である。今回の試験体K_Bの仕口ダンパー補強については、地震時に破壊した接合部の補強を想定したが、ほぞ端抜け破壊により接合部の引抜き剛性が大きく低下した後にダンパーを設置した結果、大きな引張力が作用し大変形が生ずることでダンパーが破壊した。接合部が破壊した後の補強においては、破壊後の架構の変形評価も含めた検討が必要である。
- 4)また、本実験のFMS合金ダンパーのように、ダンパーの軸方向の変形で差鴨居の抜け出しを抑制しようとする場合、ダンパーの引張側変形時には差鴨居上端が柱と接しているため差鴨居上端の変形が抑えられるが、除荷時のダンパーの圧縮側変形時には、ダンパーが圧縮剛性を有していると差鴨居上端に変形が生じ今回のように上端の隙間が生ずることになる。FMS合金のような弾塑性系のダンパーに限らず粘弾性系ダンパーのように最大変形からの戻り剛性を有するダンパーでも同様の現象が生ずると考えられ、ダンパーの剛性・復元力の設定には注意が必要である。

以上に示すように、本章での検討により、通し柱を有する軸組架構に対し補強を行うことによる効果と、補強を行う際に注意すべき点が明らかになり、今後京町家の耐震補強を検討するうえでの有用な知見を得ることができた。

第 3 章の参考文献

- 3.1) 伝統的構法木造建築物設計マニュアル編集委員会：伝統的構法のための木造耐震設計法，(株)学芸出版社，pp. 92-94, 2019.6
- 3.2) 小池哲朗，大村早紀，杉野未奈，林 康裕：京町家の耐震補強に関する実験的研究，日本建築学会構造系論文集，第 82 巻，第 736 号，pp. 843-852, 2017.6
- 3.3) 岩本いづみ，清水秀丸，棚橋秀光，鈴木祥之：伝統木造軸組における柱-差鴨居接合部のモーメント抵抗メカニズム，日本建築学会学術講演梗概集. C-1.構造 III, pp. 413-414, 2007.7
- 3.4) 中井 孝，山井良三郎：日本産主要 35 樹種の強度的性質，林業試験場研究報告，319 号，pp. 13-46, 1982. 1
- 3.5) 檜原健一，岩佐裕一，中山光男，野島千里：仕口タイプ粘弾性ダンパーの開発 その 2. 性能確認試験(2)，日本建築学会学術講演梗概集.B-2,構造 II, pp. 963-964, 2000.7
- 3.6) 櫛部淳道，井上泰彦，梅村建次，澤口孝宏，大塚広明，千葉悠矢：ブレース型 Fe-Mn-Si 系合金制振ダンパーの開発 その 1 Fe-Mn-Si 系合金連続鋳造圧延材の機械的特性，日本建築学会学術講演梗概集.構造 III, pp. 729-730, 2018.7
- 3.7) SIEMENS：Basic Nonlinear Analysis User's Guide, pp. 5-4 - 5-5, 2018
- 3.8) 日本建築学会：木質構造接合部設計マニュアル，pp. 254-255, 2009.11
- 3.9) 松本拓也，多幾山法子，林 康裕：柱-差鴨居接合部の力学特性に関する実験的研究，日本建築学会構造系論文集，第 77 巻，第 675 号，pp. 747-754, 2012.5
- 3.10) <https://www.swcc.co.jp/cs/products/pdf/shiguchi.pdf>

第4章 込栓接合部ほぞの引抜き実験と破壊モードおよび耐力の評価

4.1 はじめに

伝統木造建物の耐震性能には、柱梁接合部が大きく関わっており、伝統木造建物の安全性を確保するためには、柱梁接合部の破壊性状や剛性・降伏耐力を含めた変形性能を把握することが重要である。

木造軸組架構の接合部のうち、込栓を用いた接合部の引抜き挙動に関する既往の研究では、破壊モードの分類や降伏耐力、初期剛性の評価に関する提案がいくつかなされており、渋谷らによる込栓接合部のほぞ引抜き時の破壊モードごとの長期許容耐力評価式の提案^{4.1)}、平坂らによる土台ほぞ仕口部の対荷モデルに基づく土台割裂破壊モードを含めた終局耐力評価式の提案^{4.2)}等がある。また、早崎らは、柱-差鴨居接合部に対する引抜き実験を行い、込栓のめり込みを考慮したEYT式の適用性を確認している^{4.3)}。代表的な研究の成果として、日本建築学会の木質構造接合部設計マニュアル^{4.4)}（以降、「接合部マニュアル」とする）において、福山らの木ダボ接合に関する研究に基づくEYT式^{4.5)}やVan der Putらによる割裂破壊理論式^{4.6)}を用いた長ほぞ込栓仕口の引張耐力評価式と計算例が示されている。松本らは、柱-差鴨居接合部のほぞ引抜き実験を行い、小変形時から大変形時に至る柱・栓の破壊モードを新たに分類し直し、接合部マニュアルの評価式に基づき込栓接合部の完全弾塑性モデルの初期剛性・降伏耐力の修正提案を行っている^{4.7)}。既往の研究においては、込栓接合部のほぞ引抜き時の挙動に対し影響を与える接合部内部の柱・ほぞと栓のめり込みや、栓の曲げ・せん断破壊とが関連した破壊メカニズムの詳細な解明には至っておらず、破壊性状や変形性能の評価を進めていくうえで、詳細な破壊メカニズムの解明が望まれる。また、破壊モードと降伏耐力を推定する際に用いる材料の剛性・強度の材料特性については、込栓接合部特有の形状および破壊メカニズムに起因する、接合部マニュアル等の既往の研究で示されている材料特性とは異なる材料特性を用いる必要があることが考えられる。

以上を踏まえ、本章は、伝統木造建物における込栓接合部のほぞ引抜き時破壊メカニズムを解明し、降伏耐力の精度の高い評価を行うための材料特性の新たな設定とそれに基づく評価を行うことを目的とする。まず4.2節において、込栓接合部を模し様々なパラメータを設定した試験体に対してほぞ引抜き実験を行った結果を報告する。また、ほぞ引抜き実験の結果および試験体の破壊状態の観察により、接合部の破壊メカニズムについて考察を行う。4.3節では、ほぞ引抜き実験に用いた材料について、破壊モードと引抜け降伏耐力の推定のための剛性・強度に関する基礎データを得る目的で、ほぞ引抜き実験試験体の形状および破壊状況に基づいて新たに設定した試験方法による材料試験を行った結果について報告する。最後に4.4節において、材料試験によって得られた材料の剛性・強度を、接合部マニュアルにおける接合部内部破壊に関する降伏耐力のEYT式および初期剛性の計算式に適用し、計算結果と実験結果との比較を行って接合部マニユア

ルの耐力評価式の適用性に対する考察を行う。また、接合部外部破壊であるほぞ端抜け破壊と柱の割裂破壊について、既往の耐力式の適用性についてあわせて言及する。

4.2 伝統木造建物の込栓接合部ほぞ引抜き実験

4.2.1 実験の目的

込栓接合部を模した試験体に対して梁ほぞ（以降、「ほぞ」とする）の引抜き実験を行い、込栓接合部のほぞ引抜き時の破壊メカニズムや変形性能を把握する。試験体に対して様々なパラメータを設定し、各パラメータが破壊メカニズムや破壊性状に及ぼす影響について検討を行う。また、ほぞ引抜き実験の実験結果および試験体の破壊状態の観察により、接合部の破壊メカニズムについて検討を行う。

4.2.2 実験の内容と試験体

試験体は、図 4-1 に例を示す伝統木造建物の込栓接合部を模擬し、ほぞ引抜き時の挙動の解明のために形状を単純化して柱・ほぞ・栓の 3 部材で構成した。試験体のほぞ穴内での形状を図 4-2 に示し、試験体の一部について全体形状を図 4-3 に示す。実験のパラメータを、ほぞの樹種・栓の樹種・柱における仕口切欠の有無・ほぞの栓穴の端あき長さ・栓の打ち直し・繰り返し加力の実施・柱長さ・補強の有無、として計 25 体を設定した。試験体の一覧を表 4-1 に示す。各パラメータの設定の理由を以下に示す。

- ・柱には京町家で一般に用いられているスギを設定した。現存する京町家では梁にジマツが用いられていることが多く、また、新築・改修の際にはベイマツ等が用いられるため、ほぞの樹種をジマツとベイマツに設定した。今回は、ジマツとしてアカマツを適用した。以降の表記では、アカマツの名称を用いる。
- ・栓の樹種と実際の込栓仕口での柱内切欠の有無が柱の割裂の発生に影響していると推測し、栓の樹種 4 種類と、仕口切欠の有無をパラメータとした。
- ・ほぞの端あき長さが短いほどほぞの端抜けが生じやすいと推測し、ほぞの端あき長さを 4 種類に設定した。
- ・実際に地震が発生し損傷を受けた後に補修を施した状況を想定し、途中まで加力をした後に栓の打ち直しを行い、再度加力を行う試験体を 2 体設定した。
- ・接合部の復元力特性を観察するため、2 体に対して繰り返し加力を行った。
- ・柱長さを 2 種類に設定し、柱の割裂の進展状況を確認した。
- ・金物での補強の効果を確認するため、柱やほぞに金物補強を施した試験体を製作した。

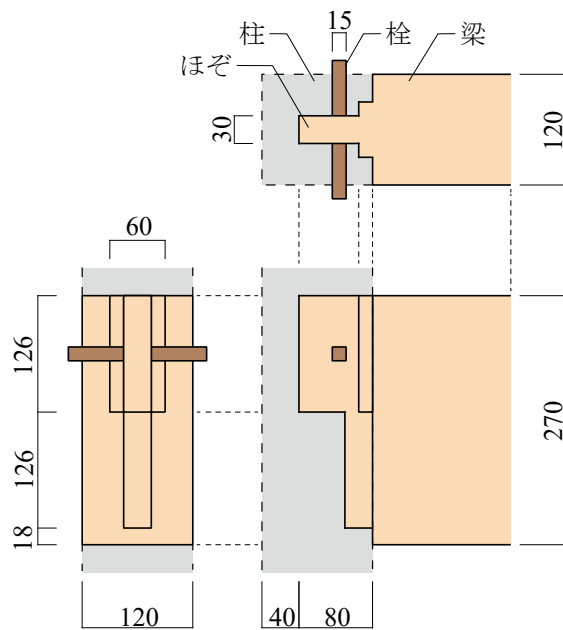


図 4-1 込栓接合部の例

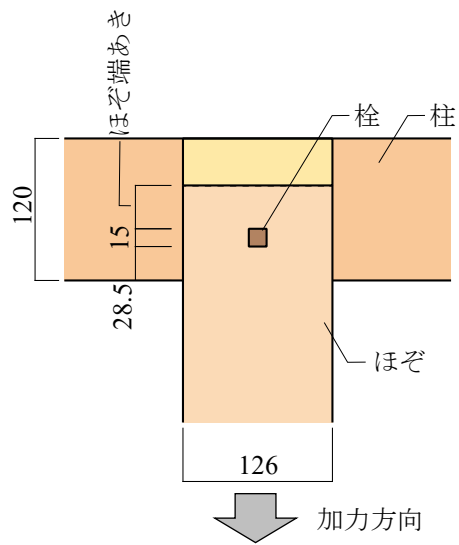


図 4-2 試験体断面図

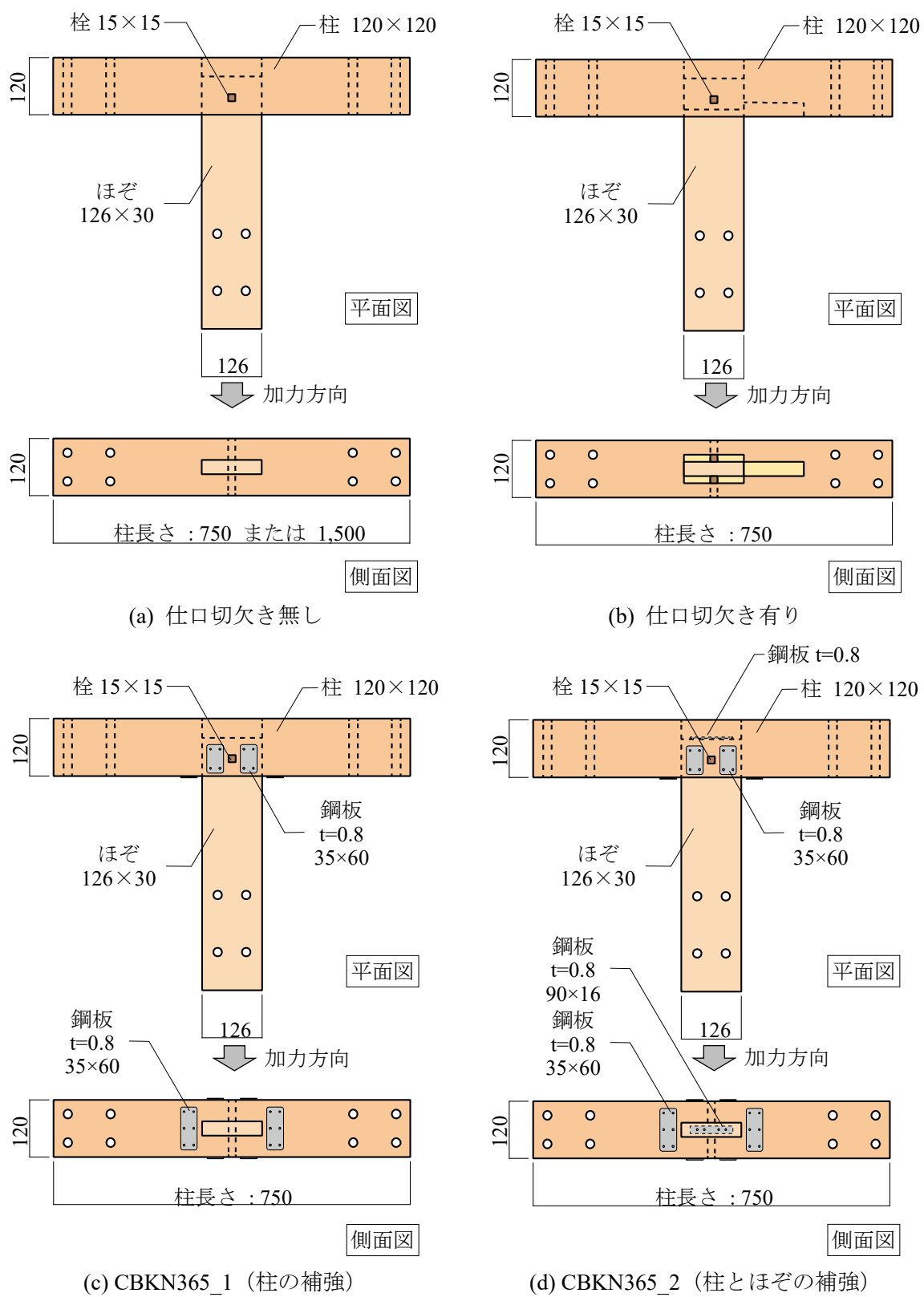


図 4-3 試験体形状

表 4-1 試験体一覧

No.	試験体名	補強 有無	樹種			仕口 切欠き 有無	ほぞ 端あき (mm)	備考			
			柱	ほぞ	栓						
1	UJKN525	無し (U)	S	J	K	無し (N)	52.5	-			
2	UJKN445						44.5	-			
3	UJKN365						36.5	-			
4	UJKN285						28.5	-			
5	UJKN205						20.5	-			
6	UBKN525			52.5			-				
7	UBKN445			44.5			-				
8	UBKN365			36.5			-				
9	UBKN285			28.5			-				
10	UBKN205			20.5			-				
11	UBHN365		B	S	H	無し (N)	36.5	-	-		
12	UBLN365							L	-		
13	UBSN365							S	-		
14	UBHA365							H	-		
15	UBLA365							L	-		
16	UBSA365				S			-			
17	UBKA365				K			あり (A)	無し (N)	-	-
18	UBKN365_h1									栓降伏後 栓打ち直し(h1)	
19	UBKN365_h2									柱割裂後 栓打ち直し(h2)	
20	UBKN365_r									繰り返し 加力(r)	
21	UBSN365_r		柱長さ 1,500mm								
22	UBKN365_l1		K	無し (N)	無し (N)	柱の補強					
23	UBKN365_l2					柱とほぞの 補強					
24	CBKN365_1					有り (C)					
25	CBKN365_2	有り (C)									

樹種の略称

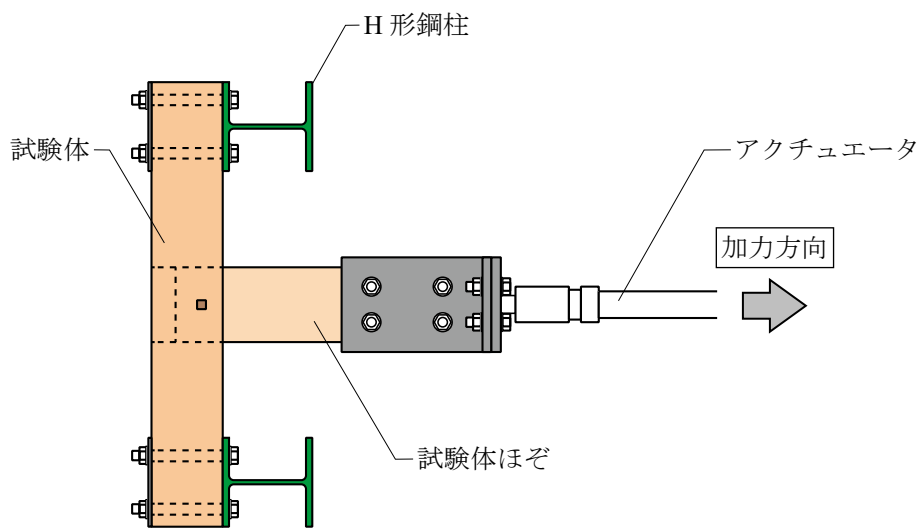
S: スギ J: ジマツ (アカマツ) B: ベイマツ
H: ベイマツ E110 L: ベイマツ E90 S: スギ E90 K: カシ

4.2.3 実験装置および計測計画

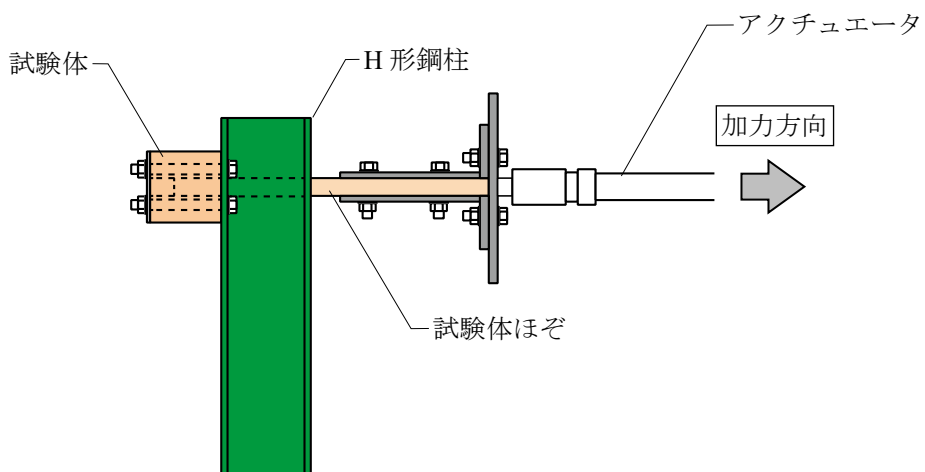
図 4-4 に実験装置を示す。試験体の柱を治具の H 形鋼柱で固定し、アクチュエータによりほぞを引き抜いて加力を行った。アクチュエータから試験体に作用する水平荷重 P をロードセルで計測した。また、試験体の柱とアクチュエータに設置した変位計を用いて、梁相対変位 δ を求めた。ここで梁相対変位とは、初期状態を基準として、ほぞが柱から引き抜けた距離である。なお、繰り返し加力を行う UBKN365r・UBSN365r の加力については、梁相対変位の目標値 2.5mm・5.0mm・7.5mm・10mm・15mm・20mm・30mm の各正側の変位加力のみを 2 回繰り返す漸増加振とした。

図 4-5 に柱長さが 750mm の場合の計測計画を示す。本実験では、接触型変位計を用いて変位の計測を行った。変位計を、ジャッキの滑りを測る一台(ch. 3)、北側フレームのたわみを測る一台(ch. 8)、柱のたわみを測る一台(ch. 5)、ジャッキの変位を測る一台(ch. 6)、北側フレームの滑りを測る一台(ch. 7)、南側フレームの変位を測る一台(ch. 9)の計 7 台設置した。梁相対変位 δ はほぞと柱の相対変形とし、(ch. 6 変位) - (ch. 5 変位) - (ch. 3 変位) とした。なお、加力板から栓穴間の距離 278.5mm における、各試験体のおおよその降伏荷重 8kN に対する軸変形は、約 0.07mm 程度である。

写真 4-1 に加力状況を示す。

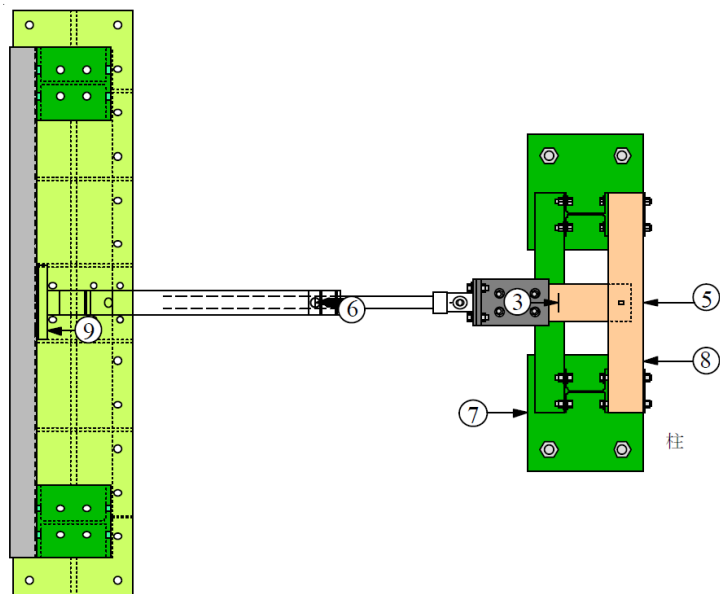


(a) 平面図



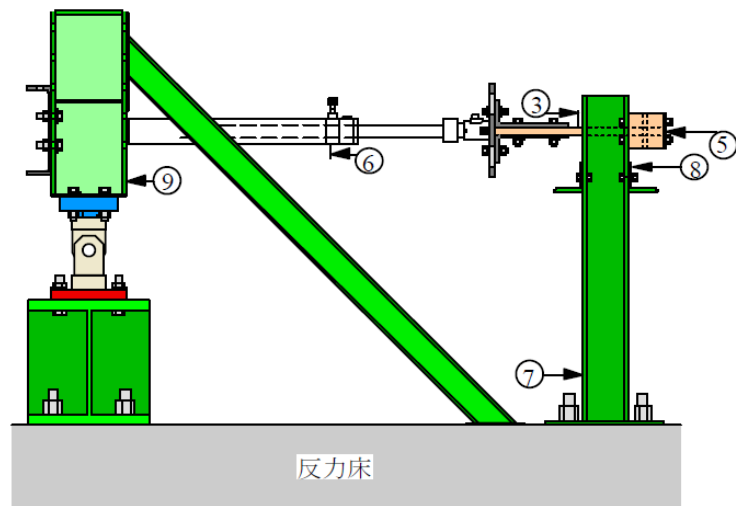
(b) 立面図

図 4-4 実験装置



← : 変位計
○囲み数字 : チャンネル番号

(a) 平面図



← : 変位計
○囲み数字 : チャンネル番号

(b) 立面図

図 4-5 計測計画



写真 4-1 加力状況

4.2.4 実験結果

図 4-6 に実験対象の接合部で想定される破壊モードを示す。このうち、M1～M5 が接合部内部破壊，M6～M8 が外部破壊である。

実験の結果得られた全試験体の復元力特性をパラメータごとに重ね合わせて図 4-7～図 4-12 に示す。同図のグラフ中には、加力中に観察された破壊モードを示している。また、実験で観察された代表的な損傷の状況を写真 4-2～写真 4-5 に示す。観察は、加力終了後、柱の栓穴位置で柱を切断し、柱・ほぞ・栓のめり込みの状況、栓の破壊の状況、柱の割裂の状況等について行った。以下では、パラメータの設定ごとに観察された破壊モードの違いについて述べる。

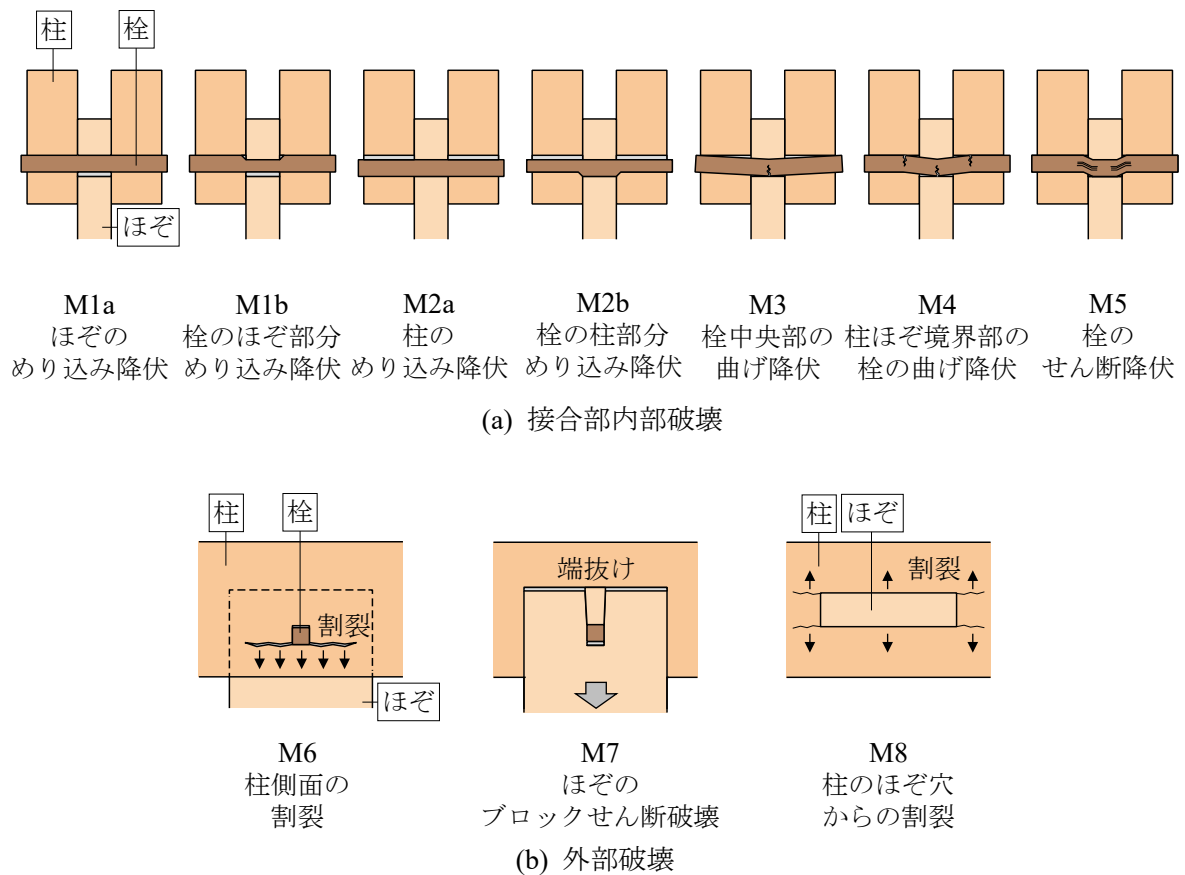
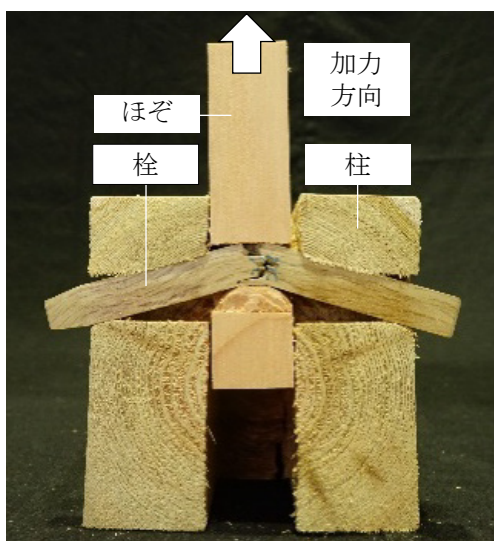


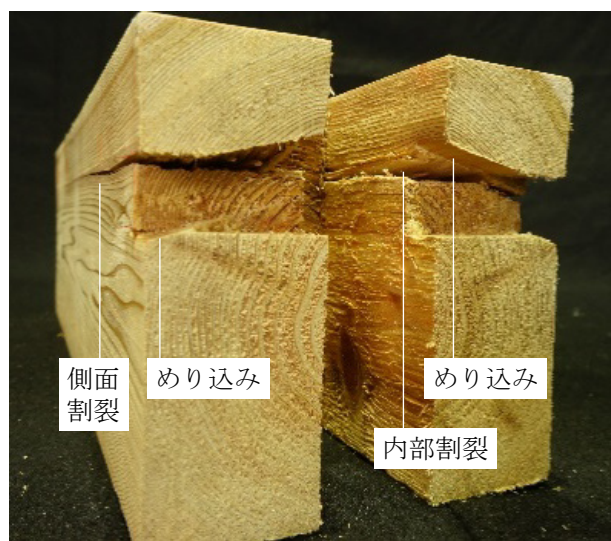
図 4-6 接合部の破壊モード

(1) ほぞ樹種の変化と端あき長さの変化

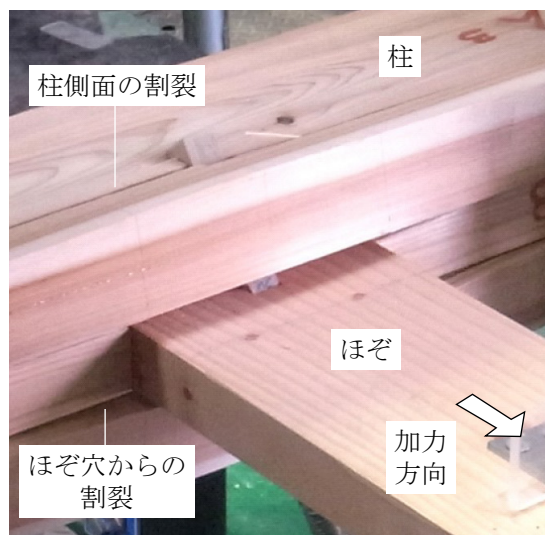
図 4-7 (a)に梁材をアカマツとして、図 4-7 (b)に梁材をベイマツとして、それぞれ端あき長さを変化させた試験体の復元力特性を重ね合わせて示す。これらの図に示すように、端あき長さが 52.5mm と 44.5mm, 36.5mm の試験体は、初めに栓中央部が降伏し (M3)、その後柱の割裂 (M6) が発生した。UBKN365 の栓中央部降伏と柱の破壊の状況を、写真 4-2 に示す。端あき長さが 28.5mm と 20.5mm の試験体は、ほぞの端抜け (M7) が発生した。UBKN205 の端抜けの様子を写真 4-3 に示す。なお、ほぞ樹種がアカマツの場合とベイマツの場合では、ほぼ同様の荷重変形関係と破壊性状を示している。



(a) 栓の曲げ降伏と柱のめり込み(UBKN365)



(b) 柱の破壊状況(UBKN365)



(c) 柱の破壊状況(UBKN365, 40mm 変形時)

写真 4-2 試験体の破壊状況 (UBKN365)

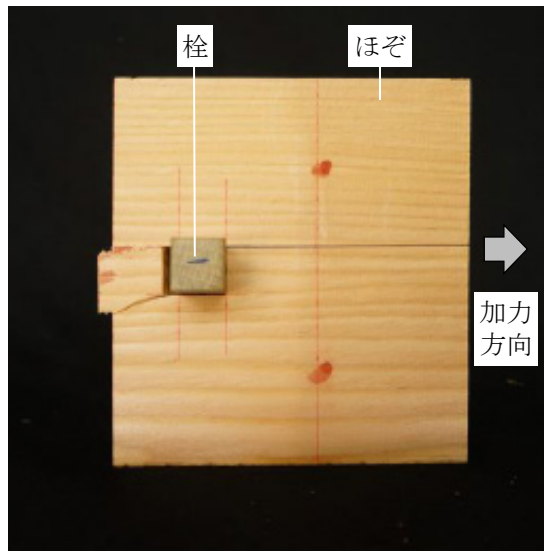
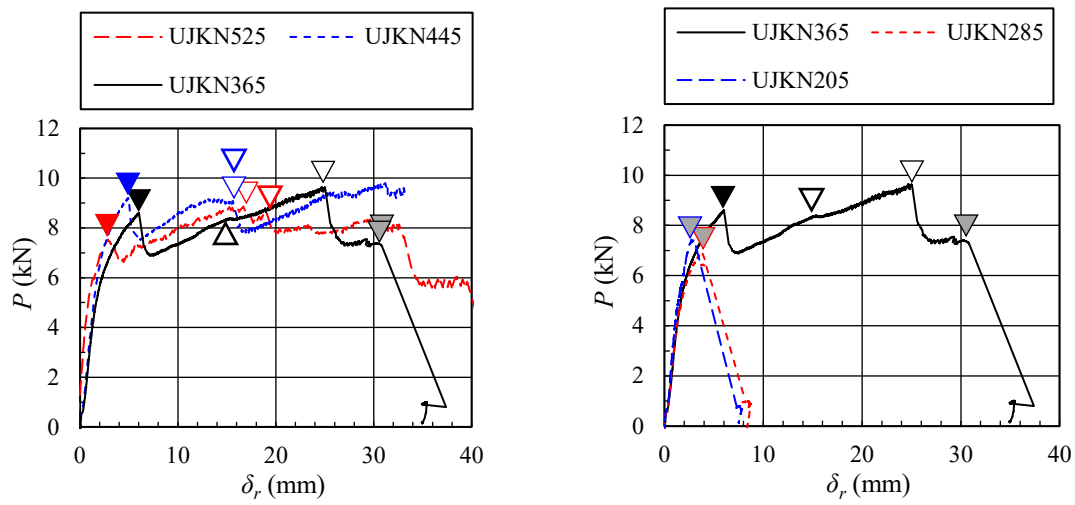
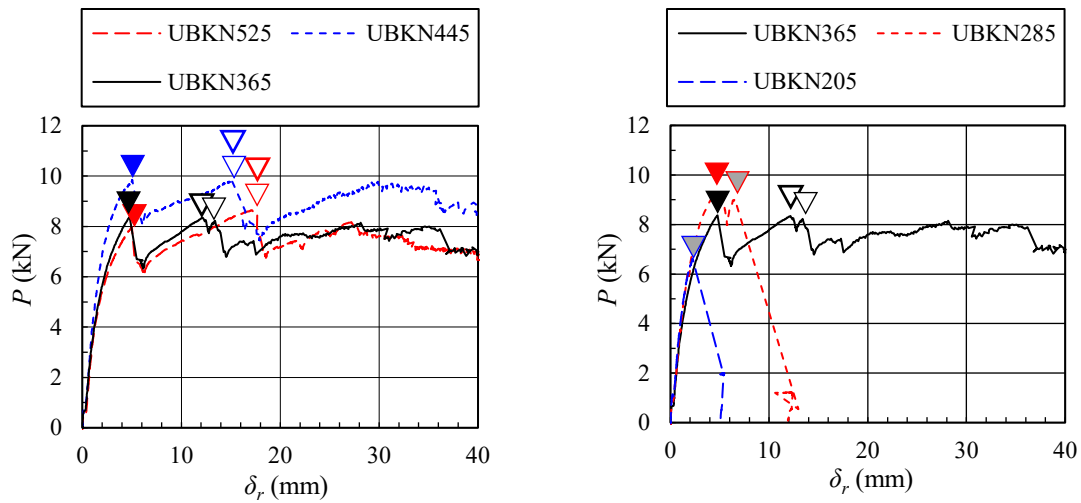


写真 4-3 ほぞのブロックせん断破壊 (UBKN205)



(a) 端あき距離の変化 (ほぞ：アカマツ)



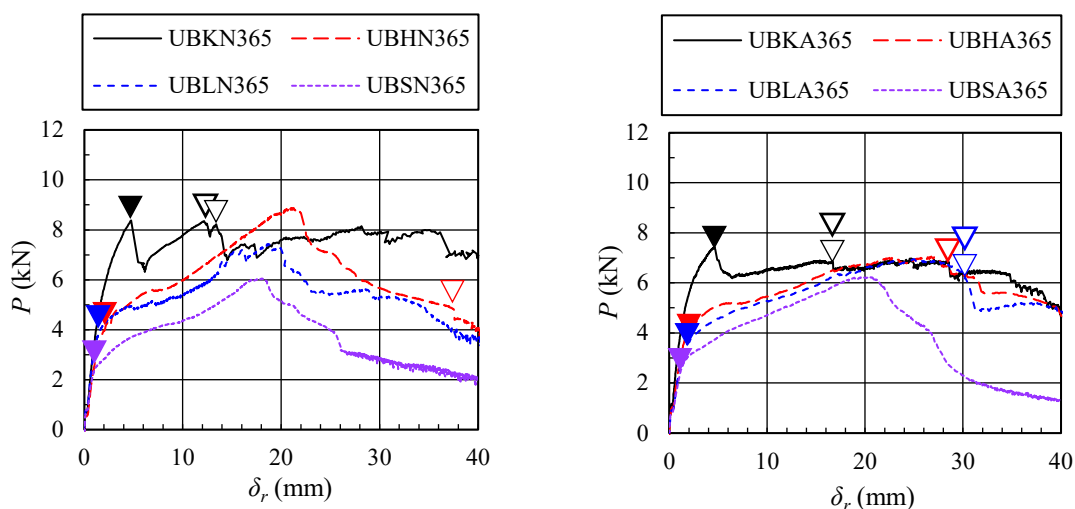
(b) 端あき距離の変化 (ほぞ：ベイマツ)

破壊モード	▼: 柱の曲げ降伏(M3)	▽: 柱側面の割裂(M6)
	▽: 柱のほぞ穴部分の割裂(M8)	▽: ほぞのブロックせん断破壊(M7)

図 4-7 復元力特性の比較 ほぞ樹種の変化と端あき長さの変化

(2) 栓材の変化と仕口切欠の有無

図 4-8 (a)に、仕口切欠無しで栓の樹種を変化させた試験体の復元力特性を、図 4-8 (b)に仕口切欠ありで栓の樹種を変化させた試験体の復元力特性を重ね合わせて示す。写真 4-4 に、栓がカシで切欠きありの UBKA365 の降伏の状況を示す。栓がカシの試験体は、仕口切欠の有無に関わらず初めに栓中央部が降伏し (M3)、その後柱の割裂 M6 が発生した。栓がベイマツの試験体は、初めに栓のほぞ部分のめり込み降伏 M1、栓中央部曲げ降伏 M3、栓のせん断降伏 M5 のいずれかが生じたものと推定されるが、いずれも仕口内部の破壊であり加力中は試験体の状況が視認できず、また加力終了後の破壊状況はいずれも栓が破断し原形をとどめていないため破壊モードが確定できず、破壊モードは不明である。最初の降伏後、仕口切欠なしの試験体は柱とほぞの境界付近の栓部分(以下、栓境界部)が降伏し (M4)、仕口切欠ありの試験体は柱の割裂 M6 が発生した。栓がスギの試験体は仕口切欠の有無に関わらず、栓がベイマツの試験体と同様、初めに栓のほぞ部分のめり込み降伏 M1、栓中央部の降伏 M3、栓のせん断降伏 M5 のいずれかが生じたものと推定され、その後栓境界部が降伏した (M4)。UBSN365 の栓境界部での降伏の状況を写真 4-5 に示す。栓がせん断で破断するまで変形しており、加力途中で生じた破壊モードは確認できない状態となっている。



(a) 栓樹種の変化 (仕口切欠き無し)

(b) 栓樹種の変化 (仕口切欠き有り)

破壊モード	▼: 栓の降伏(M3・M5)	▽: 柱側面の割裂(M6)
	▽: 柱のほぞ穴部分の割裂(M8)	▽: ほぞのブロックせん断破壊(M7)

図 4-8 復元力特性の比較 栓樹種の変化と仕口切欠きの有無



写真 4-4 栓の曲げ降伏と柱のめり込み (UBKA365)

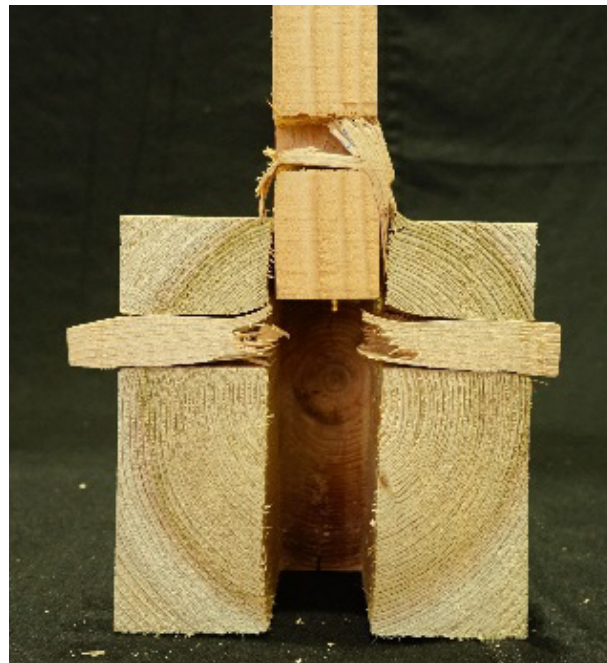
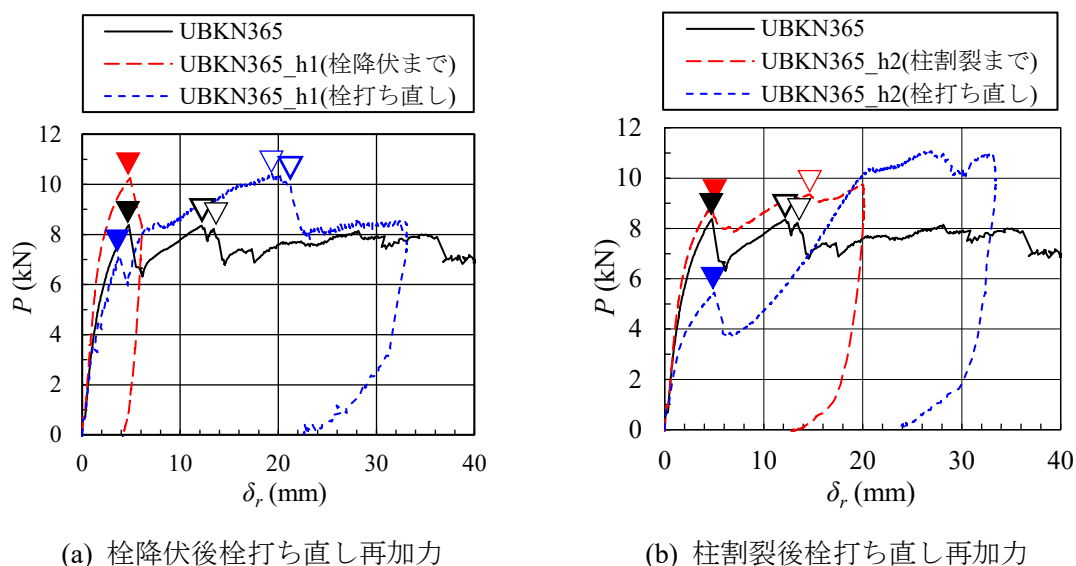


写真 4-5 栓のせん断破壊 (UBSN365)

(3) 栓の打ち直し

図 4-9 (a)に、一度目の加力で栓中央部が降伏した後に一旦除荷し、栓を打ち直し再度加力を行った UBKN365_h1 と、単調加力を行った UBKN365 の復元力特性を重ね合わせて示す。また、図 4-9(b)に、一度目の加力で柱の割裂 M6 が発生した後に加力を一旦除荷し、栓を打ち直し再度加力を行った UBKN365_h2 と、単調加力を行った UBKN365 の復元力特性を重ね合わせて示す。UBKN365_h1 と UBKN365_h2 いずれの試験体においても、一度目の加力で栓中央部が降伏したときの荷重より、栓を打ち直した後の加力における栓中央部降伏の荷重の方が、約 3kN 小さかった。これは、一度目の加力で柱やほぞに損傷を与えられており、柱やほぞのめり込み降伏応力が下がったためと考えられる。栓打ち直し後の復元力特性においては、荷重が一度目の加力の大きさまで増加した後は、栓打ち直し前の加力の荷重変形関係を延長するような復元力特性になった。



破壊モード	▼: 栓の曲げ降伏(M3)	▽: 柱側面の割裂(M6)
	▽: 柱のほぞ穴部分の割裂(M8)	▽: ほぞのブロックせん断破壊(M7)

図 4-9 復元力特性の比較 栓の打ち直し

(4) 繰り返し加力

図 4-10(a) に、栓材カシの単調荷重試験体 UBKN365 を繰り返し荷重した UBKN365_r と、単調荷重試験体 UBKN365 の復元力特性を重ねて示す。また、図 4-10 (b) に、栓材スギの単調荷重試験体 UBSN365 を繰り返し荷重した UBSN365_r と、UBSN365 の復元力特性を重ねて示す。UBKN365_r と UBSN365_r いずれの試験体においても、単調荷重した UBKN365 と UBSN365 と同様の復元力特性になった。

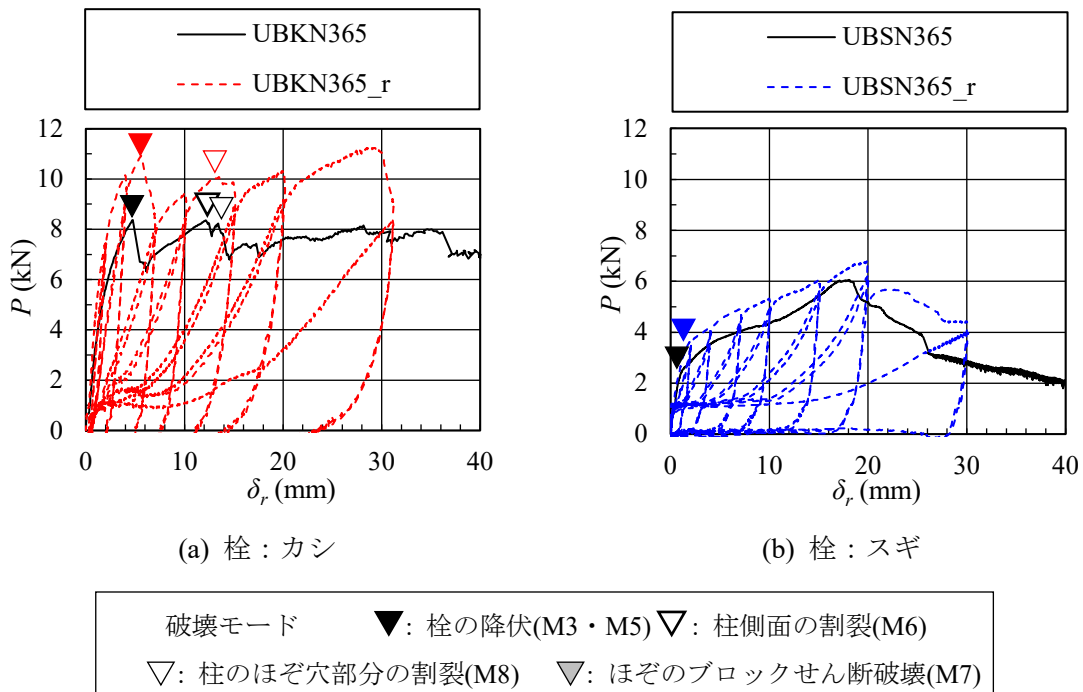
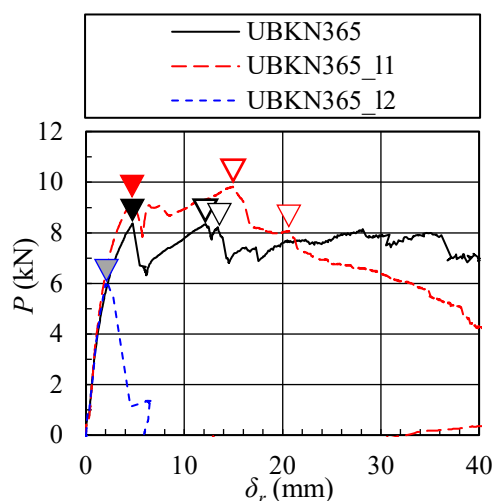


図 4-10 復元力特性の比較 繰り返し加力

(5) 柱長さの変化

図 4-11 に、柱長さが 750mm の試験体 UBKN365 と、柱長さが 1,500mm の試験体 UBKN365_11 および UBKN365_12 の復元力特性を重ね合わせて示す。UBKN365 と UBKN365_11 は初めに栓中央部が降伏し、その後柱の割裂が発生した。柱の割裂発生後は、柱長さ 750mm の試験体 UBKN365 は荷重があまり変化しない一方、柱長さ 1,500mm の試験体 UBKN365_11 は荷重が減少した。これは、実験において柱を H 形鋼で固定するため、柱長さが長いと柱の割裂が進展し荷重が減少するが、柱長さが短いと柱の割裂が進展せず荷重が下がらないことが原因として考えられる。また、UBKN365_12 は UBKN365_11 と同条件の試験体であったが、UBKN365_11 のように栓中央部降伏 M3 と柱の割裂 M6 は発生せず、ほぞの端抜け M7 のみが先行して発生し加力を終了した。UBKN365_12 において端抜け破壊が生じた理由については、せん断強度のばらつきが大きいと考えられるが、詳細については 4.4 節で考察を行う。

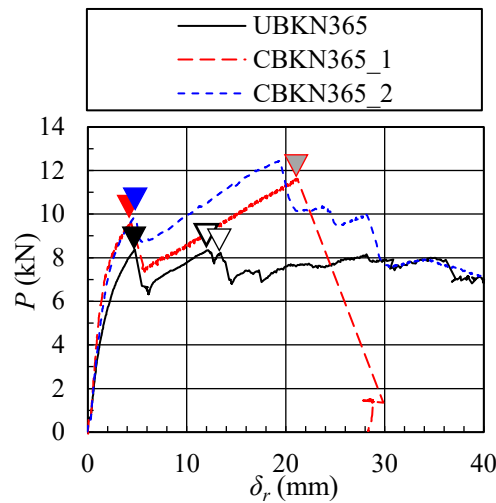


破壊モード ▼: 栓の曲げ降伏(M3) ▽: 柱側面の割裂(M6)
▽: 柱のほぞ穴部分の割裂(M8) ▽: ほぞのブロックせん断破壊(M7)

図 4-11 復元力特性の比較 柱長さの変化

(6) 補強の有無

図 4-12 に、補強を施していない試験体 UBKN365 と、柱の栓穴・仕口付近を金物で補強した試験体 CBKN365_1 および柱の栓穴・仕口付近とほぞの端あき側を金物で補強した試験体 CBKN365_2 の復元力特性を重ね合わせて示す。無補強の試験体 UBKN365 は、引き抜け量が大きくなるにつれ荷重が増加し、柱の割裂 M6 が発生した。一方、柱の栓穴・仕口付近を金物で補強した試験体 CBKN365_1 では、柱を補強したことにより柱の割裂を防ぐことができたが、荷重が増え続けたため、その結果ほぞの端抜け M7 が生じ、急激に変形が進んだ。柱の栓穴・仕口付近とほぞの端あき側を金物で補強した試験体 CBKN365_2 では、柱とほぞを金物で補強したため、柱の割裂を防ぐことができ、ほぞの端抜け M7 は生じたものの、金物で固定されているため、急激に変形が進むことはなかった。



破壊モード ▼: 栓の曲げ降伏(M3) ▽: 柱側面の割裂(M6)
 ▽: 柱のほぞ穴部分の割裂(M8) ▽: ほぞのブロックせん断破壊(M7)

図 4-12 復元力特性の比較 補強の有無

(7) 破壊モードと降伏時荷重のまとめ

表 4-2 に、試験体 No.1～23 について、各試験体の破壊モードと降伏時荷重をまとめたものを示す。

表 4-2 各試験体の破壊モードと降伏時荷重

No.	試験体	栓中央部の曲げ降伏 M3		栓のせん断降伏 M5		ほぞのブロックせん断 破壊（端抜け） M7	
		降伏時 変形 (mm)	降伏荷重 (kN)	降伏時 変形 (mm)	降伏荷重 (kN)	降伏時 変形 (mm)	降伏荷重 (kN)
1	UJKN525	2.9	7.5	—	—	—	—
2	UJKN445	5.0	9.2	—	—	—	—
3	UJKN365	6.0	8.6	—	—	—	—
4	UJKN285	—	—	—	—	3.8	6.9
5	UJKN205	—	—	—	—	3.0	7.4
6	UBKN525	5.0	8.0	—	—	—	—
7	UBKN445	5.0	9.9	—	—	—	—
8	UBKN365	4.8	8.4	—	—	—	—
9	UBKN285	4.6	9.2	—	—	—	—
10	UBKN205	—	—	—	—	2.2	6.6
11	UBHN365	2.1	4.0	—	—	—	—
12	UBLN365	—	—	1.6	4.0	—	—
13	UBSN365	—	—	1.2	2.5	—	—
14	UBHA365	—	—	2.2	4.2	—	—
15	UBLA365	—	—	2.3	3.8	—	—
16	UBSA365	—	—	1.2	2.6	—	—
17	UBKA365	4.7	7.3	—	—	—	—
18	UBKN365_h1	4.9	10.3	—	—	—	—
19	UBKN365_h2	4.8	8.8	—	—	—	—
20	UBKN365_r	7.0	8.2	—	—	—	—
21	UBSN365_r	—	—	2.0	3.6	—	—
22	UBKN365_l1	4.7	9.2	—	—	—	—
23	UBKN365_l2	—	—	—	—	2.3	5.5

4.2.5 試験体の観察による破壊メカニズムに関する考察

(1) 栓の破壊と柱のめり込み

写真 4-2 (a)および(b)に、実験後に試験体 UBKN365 の柱を切断した断面を示す。同写真より、栓がカシのように剛性・耐力が高い樹種の場合、栓が中央部で降伏した後、栓の形状を保ったまま破壊が進み、栓が柱にめり込んで変形が進むことが分かる。一方、写真 4-5 より、栓がベイマツやスギのように剛性・耐力が低い樹種の場合、栓のほぞ部分のめり込み降伏 M1、栓の中央部での降伏 M3 あるいは栓のせん断破壊 M5 が生じた後も栓の破壊が進み、栓境界部が断裂する。また、栓の材軸直交方向のめり込み量が大きく、柱のめり込み量は小さいことが分かる。

(2) 柱の割裂

写真 4-2 (a)より、加力に伴い栓中央部分が降伏して栓が柱にめり込み、栓が柱を押し広げていることがわかる。写真 4-2 (b)に、写真 4-2 (a)の断面から栓とほぞを取り出した柱部分を示す。写真 4-2 (b)より、まず初めに栓が降伏して柱にめり込み、そのめり込みから柱の栓穴側面からのせん断破壊および柱内部のひび割れが生じ、そのひび割れが外側に向けて進展して柱の割裂 M6 が生じていることがわかる。写真 4-2 (c)に、柱の割裂の様子を示す。

写真 4-5 に、実験後に試験体 UBSN365 を切断した断面を示す。同写真より、栓中央部分と栓境界部分が降伏し、また、栓材軸直交方向のめりこみ変形が大きいことがわかる。栓のこれらの変形に起因して柱に作用する荷重が抑えられ、柱の割裂が生じにくいものと考えられる。ただし、栓の剛性・耐力が低い場合でも、柱に仕口切欠があると柱の割裂が発生するケース (UBHA365,UBHL365) が見られた。これは、写真 4-4 に示すように仕口切欠部のめり込み剛性が小さく、栓により切欠部が大きく変形することにより内部でひび割れが発生し、外部に進展するためと考えられる。

(3) ほぞの端抜け

図 4-7 (a)および(b)の復元力特性より、端あき長さが短いほどほぞの端抜けが発生しやすいことがわかる。写真 4-3 に端あき長さが元も短い 20.5mm である UBKN205 のほぞの端抜けの状況を示す。しかし、UBKN365_11 の試験体と UBKN365_12 の試験体は同条件にも関わらず、UBKN365_11 は栓中央部降伏と柱の割裂が発生し、UBKN365_12 はほぞの端抜けが発生した。条件が同じでも、ほぞの端抜けが発生する試験体と発生しない試験体が存在する理由については、4.4 節で考察を行う。

4.3 材料試験

4.3.1 試験の目的

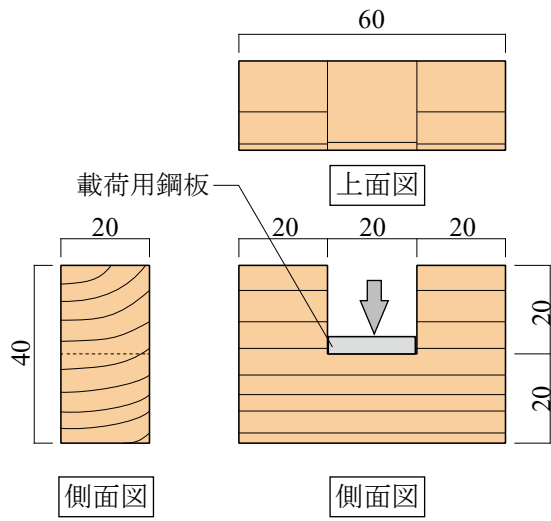
ほぞ引抜き実験に用いた木材の剛性・強度特性に関する基礎データを得る目的で、試験体の各部形状とほぞ引抜き実験において観察された破壊状況に基づいて設定した試験方法による材料試験を行った。

4.3.2 試験の内容と試験体

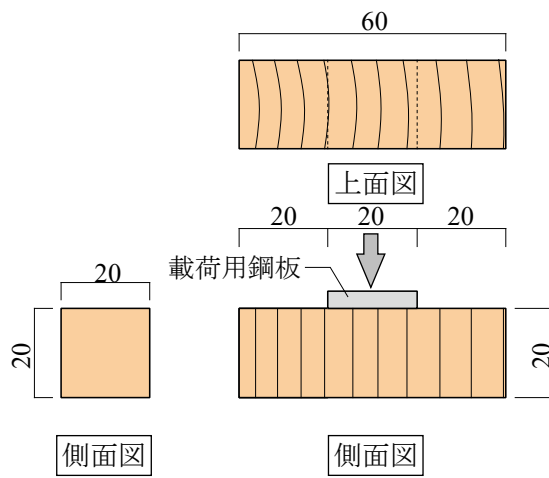
ほぞ引抜き実験に用いた柱・梁および栓について、部材ごとに観察された破壊モードに基づき材料試験の方法を設定・選択し、ほぞ引抜き実験後に各部材より切り出した材で材料試験を実施した。

柱・梁の繊維直交方向のめり込みに対する 5%部分圧縮強度および梁のせん断強度を JIS Z 2101^{4,8)}「12 部分圧縮試験」(以降,「繊維直交方向の部分圧縮試験」とする)および「17 せん断強さの測定」の方法に基づいて求めた。また,同 JIS には規定されていない試験として,柱栓穴での圧縮によるめり込み・割裂に相当する圧縮試験(本報告では「割裂試験」と称する),およびほぞ栓穴のめり込みに相当する「繊維方向の部分圧縮試験」を行った。割裂強度は図 4-13 (a)に示す栓穴を模擬した試験体を作成し,繊維方向の部分圧縮強度試験は同 JIS を準用し図 4-13 (b)に示す試験体を作成してそれぞれ 5%部分圧縮強度を求めた。

また,栓の曲げ強度を求めるために曲げ試験を行った。曲げ試験は,ほぞ引抜き実験に用いた栓と同じ木から切り出した栓に対し 3 点曲げ試験を行った。試験体の形状を図 4-14 に,加力状況を写真 4-6 に示す。試験体のせん断スパン比は 2.75 としている。



(a) 割裂試験



(b) 繊維方向の部分圧縮試験

図 4-13 材料試験 試験体形状

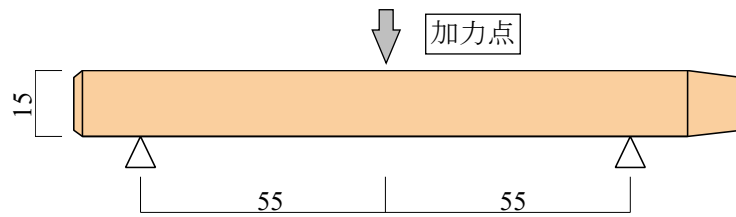


図 4-14 栓曲げ試験 試験体形状

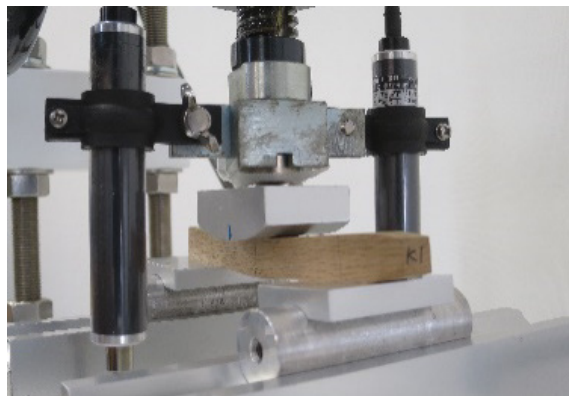


写真 4-6 栓曲げ試験加力状況

4.3.3 試験結果

試験の結果得られた各部材の樹種ごとの密度および強度を表 4-3 および表 4-4 に示す。なお、密度は各樹種ごとの全試験体の平均密度を示す。また、図 4-15 および図 4-16 に、試験の結果得られた強度と試験体密度との関係をプロットしたグラフを示す。

せん断強度（図 4-15 (a)）および繊維直交方向の部分圧縮試験における 5%部分圧縮強度（図 4-15 (b)）について、文献 4.9)におけるそれら強度の試験結果および同文献で示される回帰式に基づく直線を同図中にあわせて示す。これらの図より、今回得られた密度と強度の関係が文献 4.9)に示される関係に概ね一致することが分かる。

割裂試験および繊維直交方向の部分圧縮試験について、柱スギ材に対する両試験の応力-ひずみ関係を図 4-17 (a)に示す。また、それぞれの材料試験によって得られた 5%部分圧縮強度と密度の関係を図 4-15 (c)に示す。写真 4-7 (a)に割裂試験の加力後状況の例を示す。写真 4-7 (a)より、割裂試験体の破壊は、加圧板側面位置でのせん断破壊および栓穴端部からの割裂が生じている。図 4-17 (a)より、割裂試験での応力ひずみ関係は、繊維直交方向の部分圧縮試験のそれとほぼ同様の関係となっている。図 4-15 (c)から分かるように、試験体全体としての密度と 5%部分圧縮強度の関係については、割裂試験と繊維直交方向の部分圧縮試験のいずれの試験結果も同様の関係を示している。

図 4-15 (b)および図 4-15 (c)には、接合部マニュアルおよび文献 4.10)に示される、繊維直交方向の支圧強度 F_{e90} の密度 ρ による推定式 (4-1) に基づく直線を示している。

$$F_{e90} = 0.5 \times 0.082(1 - 0.01d)\rho \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad (4-1)$$

ここで、同推定式における接合具の直径 d は、今回実験の栓の幅の 15mm としている。同推定式による支圧強度は、今回の実験結果および文献 4.9)による強度推定式による 5%部分圧縮強度より大きな評価となっている。

繊維方向部分圧縮試験について、柱スギ材およびアカマツ材に対する試験での応力ひずみ関係を図 4-17 (b)に示す。降伏に至るまでの剛性低下は小さく、降伏後の二次勾配はほぼ 0 となっている。また、同試験における 5%部分圧縮強度と密度の関係を図 4-15 (d)に示す。同図には、文献 4.9)における密度と JIS Z 2101 縦圧縮試験（全面圧縮）による縦圧縮強度（最大荷重時の応力度）の関係および回帰式、接合部マニュアルおよび文献 4.10)に示される繊維方向の支圧強度 F_{e0} の密度 ρ による推定式(4-2)に基づく直線を示している。

$$F_{e0} = 0.082(1 - 0.01d)\rho \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad (4-2)$$

今回の材料試験による繊維方向部分圧縮強度は、既往実験での同程度の密度における縦圧縮強度より大きくなっている。写真 4-7 (b)に試験体の加力後状況の例を示す。試験体の破壊は、加圧

板側面位置での繊維に沿ったせん断破壊および試験体前後面での面外へのはらみ出しを伴うせん断破壊となっている。また、接合部マニュアルによる繊維方向の支圧強度 F_{e0} の密度との関係は、文献 4.9)における密度と縦圧縮強度の関係とほぼ同様となっている。

図 4-16 に、曲げ試験によって得られた曲げ強度と密度の関係を示す。同図には、文献 4.9)における密度と曲げ強度の関係と回帰式、および今回の試験によって得られた回帰式を合わせて示す。今回の試験で求められた曲げ強度は、文献 4.9)の曲げ強度と密度の関係に比して、1.5~2 倍程度大きくなる結果となった。

表 4-3 材料試験結果

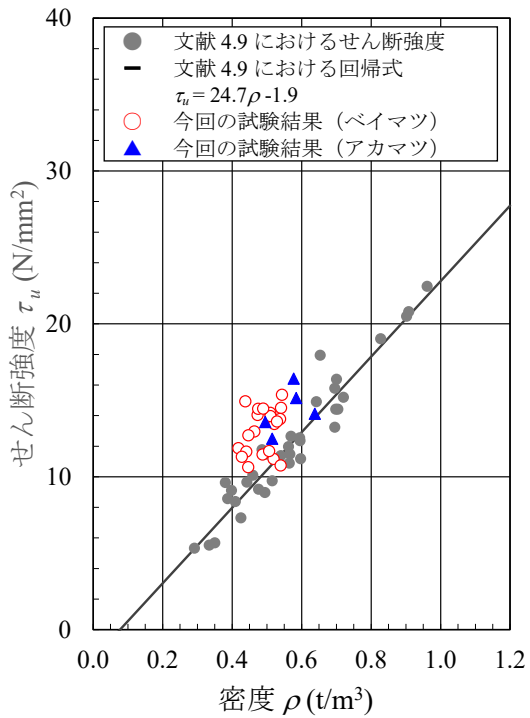
部材	樹種	試験体数	密度 ρ (t/m ³)	せん断 強度 τ_u (N/mm ²)	部分圧縮強度 (5%ひずみ時) $\sigma_{5\%}$ (N/mm ²)		割裂 強度 $\sigma_{s5\%}$ (N/mm ²)
					繊維 直交方向	繊維方向	
柱	スギ	26	0.43 (0.04)	-	5.87 (0.93)	45.4 (5.68)	5.91 (0.58)
ほぞ	ベイマツ	21	0.49 (0.04)	13.0 (1.46)	10.1 (1.79)	46.8 (5.92)	-
	アカマツ	5	0.05 (0.04)	14.3 (1.34)	9.88 (0.68)	48.8 (8.74)	-

各数値は平均値を示し、()内の数値は標準偏差を示す

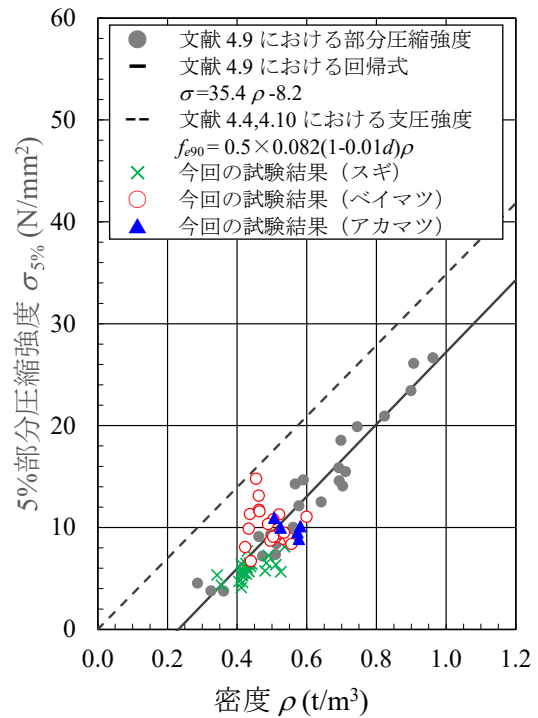
表 4-4 栓曲げ試験結果

樹種	試験体数	密度 ρ (t/m ³)	E (kN/mm ²)	F_b (N/mm ²)
カシ	13	0.940 (0.031)	13.2 (1.0)	187.9 (13.0)
ベイマ ツ E110	8	0.515 (0.009)	9.00 (0.93)	123.6 (4.1)
ベイマ ツ E90	8	0.483 (0.036)	7.62 (0.87)	114.1 (10.6)
スギ	7	0.377 (0.020)	5.37 (0.76)	87.0 (5.8)

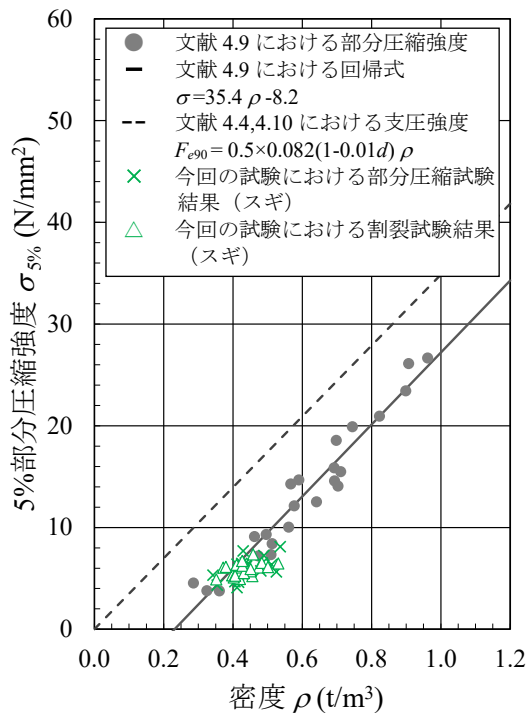
各数値は平均値を示し、()内の数値は標準偏差を示す



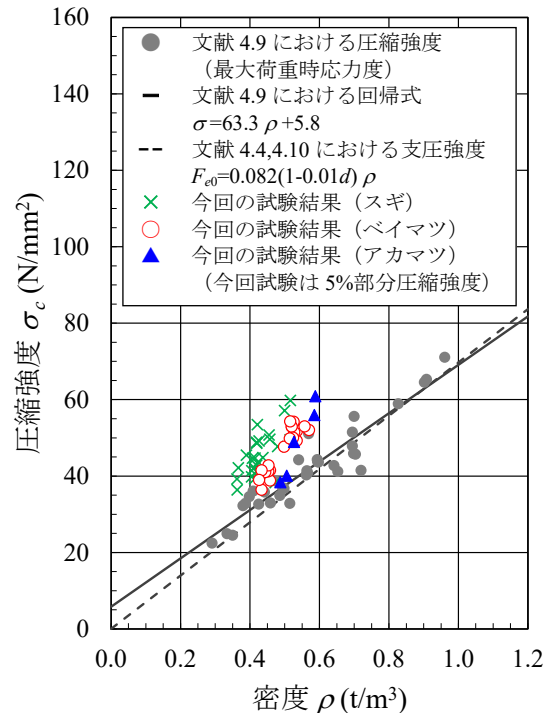
(a) せん断強さ



(b) 繊維直交方向の部分圧縮強度 (5%ひずみ時)

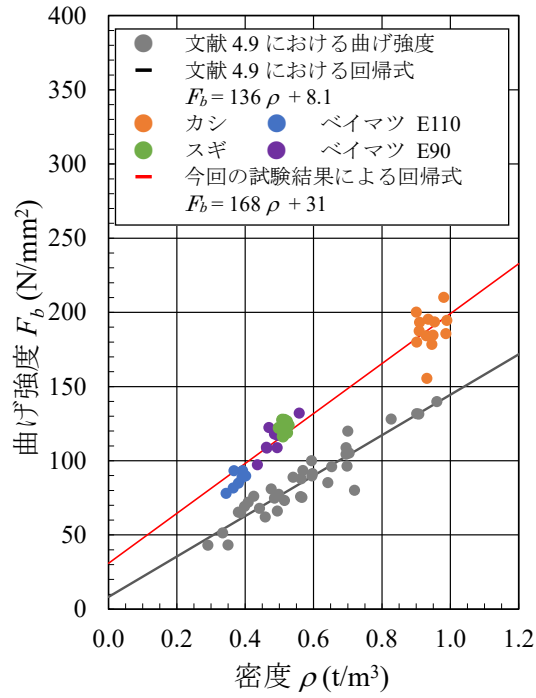


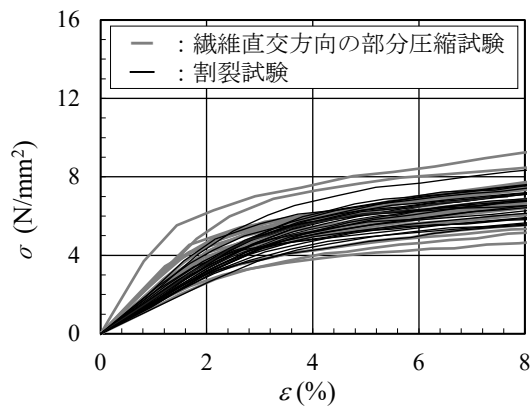
(c) 割裂強度 (繊維直交方向, 5%ひずみ時)



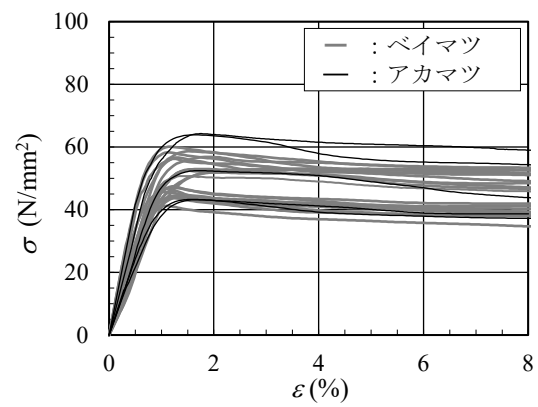
(d) 繊維方向の圧縮強度

図 4-15 材料試験結果 (せん断・部分圧縮・割裂・圧縮の各強度と密度の関係)



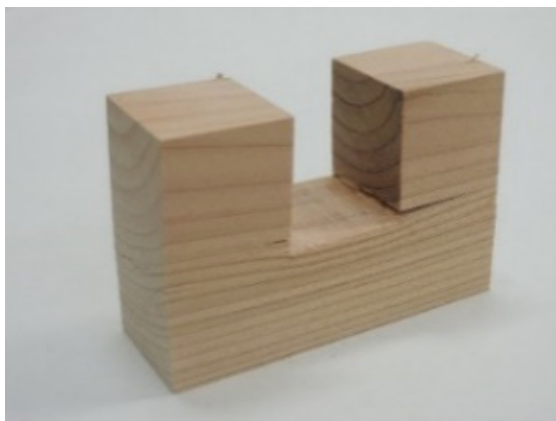


(a) 繊維直交方向の部分圧縮試験および割裂試験



(b) 繊維方向の部分圧縮試験

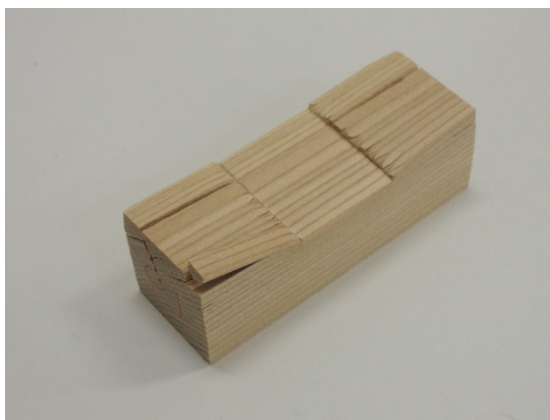
図 4-17 材料試験結果（応力ひずみ関係）



(a) 割裂試験



(b) 繊維方向の部分圧縮試験



(c) 繊維直交方向の部分圧縮試験

写真 4-7 加力後の試験片状況

4.4 既往の耐力評価式の適用に対する考察

4.4.1 既往の評価式による降伏耐力の評価とおよび初期剛性の算定

以下では、既往の評価式による破壊耐力の評価と破壊モード推定を行う。

接合部マニュアルによる耐力式を用いて各破壊モードの降伏耐力を算定し、各試験体の破壊モードの推定を行う。また、同じく接合部マニュアルの方式により初期剛性を算定する。降伏耐力の算定は、接合部マニュアル「木ダボ接合（せん断抵抗型）」の「対称な2面せん断の耐力計算」に準じて行う。式(4-3)に示すように7種の破壊モードが生じる荷重のうち最小値を降伏耐力として与え、破壊モード*i*を推定する。接合部内部の降伏耐力 P_{yf} （M1～M5）については、EYT式により評価する。評価に用いる材料の各強度・剛性の適用について、表4-5にまとめる。接合部マニュアルで円形断面の木ダボの変形拘束によるめり込み降伏応力増大の係数として示される α_F については、今回は栓は角型であるため、 $\alpha_F = 1.0$ とした。

$$P_{yf} = \min_{(i=1\sim7)} (P_{yf}(i)) \quad (4-3)$$

ここで、 $P_{yf}(i)$ ：モード*i*の降伏荷重 ($i=1\sim7$)

$$P_{yf}(1) = F_{Ecp1} b t_1 \quad (4-4)$$

$$P_{yf}(2) = 2\alpha\beta F_{Ecp1} b t_1 \quad (4-5)$$

$$P_{yf}(3) = F_{Ecp1} b t_1 \left[\sqrt{\frac{16\beta M_y}{F_{Ecp1} b t_1^2 (2\beta+1)} + \frac{8\alpha^2 \beta^2 (\beta+1)}{(2\beta+1)^2}} - \frac{2\alpha\beta}{2\beta+1} \right] \quad (4-6)$$

$$P_{yf}(4) = \sqrt{\frac{16F_{Ecp1} b \beta M_y}{\beta+1}} \quad (4-7)$$

$$P_{yf}(5) = 2AF_s / \kappa \quad (4-8)$$

$$F_{Ecp1} = \min\{F_{E1}, \alpha_F F_{cvf}\} \quad (4-9)$$

$$F_{Ecp2} = \min\{F_{E2}, \alpha_F F_{cvf}\} \quad (4-10)$$

$$M_y = Z \cdot F_b \quad (4-11)$$

ここで、

t_1 ：ほぞ幅 (mm)

t_2 ：柱内での栓の埋め込み長さ (mm)

F_{Ei} ：母材の面圧降伏応力($i=1$ はほぞ, 2 は柱) (N/mm²)

F_{cvf} ：込栓のめり込み降伏応力 (N/mm²)

Z ：栓の断面係数 (mm³)

F_b : 栓の曲げ強度 (N/mm²)

$$\alpha = \frac{t_2}{t_1}, \beta = \frac{F_{Ecp2}}{F_{Ecp1}}$$

柱の割裂耐力 $P_{yf}(6)$ (M6)は、接合部マニュアルより式(4-12)で評価した。

$$P_{yf}(6) = \frac{2(W-t_1) \cdot C_r}{\sqrt{\frac{1}{l_2} \frac{1}{L}}} \quad (4-12)$$

ここで、

$$C_r(\text{N/mm}^{1.5}): 0.03959\rho - 4.438$$

ρ : 柱密度 (t/m³)

W : 柱幅 (mm)

l_2 : 栓穴高さ (mm)

L : 柱せい (mm)

ほぞの端抜け耐力 $P_{yf}(7)$ (M7)は、接合部マニュアルの式(4-13)および文献 4.11)の式(4-14)の 2 ケースで評価した。

$$P_{yf}(7-1) = 2l_1t_1F_s \quad (4-13)$$

$$P_{yf}(7-2) = 2l_1t_1\tau_c\sigma_cb\sqrt{\frac{1}{4\tau_c^2l_1^2+\sigma_c^2b^2}} \quad (4-14)$$

ここで、

τ_c, F_s : ほぞの平均せん断強度 (N/mm²)

σ_c : ほぞの圧縮強度 (N/mm²)

l_1 : ほぞの端抜け距離 (mm)

破壊モードのうち、ほぞ穴からの割裂である M8 については、ほぞ引抜き方向の挙動に大きな影響を与えるものではないため、ここでは評価は行わない。

上記により推定した各試験体の降伏耐力を表 4-6 に示す。表中には、各試験体の実験での M3 あるいは M5, M6, M7 発生時の荷重および評価式による計算値と実験値の比率をあわせて示す。表中の計算値 M1_{cal}~M5_{cal}, および M6_{cal}・M7_{cal-1}・M7_{cal-2} は、式(4-4)~(4-8), および (4-12)~(4/14) で示される $P_{yf}(1)$ ~ $P_{yf}(5)$, および $P_{yf}(6)$ ・ $P_{yf}(7-1)$ ・ $P_{yf}(7-2)$ に対応する。栓の強度の低い試験体 (表中 No.11~16) については、最初に生じた栓の破壊モードが M3 または M5 のいずれか判定不能であったため、M3 および M5 の両方について計算値と実験で得られた降伏荷重値の比率を示し、それらを網掛で示している。表中の「破壊順序」は M3 あるいは M5, M6, M7 が発生した順を示

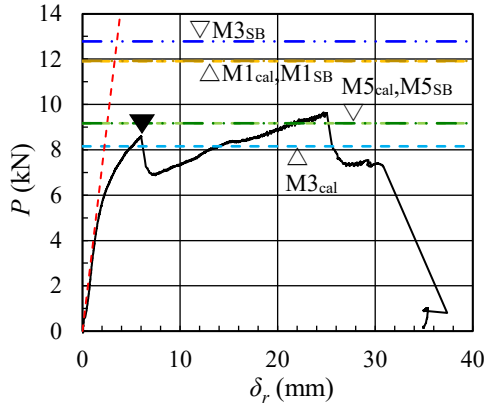
し、「○」は栓が破断したことを示している。また、M4 が発生した試験体についてはその旨を記しており、いずれもその発生時期は不明であった。また、図 4-18 に、試験体 UJKN365, UBKN365, UBHN365 および UBHN365 について、実験で得られた荷重変形関係に、評価式による M1, M3 および M5 の降伏耐力の計算値、また、接合部マニュアルにおいて「木ダボ接合（せん断抵抗型）」の「対称な 2 面せん断の剛性計算」により示される方法による初期剛性の計算値を重ね合わせたものを示す。図中には、耐力計算の比較として、ほぞ繊維方向に対して(4-2)式で、柱繊維直交方向に対して(4-1)式で評価した支圧強度を面圧降伏応力として計算した結果を M1_{SB}, M3_{SB}, M5_{SB} としてあわせて示す。また、採用したほぞおよび柱の面圧降伏応力の値（添え字なし：表 4-5 に示す材料試験の結果、添え字 SB：支圧強度）と、栓の面圧降伏応力（材料試験の部分圧縮強度）から算定される複合面圧降伏応力の値を図中の表に示す。

表 4-5 各部材の強度・剛性の評価

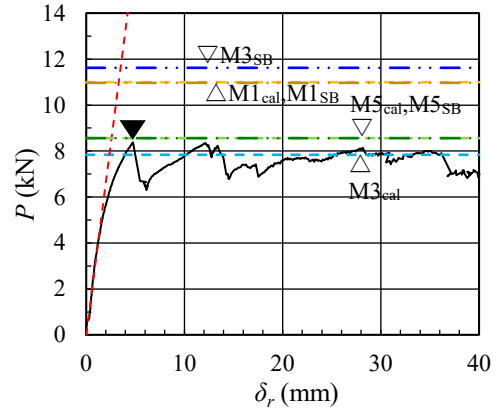
部材	強度	評価方法	部材	強度	評価方法
柱	面圧降伏 応力	割裂試験 5%部分圧縮強度	ほぞ	面圧降伏 応力	繊維方向の 部分圧縮試験 5%部分圧縮強度
	ヤング 係数	文献 4.9) $\sigma=13.7\rho+2.1$		せん断 強度	せん断試験
部分圧縮 強度	文献 4.9) $\sigma=35.4\rho-8.2$	圧縮強度 (端抜け耐 力評価)		文献 4.9) $\sigma=63.3\rho+5.8$	
曲げ強度	曲げ試験 栓樹種ごとの平均値	ヤング 係数		文献 4.9) $E=13.7\rho+2.1$	
栓	せん断 強度	接合部マニュアル $F_s = (-7.7+100\rho)b^{-0.4}$	[単位] 密度： ρ (t/m ³), 強度： (N/mm^2) , ヤング係数： (kN/mm^2)		
	ヤング 係数	材料試験 栓樹種ごとの平均値			

部材	ρ (t/m ³)	面圧降伏応力 (N/mm ²)		複合面圧降伏 応力(N/mm ²)	
		F_{E1}	F_{Ecp1}	F_{Ecp1_SB}	F_{Ecp2}
ほぞ	0.53	F_{E1}	48.9	F_{Ecp1_SB}	26.5
		F_{E1_SB}	36.7	F_{Ecp1}	26.5
柱	0.49	F_{E2}	6.53	F_{Ecp2}	6.53
		F_{E2_SB}	17.1	F_{Ecp2_SB}	17.1

部材	ρ (t/m ³)	面圧降伏応力 (N/mm ²)		複合面圧降伏 応力(N/mm ²)	
		F_{E1}	F_{Ecp1}	F_{Ecp1_SB}	F_{Ecp2}
ほぞ	0.43	F_{E1}	36.4	F_{Ecp1}	24.4
		F_{E1_SB}	30.2	F_{Ecp1_SB}	24.4
柱	0.42	F_{E2}	6.05	F_{Ecp2}	6.05
		F_{E2_SB}	14.5	F_{Ecp2_SB}	14.5



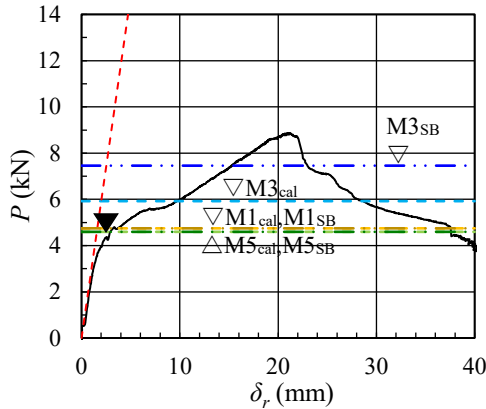
(a) UJKN365 (梁 : アカマツ・柱 : カシ)



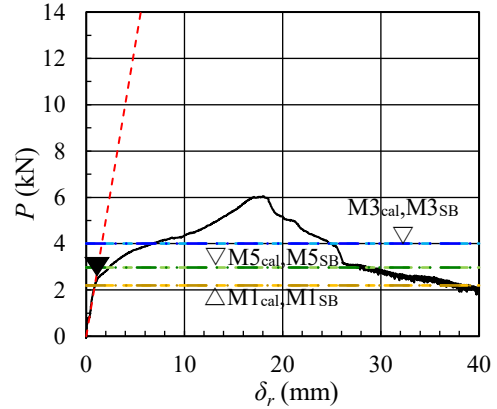
(b) UBKN365 (梁 : ベイマツ・柱 : カシ)

部材	ρ (t/m ³)	面圧降伏応力 (N/mm ²)		複合面圧降伏 応力(N/mm ²)	
		F_{E1}	F_{Ecp1}	F_{Ecp1_SB}	F_{Ecp2}
ほぞ	0.50	F_{E1}	47.6	F_{Ecp1}	10.6
		F_{E1_SB}	34.7	F_{Ecp1_SB}	10.6
柱	0.43	F_{E2}	6.31	F_{Ecp2}	10.6
		F_{E2_SB}	14.9	F_{Ecp2_SB}	10.6

部材	ρ (t/m ³)	面圧降伏応力 (N/mm ²)		複合面圧降伏 応力(N/mm ²)	
		F_{E1}	F_{Ecp1}	F_{Ecp1_SB}	F_{Ecp2}
ほぞ	0.52	F_{E1}	53.0	F_{Ecp1}	4.9
		F_{E1_SB}	36.3	F_{Ecp1_SB}	4.9
柱	0.53	F_{E2}	6.46	F_{Ecp2}	4.9
		F_{E2_SB}	18.3	F_{Ecp2_SB}	4.9



(c) UBHN365 (梁 : ベイマツ・柱 : ベイマツ E110)



(d) UBSN365 (梁 : ベイマツ・柱 : スギ)

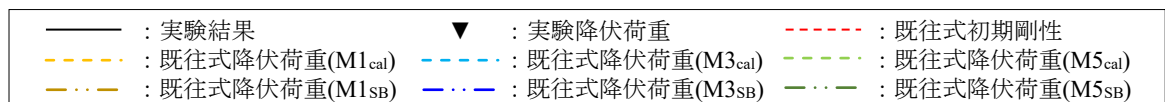


図 4-18 既往評価式による初期剛性・降伏荷重と実験結果の比較

表 4-6 既往評価式による降伏荷重の算定結果と実験結果との比較

No.	試験体	接合部マニュアル評価式による 各破壊モードの降伏荷重 $M_{i\text{cal}}$ (kN)								実験における破壊モードと降伏荷重 $M_{i\text{exp}}$ (kN), 評価式計算値 $M_{i\text{cal}}$ との比										
		$M_{1\text{cal}}$	$M_{2\text{cal}}$	$M_{3\text{cal}}$	$M_{4\text{cal}}$	$M_{5\text{cal}}$	$M_{6\text{cal}}$	$M_{7\text{cal-1}}$	$M_{7\text{cal-2}}$ (文献 4.11)	$M_{1\text{exp}}$	$M_{1\text{cal}}/M_{1\text{exp}}$	$M_{3\text{exp}}$	$M_{3\text{cal}}/M_{3\text{exp}}$	$M_{5\text{exp}}$	$M_{5\text{cal}}/M_{5\text{exp}}$	$M_{6\text{exp}}$	$M_{6\text{cal}}/M_{6\text{exp}}$	$M_{7\text{exp}}$	$M_{7\text{cal-1}}/M_{7\text{exp}}$	破壊順序 ○: 栓の破断 M4△: 破壊時期不明
1	UJKN525	11.1	7.98	7.78	11.0	8.66	19.0	39.3	15.6	—	—	7.53	1.03	—	—	8.58	2.22	—	—	M3→M6○(M4△)
2	UJKN445	11.1	8.25	7.89	11.1	8.66	18.8	43.8	17.6	—	—	9.23	0.85	—	—	9.08	2.07	—	—	M3→M6○
3	UJKN365	11.9	8.81	8.16	11.5	9.17	19.3	30.9	15.3	—	—	8.60	0.95	—	—	8~9	2.1~ 2.4	7.25	4.27	M3→M6→M7
4	UJKN285	10.8	9.06	8.18	11.5	8.46	16.5	23.2	13.4	—	—	—	—	—	—	—	—	6.93	3.35	M7
5	UJKN205	11.6	8.42	7.99	11.3	8.97	16.5	18.6	13.4	—	—	—	—	—	—	—	—	7.43	2.51	M7
6	UBKN525	11.3	6.61	7.22	10.2	8.76	11.8	47.0	14.4	—	—	7.98	0.90	—	—	8.55	1.38	—	—	M3→M6○(M4△)
7	UBKN445	10.8	8.86	8.10	11.4	8.46	16.9	37.8	16.1	—	—	9.85	0.82	—	—	9.78	1.72	—	—	M3→M6○
8	UBKN365	11.0	8.16	7.84	11.1	8.56	15.5	26.0	13.0	—	—	8.38	0.94	—	—	7.75	2.00	—	—	M3→M6○
9	UBKN285	11.4	7.75	7.71	10.9	8.87	16.7	23.0	13.9	—	—	9.20	0.84	—	—	—	—	9.03	2.55	M3→M7
10	UBKN205	11.6	7.05	7.42	10.5	8.97	15.3	17.8	13.0	—	—	-	-	—	—	—	—	6.63	2.69	M7
11	UBHN365	4.75	8.52	5.92	8.12	4.60	16.1	25.1	14.0	4.00	1.19	4.00	1.48	4.00	1.15	—	—	—	—	M3 or M5○(M4△)
12	UBLN365	3.64	7.67	5.24	7.17	3.89	15.7	24.5	14.3	4.00	0.91	4.00	1.31	4.00	0.97	—	—	—	—	M3 or M5○(M4△)
13	UBSN365	2.20	6.61	4.01	5.36	2.98	21.1	29.8	15.0	2.50	0.88	2.50	1.60	2.50	1.19	—	—	—	—	M3 or M5○(M4△)
14	UBHA365	4.75	8.05	5.78	7.98	4.60	15.0	30.2	15.4	4.20	1.13	4.20	1.38	4.20	1.10	6.68	2.25	—	—	M3 or M5→M6○(M4△)
15	UBLA365	3.80	7.16	5.13	7.08	3.99	15.5	30.6	15.3	3.80	1.00	3.80	1.35	3.80	1.05	6.23	2.48	—	—	M3 or M5→M6○(M4△)
16	UBSA365	2.52	7.57	4.36	5.74	3.18	16.3	23.5	14.1	2.60	0.97	2.60	1.68	2.60	1.22	—	—	—	—	M3 or M5○(M4△)
17	UBKA365	11.4	6.66	7.25	10.2	8.87	12.4	28.4	13.7	—	—	7.33	0.99	—	—	6.83	1.81	—	—	M3→M6○
18	UBKN365_h1	11.0	8.19	7.85	11.1	8.56	16.2	25.6	14.3	—	—	10.3 (7.20)	0.77	—	—	9.56	1.70	—	—	M3→M6○
19	UBKN365_h2	11.9	8.18	7.91	11.2	9.17	20.4	31.7	13.7	—	—	8.80 (5.45)	0.90	—	—	9.35	2.18	—	—	M3→M6○
20	UBKN365_r	11.3	9.93	8.54	12.0	8.76	21.7	30.8	13.9	—	—	8.18	1.04	—	—	10.1	2.15	—	—	M3→M6○
21	UBSN365_r	2.04	6.13	3.83	5.17	2.87	15.3	31.6	15.2	3.60	0.57	3.60	1.06	3.60	0.80	-	-	—	—	M3○(M4△)
22	UBKN365_11	11.3	7.10	7.43	10.5	8.76	15.5	27.8	13.6	—	—	9.23	0.80	—	—	9.83	1.58	—	—	M3→M6○
23	UBKN365_12	11.6	7.44	7.59	10.7	8.97	16.2	25.5	12.9	—	—	—	—	—	—	—	—	5.48	4.65	M7

注: 太数字は各モードの最小値を, 網掛部分は実験で最初に生じた栓の破壊モードが不明であり, $M_{1,3}$ あるいは M_5 と仮定した場合の数値を記載している.

$M_{1\text{cal}} \sim M_{7\text{cal-2}}$ は, 本文中の $P_{yf}(1) \sim P_{yf}(7-2)$ に対応する.

No.19,20 の $M_{3\text{exp}}$ の下段()内数値は, 栓打ち直し後 2 回目の加力での降伏荷重である.

4.4.2 既往の評価式による耐力計算値と実験値の比較による考察

表 4-6 および図 4-18 に示す既往の評価式による計算値と実験での破壊発生時の荷重値の比較、および試験体の破壊状況から、まず面圧降伏応力として表 4-5 に示す材料試験の結果を用いた場合について以下の考察がなされる。

- ① 栓が強度・剛性の高いカシの場合、計算では、柱部分のめり込み M2 と栓中央部曲げ降伏 M3 の値が近接する。実験においては、写真 4-2 に示されるように柱のめり込みが大きく生じており、実験においては M2 が初期の剛性低下に寄与している可能性が考えられる。
- ② 栓が強度・剛性の低いベイマツ・スギの場合 (No.11~16)、計算ではほぞ部分のめり込み M1 が小さくなる。実験においては、最終的に栓が破断したため載荷初期でのほぞ・栓のめり込み状況は確認できないが (写真 4-5)、実際にも生じている可能性がある。
- ③ M3 について、栓が強度の高いカシの場合には、計算値と実験値は比較的良好に一致する。栓の強度が低いベイマツ・スギの場合、M3 の計算値と実験の降伏荷重値は合わなくなる。
- ④ 栓の強度・剛性が低いベイマツ・スギの場合については、栓のせん断降伏 M5 の計算値と実験の降伏荷重値を比較すると、比較的良好に一致する。UBSN365 等の試験体では栓のせん断破壊が生じており (写真 4-5)、栓がベイマツ・スギの試験体の最初の降伏は M5 であった可能性がある。
- ⑤ 柱側面の割裂 M6 については、計算値と実験値とでは約 1.4~2.5 倍程度計算値のほうが大きくなり、計算は過大評価となる。この理由の推定については、後述の 4.4.3 において詳述する。
- ⑥ ほぞのブロックせん断破壊 M7 については、端抜けが起きる場合には接合部マニュアルによる計算値 $M7_{cal-1} = P_{yf} (7-1)$ と実験値との比が約 2.5~4.7、文献 4.11) による計算値 $M7_{cal-2} = P_{yf} (7-2)$ の場合約 1.2~2.1 と大きい。また、同じ設定の試験体で、計算値もほぼ同じ結果となったもの (UBKN365_11・UBKN365_12) でも実験では UBKN365_11 では M7 が生じず、UBKN365_12 は M7 が生ずる結果となった。この理由の推定については、後述の 4.4.4 において詳述する。

また、面圧降伏応力としてほぞ：(4-2)式、柱：(4-1)式により算定した支圧強度の結果を用いた場合について下記の考察がなされる。

- ⑦ 栓の繊維直交方向の圧縮強度が大きなカシの場合 (図 4-18 (a),(b))、 $M3_{SB}$ の計算耐力は過大評価となる。 $M1_{SB}$ と $M5_{SB}$ については、材料試験の結果を適用した M1 と M5 の値と同じ値となる。これは、図 4-18 中の表に示すように、(4-1)式の繊維直交方向の支圧強度による柱の面圧降伏応力 F_{E2_SB} が、割裂試験の圧縮強度による面圧降伏応力 F_{E2} より大きな値となることによる。また、(4-2)式によるほぞの繊維方向支圧強度による面圧降伏応力 F_{E1_SB} は、材料

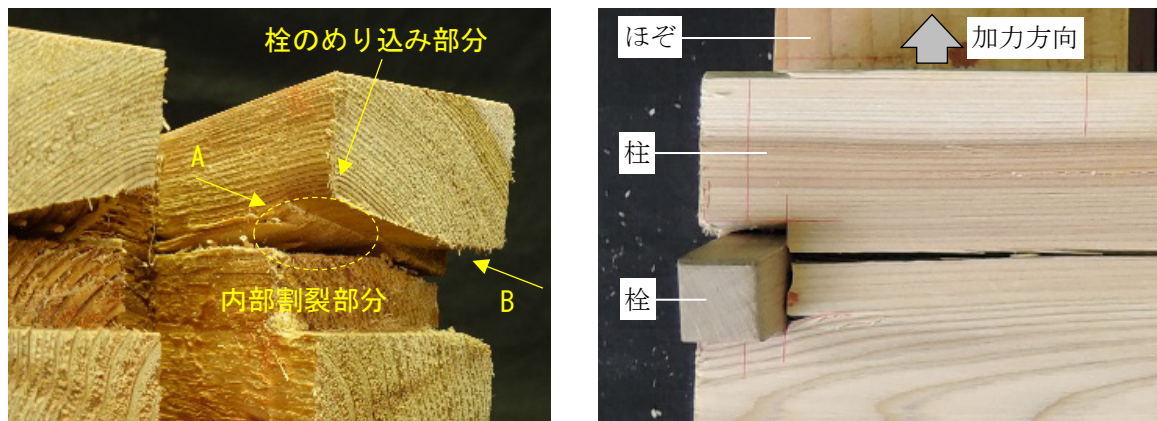
試験による繊維方向部分圧縮強度による面圧降伏応力 F_{E1} より小さくなるが、ほぞの複合面圧降伏応力 $F_{Ecp1} \cdot F_{Ecp1_SB}$ は栓の繊維直交方向の圧縮強度で決定されるため、各モードの耐力の計算結果には影響はない。

- ⑧栓がベイマツ・スギのように繊維直交方向の圧縮強度が低い場合（図 4-18 (c),(d)）、各モードの降伏耐力の計算値は一致する。これは、柱と栓の複合面圧降伏応力 F_{Ecp2} が強度の低い栓の圧縮強度で決定され、(4-1)式による柱の繊維直交方向の支圧強度の影響がなくなることによる。

4.4.3 柱の割裂に関する考察

前述の考察⑤で示したように、柱側面割裂の耐力に関する計算値と実験値には大きな差がある。既往評価式による割裂耐力は過大評価され、計算上発生しないと判断された割裂破壊が、ほぞ引抜けの大変形時に発生する可能性があり、軸組架構の破壊モード・耐力評価、設計において非安全側の評価を与えることになるので注意が必要である。

接合部マニュアルで示されている文献 4.6)による割裂破壊理論式(式(4-12))は、鋼製の円形断面の接合具によって割裂破壊が生ずる場合を想定して設定されたものである。本実験で扱った角型の込栓の場合、栓穴が角穴であるため穴の隅角部に応力集中が生じやすく、丸穴の場合と比較して割裂が早期に生じ、割裂耐力が小さくなる可能性がある。また、今回実験を行った試験体の破壊状況の観察(写真 4-8)より、载荷の初期段階ではまず写真 4-8(a)に示す栓の柱へのめり込みにより写真 4-8(a)A 部のほぞ穴側面で内部割裂が生じ、それが栓の柱へのめり込みの進展とともに外部に進展し柱側面ほぞ穴からの亀裂発生・全面割裂に至ると推定され、この場合、割裂面が徐々に変化する複雑な挙動となる。また、写真 4-8(b)に示すように、内部で発生した割裂は木目に沿って進展し、柱外側では栓穴隅角部ではない位置で割裂が生じている例も観察される。この挙動を伴う破壊に対し、式(4-12)で示した文献 4.12)に示される接合部の繊維直交方向加力試験から導かれる割裂破壊定数を適用することの妥当性について検討が必要である。



(a) 柱内部栓穴割裂始端(A)

(b) B 矢視面 柱外部割裂状況

写真 4-8 柱割裂の詳細 (UBKN365)

また、今回行った実験では、図 4-7・図 4-8 等に示されるように、割裂破壊は栓が降伏した後引抜け変形が 15mm 程度まで進んだ時点で 6~8kN の荷重で生じている。このことから、本論文で扱う材料の剛性・強度の範囲内では、割裂破壊は栓の降伏が生じた後に生ずる現象であり、他の破壊モードと同列に比較する現象ではなく、接合部マニュアルに記載される(4-3)式で示すような単純に他の破壊モードと耐力を比較して接合部破壊モードを判定することには意味がないものと考えられる。

今回用いた割裂破壊の耐力の推定式以外には、渋谷らによる横架材の割裂モデル^{4.1)}、平坂らによるほぞ仕口部の耐荷モデル^{4.2)}によるものがあるが、いずれのモデルも今回観察された割裂発生・進展のメカニズムとは異なるものであり、角型込栓を用いた場合の割裂発生・進展のメカニズムの解明と、それに基づく割裂耐力の推定式の設定について今後の研究が待たれる。

4.4.4 ほぞ端抜け耐力に関する考察

前述の考察⑥で示したほぞ端抜け耐力に関する計算値と実験値に大きな差が生ずる理由として、以下が考えられる。

- ・図 4-19 に示すように、JIS Z 2101 でのせん断試験や既往研究^{4.11)}でのせん断試験では、試験体の固定位置および加力位置から、破壊するせん断面が規定されており、その面での破壊となっている。破壊面が複数の晩材を横断する可能性があり、その場合せん断強度は大きくなる可能性がある。
- ・今回行った実験でのほぞの端抜け破壊では、写真 4-9 に示すように、年輪に沿って早材が破壊しており、強度が低い面、すなわち文献 4.13) に示される「フリーパス」で破壊していると考えられる。
- ・今回のほぞ引抜き実験および既往のほぞ引抜き実験（文献 4.1,4.2 および 4.14）での端抜け破壊となった試験体の引抜き強度から求めた平均せん断強度（端抜け強度をせん断面積で除したものを、文献 4.9)でのせん断試験結果の結果と回帰式、および今回得られた JIS せん断試験の結果と比較すると、図 4-20 に示すように 1/3～1/2 程度の強度となる。

以上より、ほぞ端抜け耐力の評価において、JIS せん断試験等のせん断破壊面を規定する試験で求められたせん断強度を用いるのは、過大評価となると考えられる。ほぞ端抜け耐力の評価を行うには、せん断面が規定されていない場合のフリーパスにおけるせん断強度の評価が必要である。また、既往評価式による端抜け耐力は実際には他の破壊モードの耐力と近接し、ほぞのブロックせん断破壊が先行する可能性があり、設計においても注意が必要である。

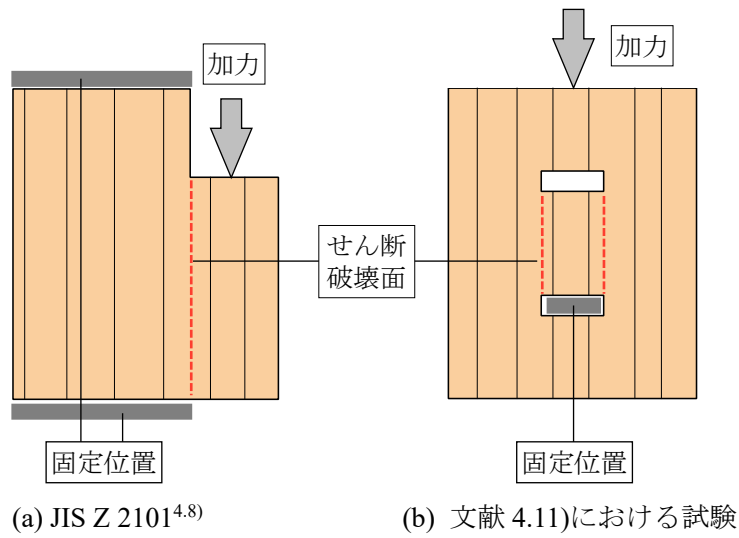


図 4-19 せん断試験試験体形状



写真 4-9 ほぞのせん断破壊状況 (UBKN365_I2)

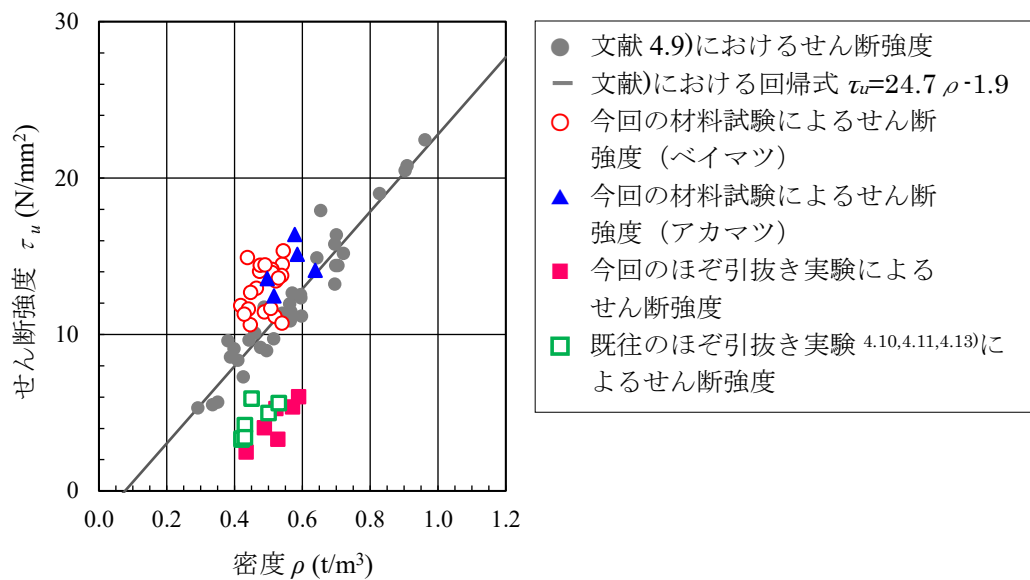


図 4-20 せん断強度の比較

4.5 込栓接合部の耐震安全性に関する考察

4.5.1 込栓接合部破壊モードの耐震安全性との関係に関する考察

前節までで、込栓接合部を模した試験体を用いて、様々なパラメータ下でのほぞ引抜き実験を行い、破壊モードに関する検討を行った。実験で観察された各破壊モードについて、軸組架構も含めた耐震安全性の観点で考察を行った結果を以下に示す。なお、柱・ほぞ・栓のめり込みの破壊モードについては、下記に示す破壊モードに先行して生じ、最終的な破壊とはならないので考察からは除外する。

① 栓中央部の曲げ降伏 (M3)

今回の実験では、栓がカシの場合に生じた。栓の剛性・強度の低いベイマツおよびスギでは栓の曲げ降伏ではなく、せん断降伏が生じた。通常、栓に用いられる樹種はカシ等の剛性・強度が高いものであり、一般的な込栓接合部においては、引抜時に栓中央部の曲げ降伏が生ずる可能性が高いと考えられる。この破壊モードについては、全試験体において、栓の曲げ降伏後は一旦耐力が低下するがその後の加力に対して耐力は上昇し、その後に柱の割裂破壊が生じその後も耐力は低下せず終了した。柱の割裂破壊が生ずるのは引抜け量が 12mm 程度以上となったときであり、変形性能が高く耐震性能を有した破壊モードであると考えられる。

② 栓のせん断降伏 (M5)

今回の実験では、栓がベイマツ・スギの場合に生じた。降伏耐力は曲げ降伏と比較して 1/4～1/3 程度となった。降伏後は耐力は上昇するが、20mm 程度の変形後は耐力は低下する。栓中央部の曲げ降伏モードと比較して耐力・剛性とも劣り、軸組架構全体の耐力・剛性を低下させる破壊モードとなると考えられる。

③ 柱の割裂破壊 (M6)

今回の実験では、全ての割裂破壊は栓の曲げ降伏あるいはせん断降伏が生じて変形が進んだ後に生じた。栓の剛性・強度が高いカシの場合についても割裂破壊が先行することはないとされる。一般的な樹種であれば割裂破壊が先行することはないと考えられる。

割裂破壊は、柱の軸力保持能力を失わせる破壊モードであるが、栓の曲げ降伏あるいはせん断降伏後は、栓が柱にめり込み最小限の体積を保持しながら変形が進むため、ほぞの端抜け破壊が生ずる以外では、割裂破壊は避けられない破壊モードであると考えられる。加えて、第 2 章での軸組架構の加力実験で観察されたように、当モードは架構の大変形時に生ずる破壊モードであるため、一般的な軸組架構では接合部の破壊として問題があるものとは考えず、大変形後の軸組架構の崩壊を考える場合に考慮すべき破壊モードであると言える。

④ ほぞの端抜け破壊 (M7)

今回の実験では、主に端あき距離が 28.5mm 以下の試験体で生じた。また、端あき距離が 36.5mm の試験体においても、UBKN365_12 の 1 体において生じた。耐力は栓中央部の曲げ降伏に対して低く、また、発生後には耐力が急激に低下する脆性的な破壊性状を示す。また、破壊後は耐力が失われるため、後柱となり梁に引抜き力が作用する場合に梁の脱落につながる破壊モードであり、避けるべき破壊モードであると考えられる。

以上の考察より、降伏後も一定の耐力を保ち変形性能が高い栓中央部の曲げ降伏モードが、通し柱を有する軸組架構の耐震性を確保するための接合部の望ましい破壊モードであると言える。

4.5.2 込栓接合部の破壊モードに部材寸法と材料が与える影響に関する考察

ここでは、破壊モードと接合部各部の寸法、および使用材料との関係について考察を行う。

今回設定した試験体のうち、柱をスギ、梁をジマツあるいはベイマツ、栓をカシ、ほぞの端あき距離を 36.5mm とした設定が、実際の京町家の込栓接合部で一般的に施工されている設定と考えられる。

まず、接合部各部の寸法の設定が破壊モードに与える影響について考える。

① ほぞ端あき

今回の実験では、主に端あき距離が 28.5mm 以下の試験体で脆性的なほぞの端抜け破壊が生じた。また、端あき距離が 36.5mm の試験体においては、13 体中 1 体 (UBKN365_12) において端抜け破壊が生じた。その大小が破壊モードに与える影響は以下のとおりと考えられる。

- ・実験で確認されたとおり、ほぞ端あきが小さい場合はほぞの端抜け破壊が生じやすくなる。
- ・ほぞ端あきが大きい場合はほぞの端抜け破壊は生じにくくなる。ただし、柱のほぞ穴の深さを深くする必要があり、柱の断面欠損が大きくなり柱の曲げ耐力は低下する。

これらに対し、今回の実験でほぞ端あきが 36.5mm の試験体ではほぞの端抜け破壊がほとんど生じなかったため、京町家におけるほぞ端あきの 36.5mm の設定は適切であると考えられる。

② 柱端あき

柱端あき（柱における栓穴の端あき）については、今回の実験では 28.5mm に固定し、パラメーターとして設定をしていないが、その大小が破壊モードに与える影響は以下のとおりと考えられる。

- ・柱端あきが小さい場合は柱の割裂破壊が生じやすくなる。
- ・柱端あきが大きい場合は、相対的にほぞの端あきが小さくなり、ほぞの端抜け破壊が生じやすくなる。

これらに対し、今回の実験での柱端あきの設定 28.5mm では、柱の割裂は栓の降伏の後に生じており、また、ほぞ端あきが 36.5mm の試験体ではほぞの端抜け破壊がほとんど生じなかったため、京町家における柱端あきの 28.5mm の設定は適切であると考えられる。

③ 栓断面の大きさ

栓断面の大きさについては、今回の実験では 15mm×15mm に固定し、パラメータとして設定をしていないが、その大小が破壊モードに与える影響は以下のとおりと考えられる。

- ・ 栓断面が小さい場合は、曲げ耐力・せん断耐力が小さく、本実験より早期に引抜け降伏し接合部の曲げ・引抜け耐力が小さくなる。
- ・ 栓断面が大きい場合は、曲げ耐力・せん断耐力が大きくなる。また、曲げ剛性も大きいため、ほぞ引抜に対し栓が変形しない状態で引抜き荷重が上昇し、高荷重下での割裂破壊や端抜け破壊が先行し、急激な接合部の破壊につながる可能性が大きくなる。

これらに対し、今回の実験での栓がカシの場合の断面 15mm×15mm では、栓中央の曲げ降伏後耐力を保持し、割裂破壊に至るまで京町家におけるカシの栓の寸法 15mm×15mm の設定は適切であると考えられる。

次に、接合部に使用する栓の材料について簡単に考察を行う。

多幾山らは、込栓接合部・鼻栓接合部について、栓をポリカーボネートに置き換えて T 字型接合部試験体の曲げ実験を実施し、従来のカシの栓の場合との比較を行っている^{4.15)}。当該文献において、カシの栓のヤング係数は 15kN/mm² 程度であるのに対し、ポリカーボネートのヤング係数は 2.5kN/mm² となっている。ポリカーボネート単体は高い変形性能を示すものの、込栓接合部の栓として用いた場合、曲げ変形が生じてカシの栓の場合と比較して早期に柱の割裂破壊が生じている。この原因については、ポリカーボネートのほうが剛性が低く大きく曲げ変形することにより近辺の柱材が割裂しやすくなったことに起因している、としている。

本章の材料試験において、スギのヤング係数の平均値は 5.37kN/mm² であり、上記文献のポリカーボネートより剛性が高いものの繊維直交方向の圧縮強度とせん断強度が小さく、初期のめり込み変形・せん断降伏が生じやすく、前項で述べた望ましい破壊モードである栓中央部の降伏は生じにくい。また、栓についてカシより剛性・強度の高い樹種を用いた場合については実験を行っていないためその破壊性状は不明であるが、概ね前述の栓の断面が大きな場合と同様に、急激な接合部の破壊に至る可能性が想像される。なお、今回計測したカシの比重は 0.94t/m³ であり、文献 4.9)における日本産主要 35 樹種のうちほぼ上限となっており、カシ以上に剛性・強度の高い樹種の材料を国内で入手することは難しいと考えられる。

前述の通り、一般的な京町家では、栓をカシとしほぞの端あき距離を 36.5mm とするのが標準的であり、この設定が最も望ましい破壊モードである栓中央部の曲げ降伏を生じさせる可能性が高いと考えられる。

なお、柱・梁の樹種については、材の入手のしやすさや鉛直荷重支持部材としての必要剛性・強度で決まっている側面があり、接合部の最適化を目的に樹種を決めるわけではないため、本節の検討対象から外している。

4.6 まとめ

伝統木造建物における込栓接合部を模し様々なパラメータを設定した試験体に対してほぞ引抜き実験を行い、パラメータごとに復元力特性や破壊性状の違いを確認し考察を行った。また、試験体の柱の切断を行い、代表的な破壊性状の破壊メカニズムについて観察および考察を行った。次に試験体の材料試験を行い、試験体形状およびほぞ引抜き実験で観察された破壊メカニズムに基づき新たな試験方法で材料の強度特性の把握を行った。その強度特性を用いて接合部マニュアル耐力評価式により込栓接合部のほぞ引抜け降伏耐力を計算し、計算値とほぞ引抜き実験の結果の比較および考察を行った。その結果得られた知見を以下に示す。

- 1) 接合部マニュアル耐力評価式による耐力値は、実験結果に対し、栓の強度が高いものについては栓曲げ降伏モードの耐力、栓の強度が低いものについては、ほぞ・栓めり込み降伏モードあるいは栓せん断降伏モードの耐力がよく一致することが確認された。
- 2) 接合部マニュアル耐力評価式による耐力計算に対し、柱の繊維直交方向の部分圧縮強度として接合部マニュアルに示される支圧強度を用いると、栓中央曲げ降伏モードの耐力が過大評価となることが分かった。
- 3) 柱の割裂破壊およびほぞの端抜け破壊については、接合部マニュアル耐力評価式は過大な耐力評価を与えることが分かった。
- 4) 込栓接合部破壊モードの耐震安全性との関係に関する考察、および望ましい破壊モードを生じる部材寸法および材料について考察を行い、実際の京町家の込栓接合部で一般的に施工されている、栓をカシ、ほぞの端あき距離を 36.5mm とした設定が、最も望ましい破壊モードと考えられる栓中央部の曲げ降伏を生じさせる可能性が高いことを示した。

本章での検討によって、込栓接合部のほぞ引抜き挙動における破壊メカニズムを解明し、破壊モードおよびほぞ引抜け耐力の精度の高い推定を行うことが可能となった。また、既往耐力式の問題点や今後の課題を新たに示した。加えて、通し柱を有する軸組架構において耐震性能を確保できる接合部破壊モードを選定することが可能となった。

第4章の参考文献

- 4.1) 渋谷 泉, 松留眞一郎, 前川秀幸, 藤田香織: 木造接合部におけるほぞ差込み栓の耐力評価法に関する実験研究, 日本建築学会構造系論文集, 第 601 号, pp. 99-104, 2006. 3
- 4.2) 平坂継臣, 井上正文: 木造込栓仕口部の引抜き強度に関する実験的研究, 日本建築学会構造系論文集, 第 603 号, pp. 93-98, 2006. 5
- 4.3) 早崎洋一, 荘所直哉, 三芳紀美子, 大橋好光: 差鴨居構法の強度性能に関する研究: その 10 差鴨居構法のほぞ差し込栓止め接合部の引張実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集(東北), C-1, pp. 507-508, 2009.8
- 4.4) (一社) 日本建築学会: 木質構造接合部設計マニュアル, 2009.11
- 4.5) 福山 弘, 稲山正弘, いわさきさん: 木栓 2 面せん断接合に関する設計手法の提案, 日本建築学会大会学術講演梗概集(中国), 構造Ⅲ, pp. 319-320, 2008.7
- 4.6) T. Van der Put, A. Leijten: Evaluation of perpendicular to grain failure of beams caused by concentrated loads of joints, Proceedings of 33rd Meeting of CIB-W18, Paper 33-7-7, 2000.8
- 4.7) 松本拓也, 多幾山法子, 林 康裕: 柱-差鴨居接合部の力学特性に関する実験的研究, 日本建築学会構造系論文集, 第 77 巻, 第 675 号, pp. 747-754, 2012. 5
- 4.8) 日本規格協会: JIS Z 2101 木材の試験方法, 2009
- 4.9) 中井 孝, 山井良三郎: 日本産主要 35 樹種の強度的性質, 林業試験場研究報告, 319 号, pp. 13-46, 1982. 1
- 4.10) (一社) 日本建築学会: 木質構造設計規準・同解説, 2006. 12
- 4.11) 野口昌宏, 中村 昇: 木材の端抜けせん断型の破壊クライテリアの提案, 日本建築学会構造系論文集, 第 75 巻, No. 658, pp. 2205-2212, 2010. 12
- 4.12) 岩崎晃治, 安村 基: 繊維直交方向加力を受けるボルト接合部における割裂破壊荷重の推定: 割裂破壊パラメータの提案, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造Ⅲ, pp. 273-274, 2005.7
- 4.13) 桑村 仁: 木材の割裂破壊線とフラクトグラフィ-鉄骨木質構造の研究その 6-, 日本建築学会構造系論文集, 第 75 巻, 第 650 号, pp. 831-838, 2010. 4
- 4.14) 中尾方人, 後藤正美, 鈴木祥之: 曲げモーメントが作用する長ほぞ込栓打ち仕口の引抜き耐力 作用する曲げモーメントが一定の場合, 日本建築学会構造系論文集, 第 76 巻, 第 663 号, pp. 951-958, 2011. 5
- 4.15) 多幾山法子, 横田治貴, 林 康裕: 伝統構法木造建物の嵌合型接合部補強に関するポリカーボネートの適用可能性, 日本建築学会技術報告集, 第 21 巻, 第 48 号, pp. 609-614, 2015.6

第5章 通し柱を有する軸組架構の2次元FEMモデルの提案

5.1 はじめに

有限要素法（以降、FEMとする）による伝統木造建物の接合部のメカニズム解明・解析については、接触問題を取り入れた材料線形2次元モデル^{5.1)}・非線形3次元モデル^{5.2)}による例等が報告されているが、前章までに示した、通し柱を有する2層軸組架構に特有の接合部の軸力・曲げモーメント同時作用時の挙動を解明できる簡易な解析モデルの構築が望まれる。また、接合部の引抜きが架構の挙動に大きな影響を与えられられるため、第4章で示した梁ほぞ引抜き挙動を解明できる簡易な解析モデルの構築が望まれる。

本章では、第2章・第3章で示した、通し柱を有する軸組架構の梁（本研究では差鴨居）の圧縮・抜け出しと曲げを伴う接合部および架構の挙動を評価するための、汎用プログラムによる実用的な2次元FEMモデルを提案し、実験結果と解析結果との比較を行うことで提案モデルの有効性を示す。また、第4章で示した接合部のほぞ引抜け時の挙動を模擬する2次元FEMモデルを構築し、第4章で得られた材料の剛性・強度をモデル要素の特性に反映し解析を行った結果を実験結果と比較し、提案モデルの有効性について述べる。

5.2 2層軸組架構の架構および接合部挙動評価のための2次元FEMモデルの提案

5.2.1 提案するFEMモデル

様々なパラメータ下での、2層軸組架構での差鴨居の圧縮・抜け出しと曲げを伴う接合部および架構の挙動を把握することを目的として、特に接合部の変形の把握に主眼をおいたFEM解析モデルを構築した。モデル化にあたっては、木構造の各種特性の不確定性が大きいことを考慮し、非線形材料による複雑なモデル化を避け、線形材料による2次元モデルを用いて架構の挙動を巨視的に把握することを方針とした。

今回提案する2次元FEMモデルを図5-1および図5-2に示す。解析には汎用解析ソフト Simcenter Nastran を用いた。モデルは、まず軸組部の柱・差鴨居を梁要素とし、また、接合部の柱と差鴨居は節点を共有せずに別々にシェル要素でモデル化した。シェル要素のサイズは $5\text{mm} \times 5\text{mm}$ としている。接合部は、図5-2に示すように差鴨居ほぞと柱ほぞ穴間に Slide Line と呼ばれるペナルティ法に基づく接触解析が可能な要素^{5.3)}を設け、接触判定および接触時の圧力・摩擦力伝達を考慮する。木材間の静摩擦係数は、文献5.6)を参考に $\mu = 0.4$ とした。接合部のシェル要素には木材の異方性を考慮し、繊維直交方向のヤング係数 E_{90} は文献5.4)を参考に繊維方向ヤング係数 E の $1/50$ とした。ヤング係数 E は、比較対象とする試験体のヤング係数と同じとした。柱脚・柱頭の土台・桁との接合部には、文献5.4)の貫の回転剛性式を参考とした回転バネを設定した。設定した回転剛性を表5-2に示す。また、栓の引抜き等の等価線形バネを、柱-差鴨居接合部ほぞ引抜き試験の結果^{5.5)}を参考に、第2章で示した架構実験における $R_1 = 0.02, 0.05\text{rad}$ 時の栓位置の引抜き量に応じて設定した。図5-4に、栓の引抜きの等価線形バネの設定状況を示す。また、大変形時の载荷経験による差鴨居ほぞのめり込みを模擬するために、後述の $R_1 = 0.05\text{rad}$ 加力時モデルにはあらかじめ差鴨居ほぞの上端と柱ほぞ穴の接触部に図5-3に示すような隙間を設けた。隙間の設定については、予備的なFEM解析によってほぞのめり込み変形を計算した結果によって設定を行った。材料は線形とするが、接触問題を扱うことから解析は変位増分による非線形増分解析とした。

表5-1に、今回解析を行ったモデルおよび諸元設定を示す。第2章に示した無補強試験体による実験、および今回行った補強試験体による実験について、それぞれ $R_1 = 0.02\text{rad}$ と 0.05rad の2つのレベルの加力での架構および接合部の挙動を解析結果と比較する目的でモデル諸元の設定を行った。解析モデル KB-20-s2-r25 におけるステンレスプレート補強のモデル化詳細を図5-5に、解析モデル KP-20-s2-r25 におけるFMS合金ダンパー補強のモデル化詳細を図5-6に示す。いずれも込栓無補強試験体 K に対応する解析モデル K-20-s2-r0 に補強部材要素を追加したものである。

図5-5に示すステンレスプレート補強モデルについては、ステンレスプレート要素(幅 0.1mm のシェル要素)と木材要素の間に Slide Line 要素を設定し、両者の接触を考慮した。また、ステンレスプレート下端は柱木材要素と節点を共有し、釘留めの状況を反映した。ステンレスプレートが接触する周辺の木材要素は、メッシュサイズを 1mm に細分割した。ステンレスプレートのヤング係数は、 $E = 1.93 \times 10^5 \text{N/mm}^2$ としている。

FMS 合金ダンパー補強モデルについては、ダンパーを表 3-3 に示す合金要素の材料特性・非線形性を考慮したシェル要素でモデル化し、柱・差鴨居と連結している。ダンパーと取付金物間はピン接合としている。取付金物は、柱または梁とボルト鋼棒要素で節点を共有させることで連結している。ダンパーは幅 6mm の等幅断面としているが、これについては図 3-7 に示す、等幅断面ピンなしモデル（フレームモデル組み込み用）・等幅断面ピン設定モデル・変断面ピン設定モデル（3.3.2 で示した実験で用いた FMS 合金ダンパーの設計用モデル）の 3 つの形状について解析を行い、図 3-8 に示すように等幅断面ピンなしモデル（フレームモデル組み込み用）が実験で用いた変断面ダンパーと同等の荷重変形関係を有していることを確認している。

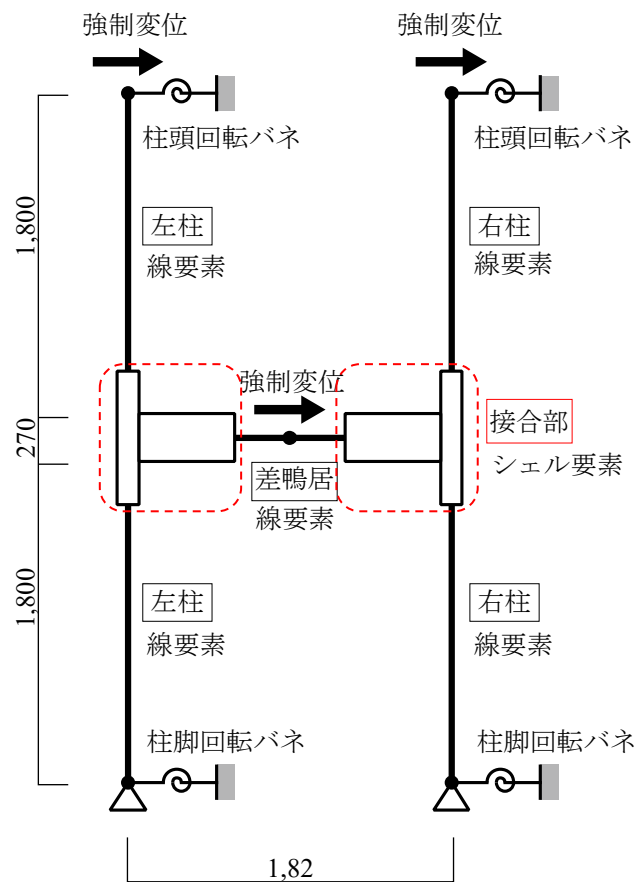
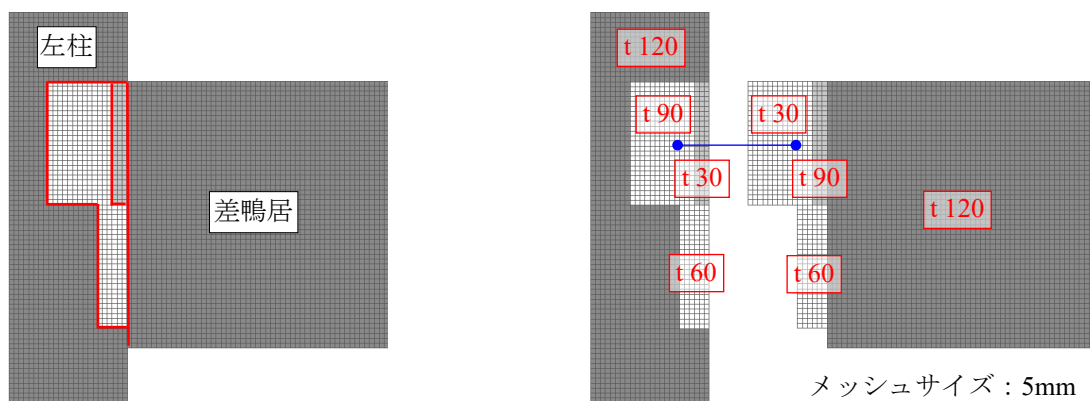


図 5-1 FEM 解析モデル (全体)

- : 接触要素設定位置
- t₀₀ : 要素厚さ(mm)
- : 栓バネ接続位置



柱と差鴨居は節点を共有せず
平面的に同位置に存在している

本図は説明のために差鴨居の
位置を移動して表示している

(a) 解析モデル (b) 柱・差鴨居要素厚さと栓バネによる接合
図 5-2 FEM 解析モデル (接合部シェル要素モデル, 左柱接合部の例)

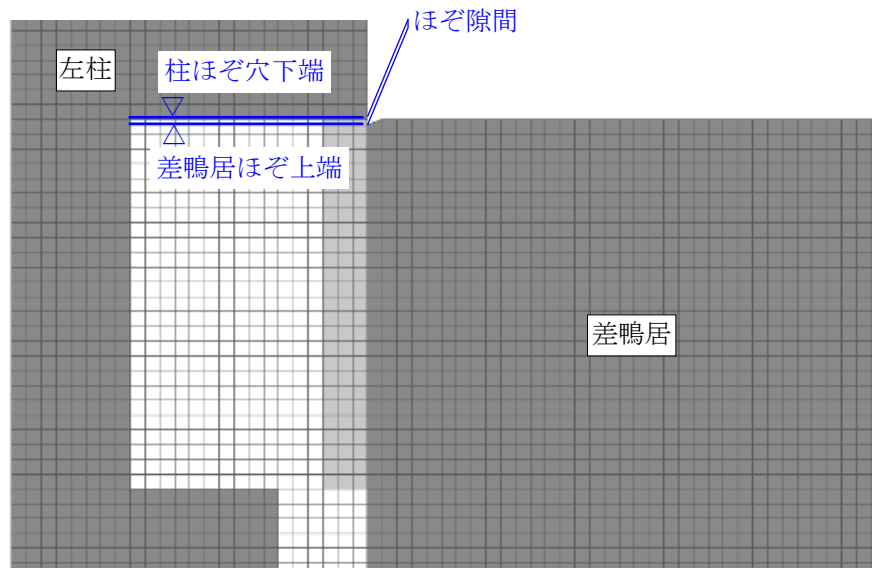


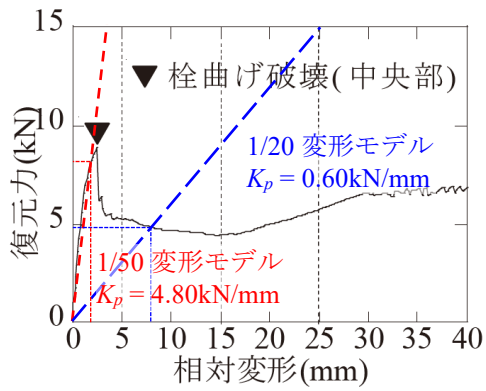
図 5-3 ほぞ・ほぞ穴間に隙間を設ける場合のほぞ形状

表 5-1 解析モデルの設定

モデル名	接合部形式 比較対象試験体	1層層間 変形角 R_1 (rad)	栓バネ K_p (kN/mm)	ほぞ隙間 s (mm)	R_2 / R_1
H-50-s0-r0	鼻栓	$1/50 = 0.02$	4.80	0	0
H-20-s2-r0	試験体 H (第2章)	$1/20 = 0.05$	0.60	2	0
K-50-s0-r0	込栓	$1/50 = 0.02$	3.60	0	0
K-20-s2-r0	試験体 K (第2章)	$1/20 = 0.05$	0.85	2	0
KB-50-s0-r25	込栓	$1/50 = 0.02$	3.60	0	0.25
KB-20-s2-r25	試験体 K_B (第3章)	$1/20 = 0.05$	0.85	2	0.25
KP-50-s0-r25	込栓	$1/50 = 0.02$	3.60	0	0.25
KP-20-s2-r25	試験体 K_P (第3章)	$1/20 = 0.05$	0.85	2	0.25

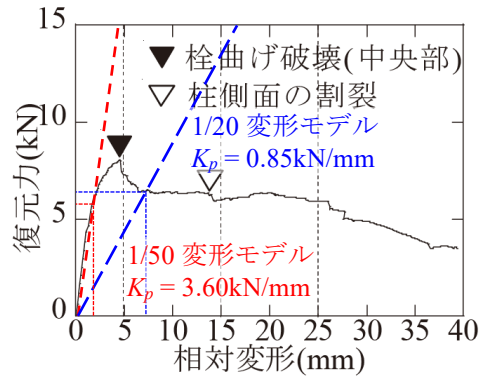
表 5-2 柱頭・柱脚の回転バネの設定

モデル名	部位	横架材	横架材 樹種	回転バネ K_{θ} (kNm/rad)
各モデル共通	柱頭	桁	ベイマツ	150
	柱脚	土台	スギ	100



(a) 鼻栓モデルでの栓バネ設定

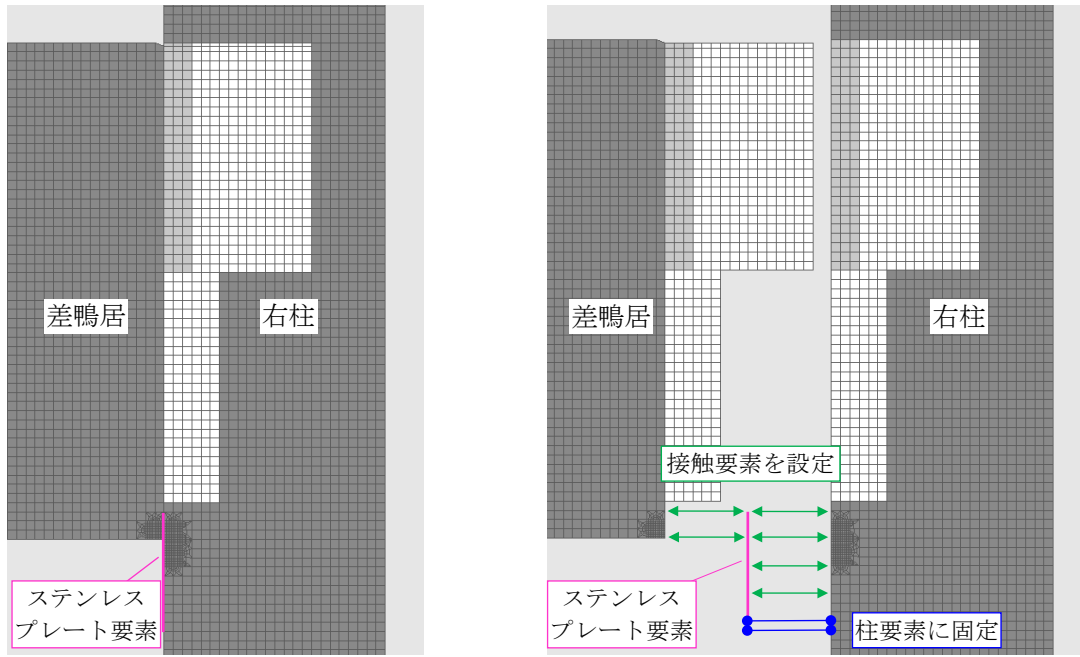
文献 5.5)試験体 Hk 復元力特性に加筆



(b) 込栓モデルでの栓バネ設定

文献 5.5)試験体 Sk30 復元力特性に加筆

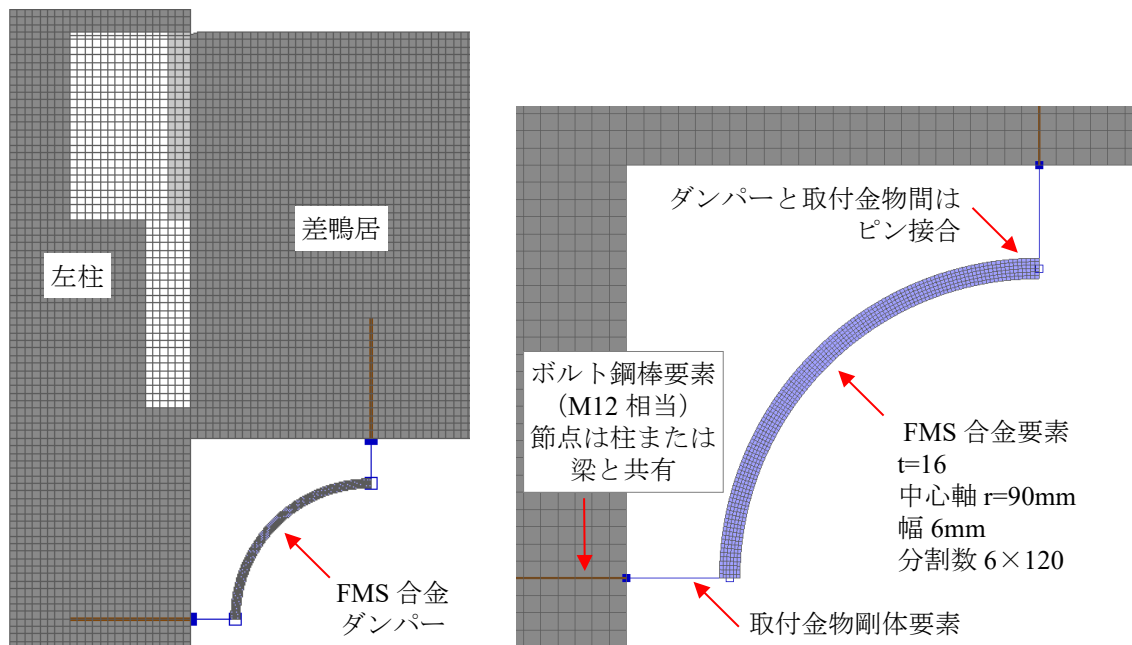
図 5-4 栓の引抜きの等価線形バネの設定 (文献 5.5) 図 14 に加筆)



(a) ステンレスプレート要素設定状況

(b) ステンレスプレート要素と木材要素の連結
(説明のために差鴨居と右柱の間隔をあけて表示)

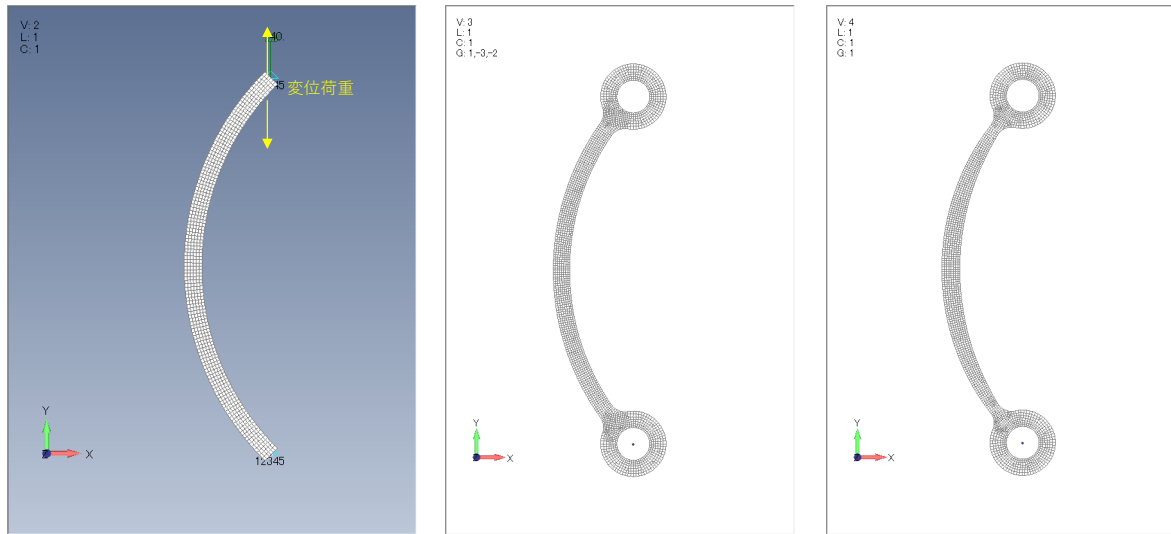
図 5-5 KB-20-s2-r25 ステンレスプレート補強付加解析モデル



(a) FMS 合金ダンパー設定状況

(b) FMS 合金ダンパーモデル詳細

図 5-6 FMS 合金ダンパー補強解析モデル



(a) 幅 6mm 等幅断面
ピン穴なしモデル

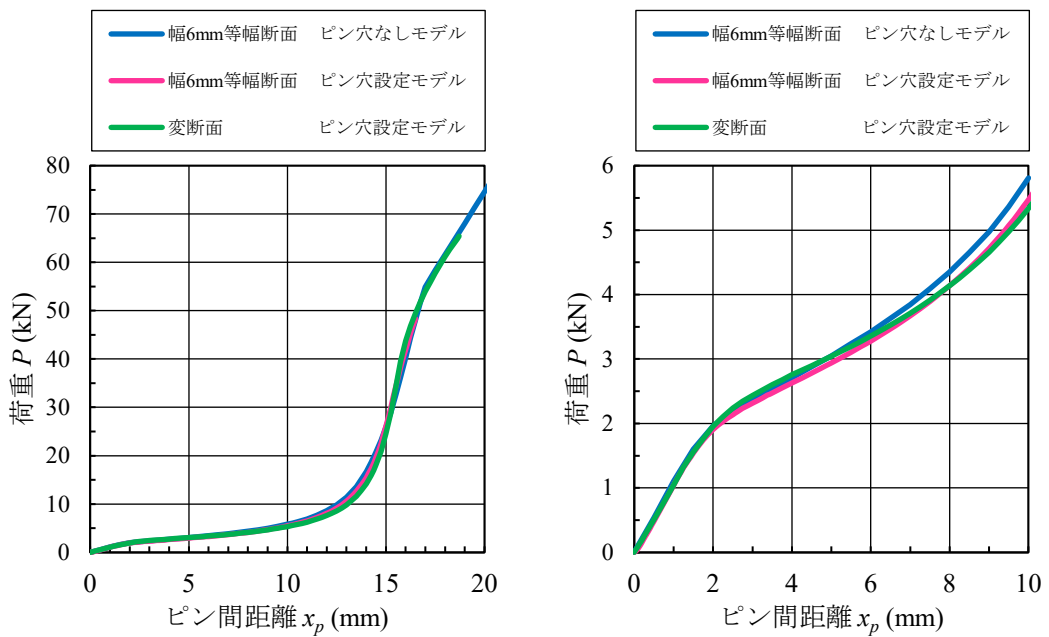
(b) 幅 6mm 等幅断面
ピン穴設定モデル

(c) 変断面
ピン穴設定モデル

フレーム FEM モデル組み込み用

実験用ダンパー設計用

図 3-7 FMS 合金ダンパーの FEM モデル



(a) ピン間距離 0~20mm

(b) ピン間距離 0~10mm

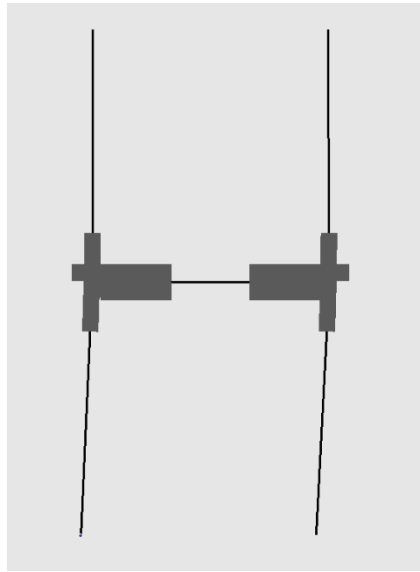
図 3-8 FMS 合金ダンパー各モデルの荷重変形関係の比較

5.3.2 提案モデルによる架構の挙動評価

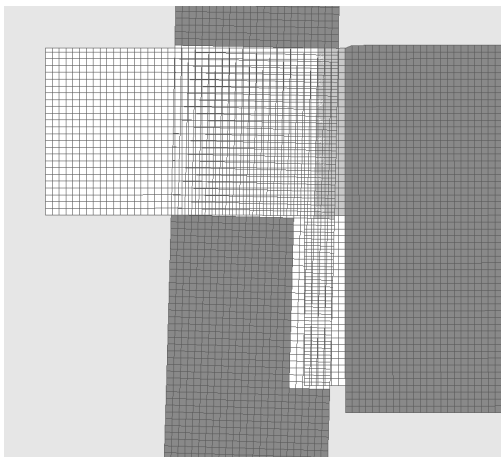
図 5-9 に無補強の鼻栓試験体 H の解析モデルである H-20-s2-r0, 図 5-10 に無補強の込栓試験体 K の解析モデルである K-20-s2-r0 の, それぞれ $R_1=0.05$ rad 負加力解析時のモデル全体の変形 (各図(a)) と接合部の変形状況 (各図(b)(c)) を示す. また, 同条件の実験における左接合部の変形状況を写真 5-1 および写真 5-2 に示す. 接触要素を用いた解析により, 実験における接合部の変形状態がおおむね模擬できていることがわかる. また, この解析により, 実験において外部からは確認できない接合部内の差鴨居ほぞと柱ほぞ穴間の接触・非接触の状態が把握できる.

次に, 無補強の鼻栓試験体および込栓試験体 K について, $R_1=0.05$ rad 正加力時の柱曲げモーメントとせん断力の実験結果と解析結果の曲げモーメント・せん断力図を図 5-11 および図 5-12 に示す. このうち, 解析結果の 1 層柱上端・2 層柱下端の曲げモーメントは, 柱線材端部のモーメントおよびせん断力から当該位置でのモーメントを算定したものである. 架構の応力について, 実験結果と解析結果はよい一致を示している.

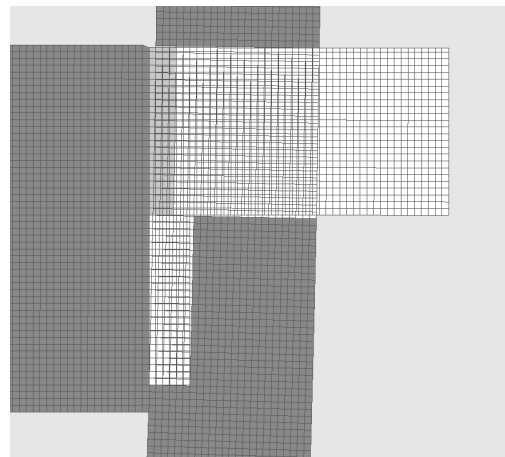
次に, 無補強の鼻栓試験体 H および込栓試験体 K の 1 層柱の $R_1=0.02 \cdot 0.05$ rad 正加力時のせん断力 Q と層間変形角 R_1 の関係について, 実験結果と解析結果を比較したものを図 5-13 に示す. 鼻栓・込栓とも, 前柱 (正加力時左柱) の解析による剛性が大きくなっているが, $R_1=0.02 \cdot 0.05$ rad 加力時のいずれにおいても解析は Q - R_1 関係をおおむねよい精度で模擬できている.



(a) 全体変形図



(b) 左接合部変形状況

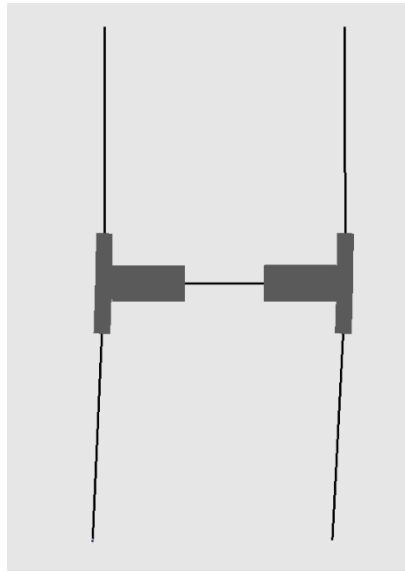


(c) 右接合部変形状況

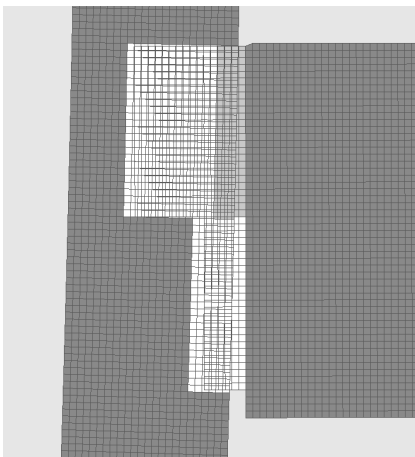
図 5-9 H-20-s2-r0 (鼻栓無補強モデル) 0.05rad 負加力時変形図



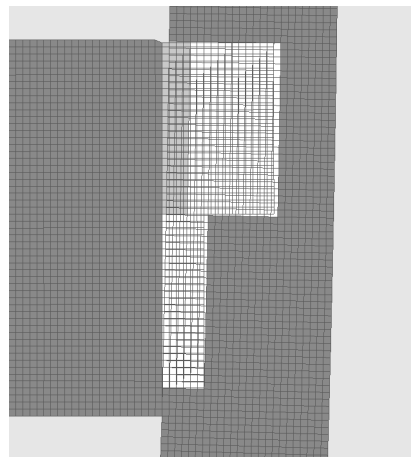
写真 5-1 鼻栓試験体 H 左接合部の負加力時変形状況



(a) 全体変形図



(b) 左接合部変形状況

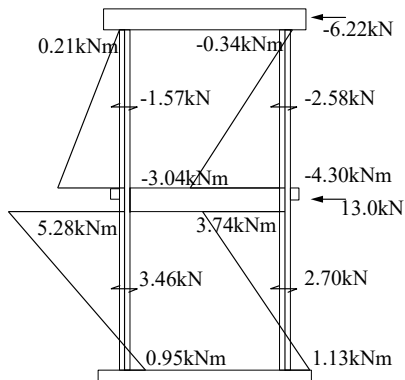


(c) 右接合部変形状況

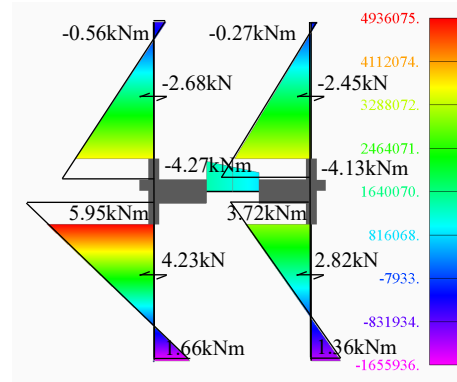
図 5-10 K-20-s2-r0 (込栓無補強モデル) 0.05rad 負加力時変形図



写真 5-2 込栓試験体 K 左接合部の負加力時変形状況



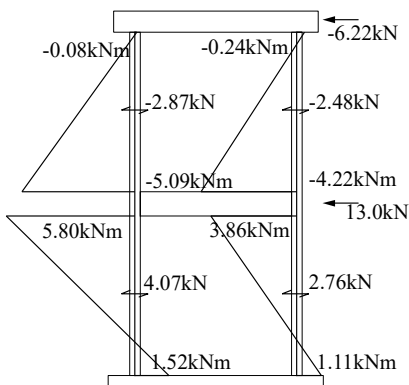
(a) 実験結果



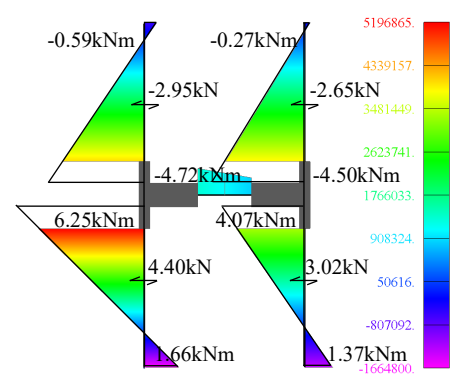
(b) 解析結果

図 5-11 実験結果と解析結果の比較

柱曲げモーメント・せん断力図 (鼻栓試験体 H, $R_1 = 0.05 \text{ rad} \cdot R_2 / R_1 = 0$ 正加力)



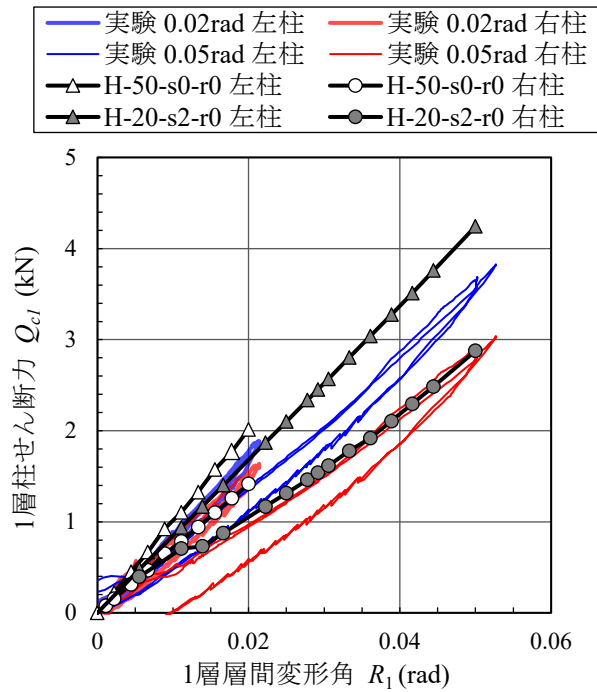
(a) 実験結果



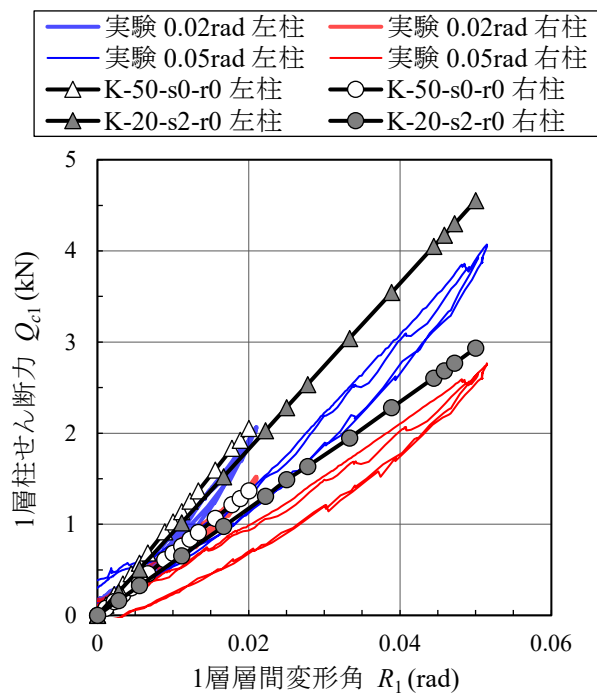
(b) 解析結果

図 5-12 実験結果と解析結果の比較

柱曲げモーメント・せん断力図 (込栓試験体 K, $R_1 = 0.05 \text{ rad} \cdot R_2 / R_1 = 0$ 正加力)



(a) 鼻栓試験体 H

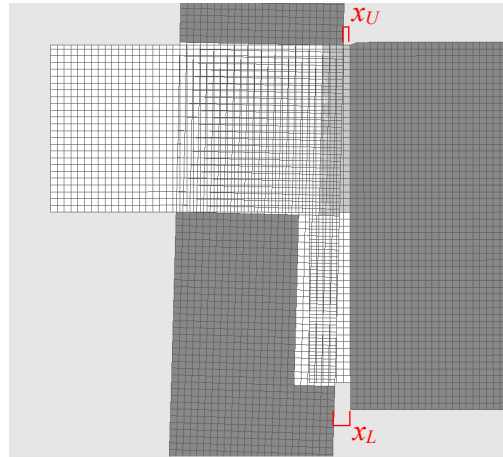


(b) 込栓試験体 K

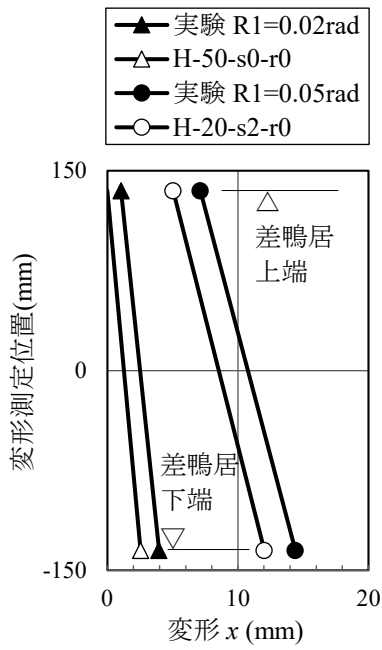
図 5-13 実験結果と解析結果の比較 1層柱せん断力-1層層間変形角関係 ($R_2/R_1 = 0$ 正加力)

5.2.3 提案モデルによる接合部の挙動評価

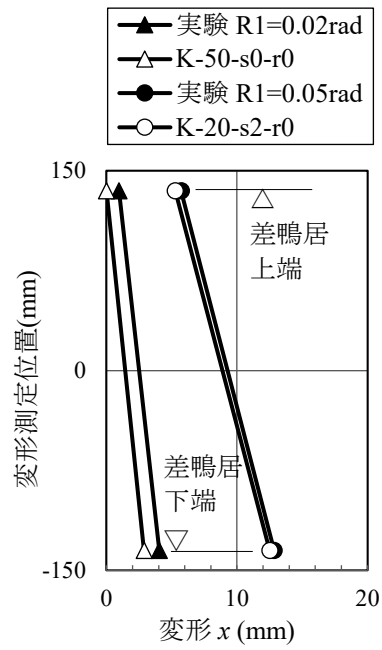
次に、左柱が後柱となる場合の差鴨居上端・下端位置における柱と差鴨居間の変形について、実験結果と解析結果を比較したものを図 5-14 に示す。差鴨居の上端・下端のいずれにおいても、柱と差鴨居間の変形について良好な精度で模擬できている。



(a) 差鴨居の抜き出し変形量



(b) 鼻栓試験体 H



(c) 込栓試験体 K

図 5-14 解析結果と実験結果の比較 左接合部 柱-差鴨居間変形

次に、柱が前柱となった時の接合部回転角の再現精度を確認する。ここでは、第2章の込栓接合部を有する試験体Kについて、2層の層間変形角と1層の層間変形角の比をパラメータとして、正加力の $R_1 = 1/20\text{rad}$ 時に左柱が前柱となった時の接合部回転角を計算し、実験結果と比較する。表5-3に、検討用の解析モデルの一覧を示す。各モデルは、先に示したモデル K-20-s2-r0 について、2層の層間変形角と1層の層間変形角の比を 0.25, 0.50, 1.00 となるよう頂部の変位を変えたモデルである。

各モデルによる解析結果のうち、図5-15に $R_1 = 0.05\text{rad} \cdot R_2 / R_1 = 0.5$ 正加力時の実験結果と解析結果の架構応力の比較を示す。両者の架構応力値はよい一致を示している。また、図5-16～図5-19に全体の変形図と左柱接合部の変形図を示す。また、図5-20に、縦軸に前柱の接合部回転角 θ と1層層間変形角 R_1 の比 θ / R_1 を、横軸に1層層間変形角 R_1 と2層層間変形角 R_2 の比 R_2 / R_1 をとり、各値をプロットしたグラフを示す。グラフ中には、第2章・第3章で示した試験体K, K_B, K_P についての各値とそれら各値から導いた回帰式、解析結果の各値から導いた回帰式もあわせて示す。解析による θ / R_1 は実験結果とよく一致しており、提案モデルは精度よく接合部回転角を模擬できていると判断される。

表 5-3 解析モデルの設定

モデル名	接合部形式 比較対象試験体	1層層間 変形角 R_1 (rad)	栓バネ K_p (kN/mm)	ほぞ隙間 s (mm)	R_2 / R_1
K-20-s2-r0	込栓 試験体 K (第2章)	0.05	0.85	2	0
K-20-s2-r025		0.05	0.85	2	0.25
K-20-s2-r050		0.05	0.85	2	0.50
K-20-s2-r100		0.05	0.85	2	1.00

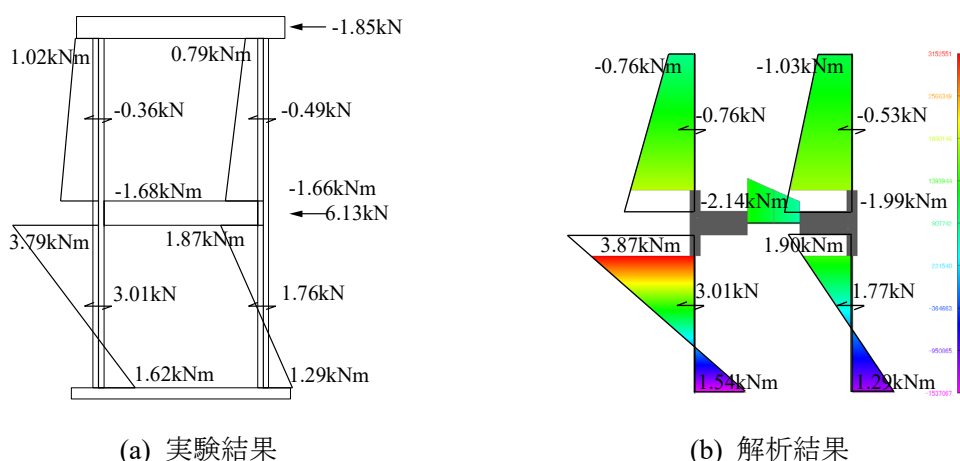
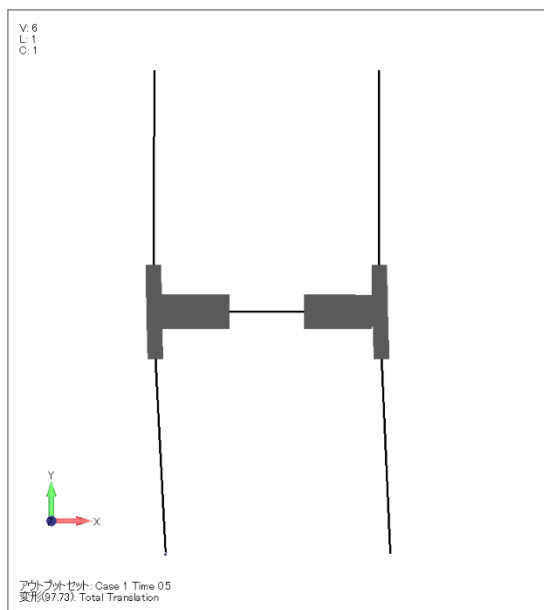


図 5-15 実験結果と解析結果の比較

柱曲げモーメント・せん断力図 (込栓試験体 K, $R_1 = 0.05\text{rad} \cdot R_2 / R_1 = 0.5$ 正加力)

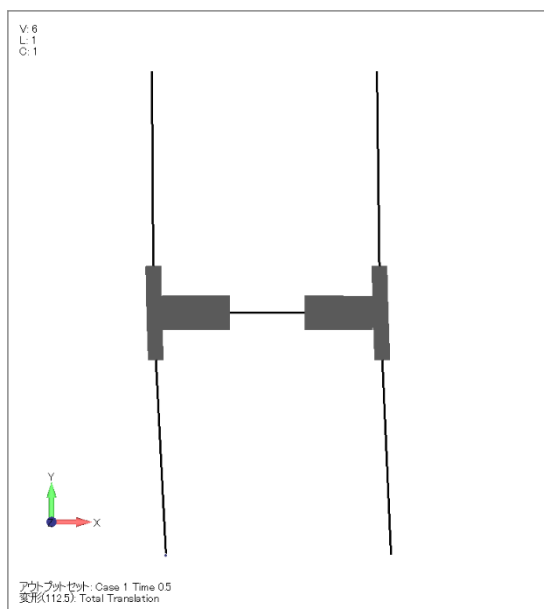


(a) 全体変形図

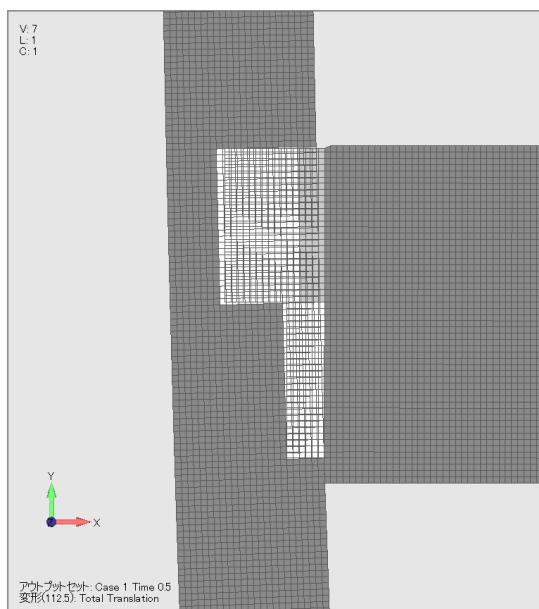


(b) 左柱接合部変形図

図 5-16 K-20-s2-r0 解析結果 ($R_1 : R_2 = 1 : 0$)

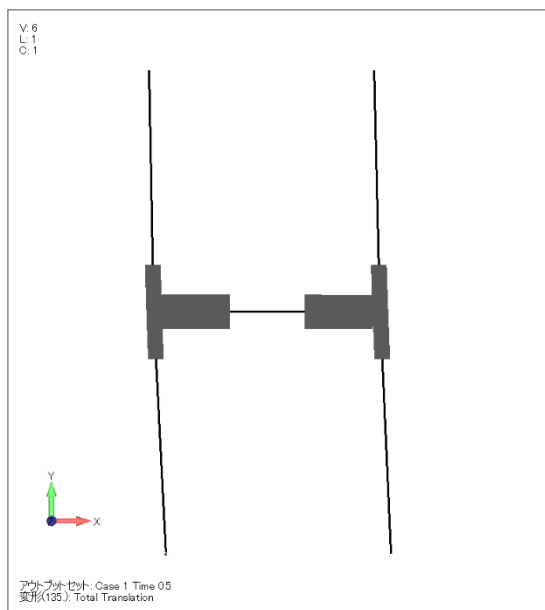


(a) 全体変形図

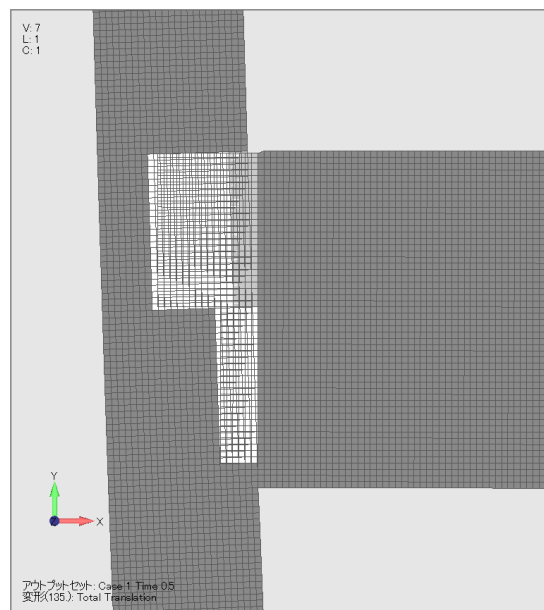


(b) 左柱接合部変形図

図 5-17 K-20-s2-r025 解析結果 ($R_1 : R_2 = 1 : 0.25$)

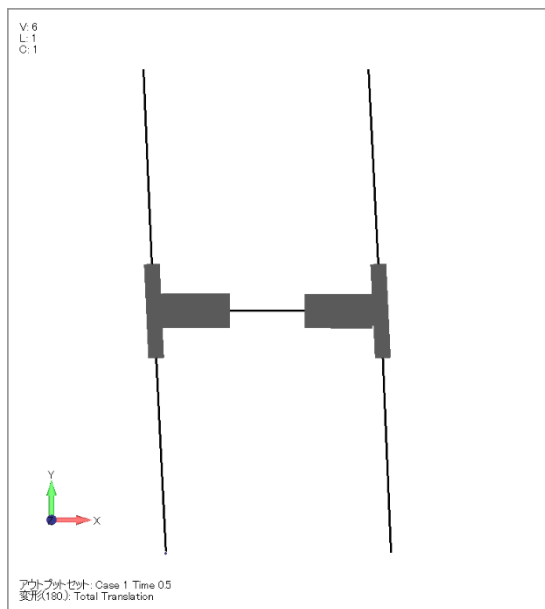


(a) 全体変形図

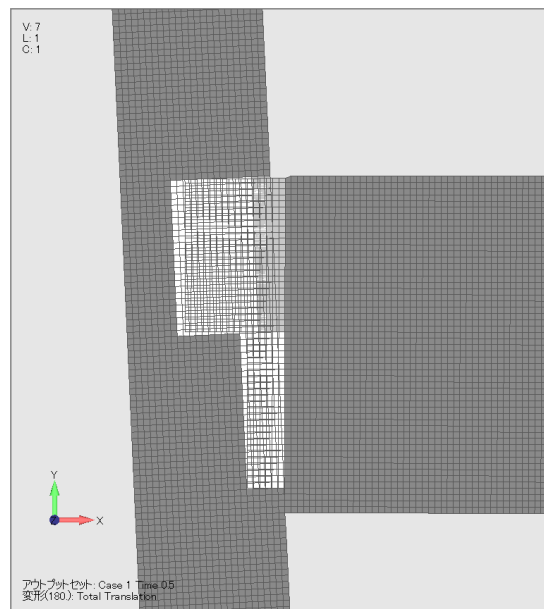


(b) 左柱接合部変形図

図 5-18 K-20-s2-r050 解析結果 ($R_1 : R_2 = 1 : 0.50$)



(a) 全体変形図



(b) 左柱接合部変形図

図 5-19 K-20-s2-r100 解析結果 ($R_1 : R_2 = 1 : 1$)

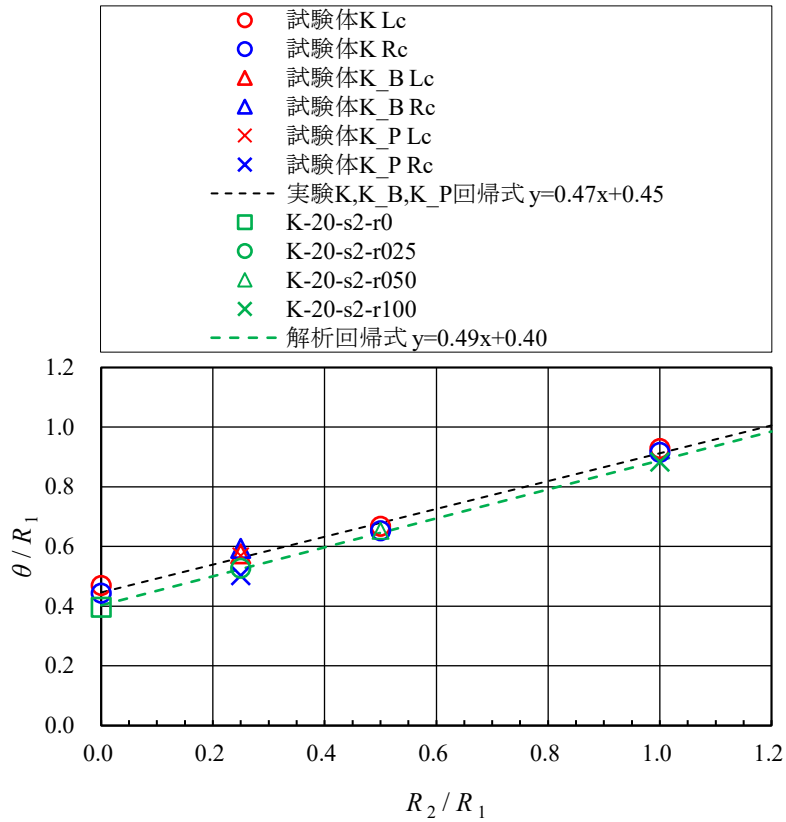
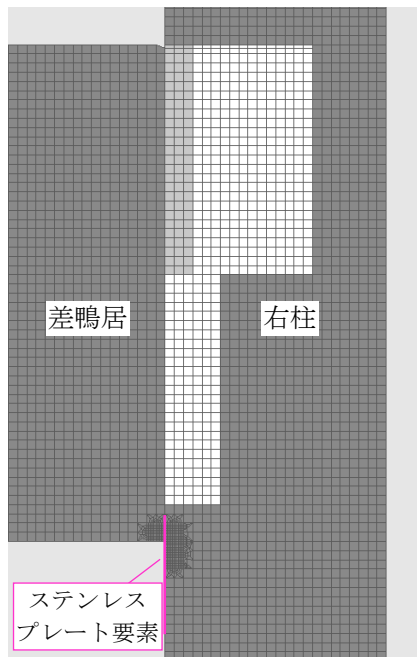


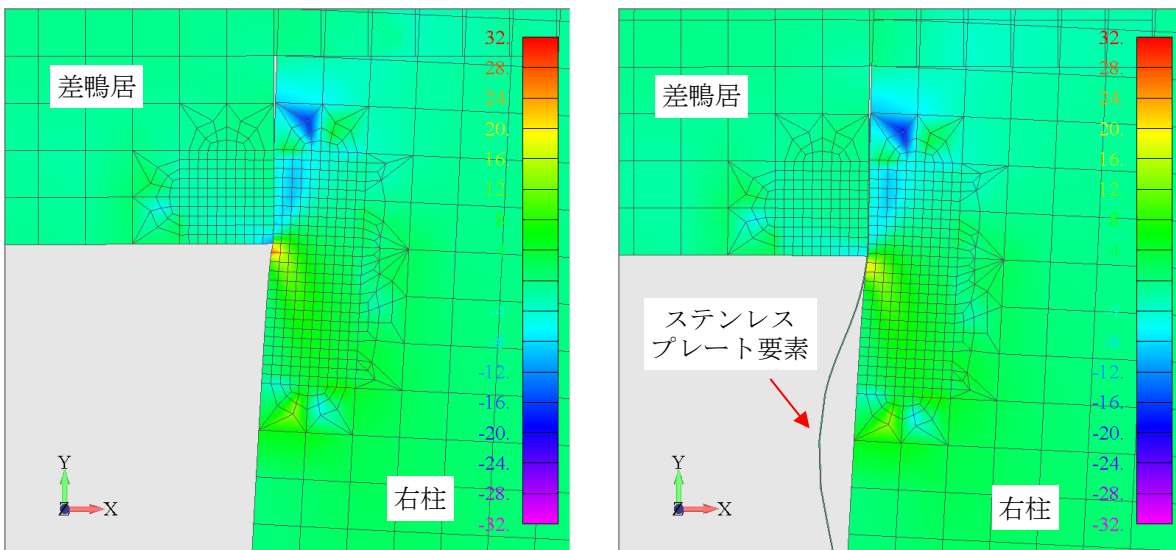
図 5-20 接合部回転角 θ ・ 層間変形角 R_1 比と 1 層 ・ 2 層層間変形角比の関係
(試験体 K, K_B, K_P, および FEM 解析結果)

5.2.4 提案モデルによるステンレスプレート補強試験体の加力シミュレーション

図 5-21 に、今回行った実験の試験体 K_B のステンレスプレート補強を模したモデルとその解析結果として要素せん断応力度を示す。補強を行うことで、差鴨居から押される柱要素の最大せん断応力度が、 37.3N/mm^2 から 25.2N/mm^2 （解析を材料線形としているため応力度は大きい）に低減され、繊維断裂発生が抑えられたことが説明できている。



(a) ステンレスプレート補強付加解析モデル



(i) 補強なし

(ii) 補強あり

(b) $R_1 = 0.075\text{rad}$ 時要素せん断応力度(N/mm^2)

図 5-21 試験体 K_B 右柱ステンレスプレート補強の効果

5.2.5 提案モデルによる FMS 合金ダンパー補強試験体の加力シミュレーション

図 5-22～図 5-23 に、試験体 K_P の左柱の FMS 合金ダンパー補強を模したモデルとその解析結果を示す。図 5-22 に、ダンパーのない試験体 K_B とダンパー付加試験体 K_P の左柱の 0.05 rad 負加力時の復元力特性を示す。実験では、ダンパー付加によって柱剛性と履歴エネルギーが増大しているが、解析によっても同じ現象が模擬できている。図 5-23 に、正負交番加力を模擬した解析による、ダンパー付加接合部の挙動を示す。同図(b)に示されるように、実験で観察された、最大加力時からの除荷時の差鴨居上端の抜け出し（写真 5-3）が解析でも再現できている。

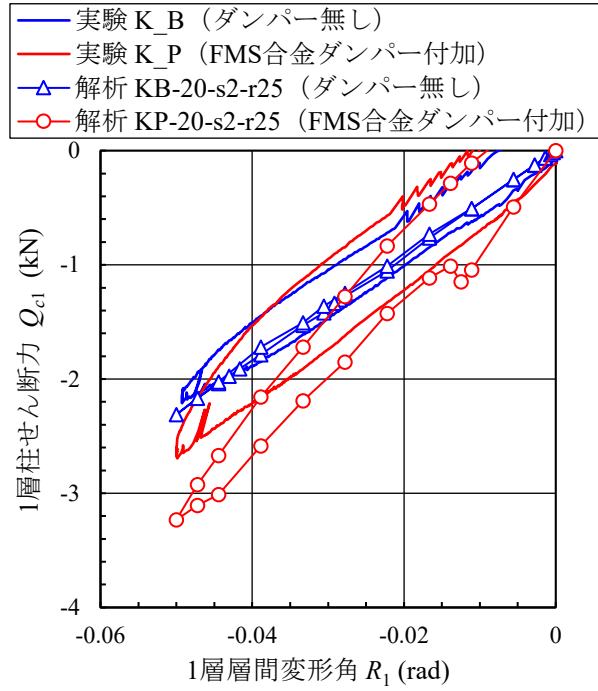
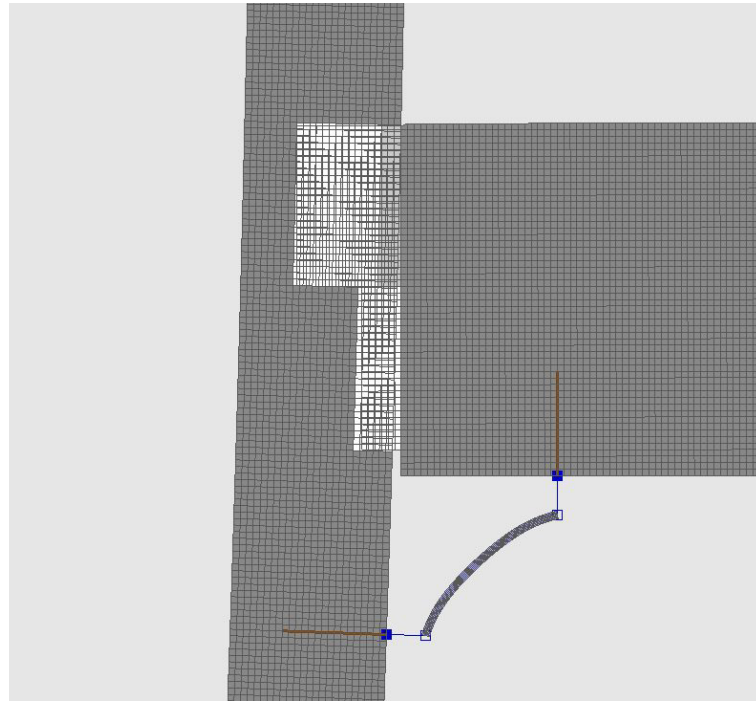
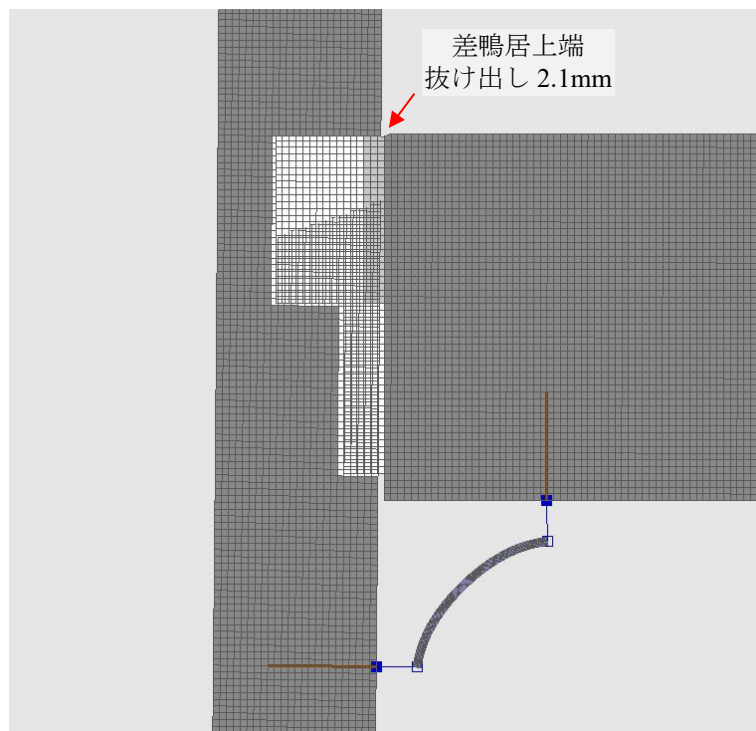


図 5-22 FMS 合金ダンパー付加左柱 $R_1 = 0.05\text{rad}$ 負加力時復元力特性



(a) 負加力最大変形 (0.05rad) 時



(b) 負加力最大変形からの除荷時

図 5-23 解析における FMS 合金ダンパー設置接合部の挙動

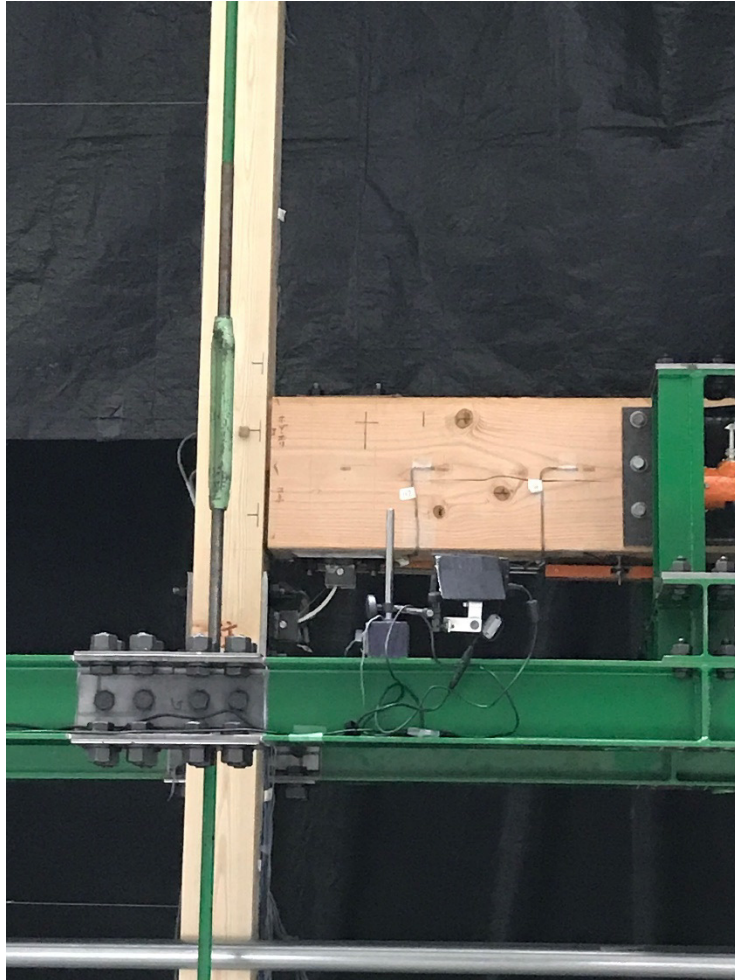


写真 5-3 試験体 K_P 除荷時差鴨居抜け出し・FMS 合金ダンパー残留変形状況

5.2.6 2層軸組架構接合部挙動評価のための2次元FEMモデルの精度

表 5-4 に、無補強試験体と補強試験体における主な評価項目（1層柱せん断力・負加力時接合部回転角・負加力時接合部引抜け量）についての実験結果と解析結果の比較を示す。なお、実験の値は各変形角の最初の加力で最初に最大層間変形に達した際の測定値である。提案解析モデルは、実験で得られた架構応力・接合部挙動を再現できており、接合部を含む2層軸組架構の挙動や接合部補強効果を把握するために十分有効であると考えられる。木造特有の剛性・強度のばらつきと解析の精度との関連の解明については、今後の課題である。

表 5-4 実験結果と解析結果の比較（負加力時）

接合部形式 試験体	1層 層間 変形角 R_1 (rad)	1層左柱 せん断力 Q_{Lc1} (kN)			負加力時 左柱接合部 回転角 $\theta_R (\times 10^{-2} \text{ rad})$			負加力時 左柱接合部 拔出し量 x (mm)		
		実験	解析	実験/ 解析	実験	解析	実験/ 解析	実験	解析	実験/ 解析
鼻栓 試験体 H ($R_2/R_1=0$)	0.02	1.22	1.42	0.86	1.07	0.943	1.14	2.51	1.27	1.97
	0.05	2.30	2.88	0.80	2.70	2.58	1.04	10.8	8.53	1.26
込栓 試験体 K ($R_2/R_1=0$)	0.02	1.54	1.37	1.13	1.14	1.06	1.07	2.50	1.44	1.74
	0.05	2.97	2.93	1.01	2.64	2.68	0.98	9.28	8.89	1.04
込栓 試験体 K_B ($R_2/R_1=0.25$)	0.02	1.35	1.08	1.26	1.29	1.27	1.01	1.60	1.71	0.94
	0.05	2.15	2.31	0.93	3.30	3.30	1.00	6.72	7.06	0.95
込栓 試験体 K_P ($R_2/R_1=0.25$)	0.02	1.41	1.37	1.03	1.13	1.06	1.07	0.83	1.42	0.58
	0.05	2.62	3.20	0.82	2.87	2.84	1.01	3.43	3.81	0.90

5.3 込栓接合部の引抜き挙動を模擬する 2 次元 FEM モデルの提案

5.3.1 接合部の破壊メカニズムと FEM モデルの構成

様々なパラメータ下での込栓接合部のほぞ軸方向の荷重変形関係を把握することを目的として、第 4 章での実験で観察された破壊メカニズムに基づく FEM 解析モデルの構築を試みる。写真 5-4 から写真 5-7 に、栓がカンである試験体 UBKN365・UBKN205（いずれも仕口切欠き無し）・UBKA365（仕口切欠き有り）と、栓がスギである試験体 UBSN365 の最終破壊状況を示す。UBKN365 では、栓中央の降伏(M3)と、柱の大きなめり込みが生じている。UBKN205 では、ほぞ端部において栓穴を起点とした端抜け破壊が生じている。また、UBKA365 では、UBKN365 と同様の破壊状況であるが、切欠き部に大きな変形が生じている。UBSN365 では、栓のせん断降伏から進展したと推定される栓の破断が生じている。これらの破壊メカニズムの観察結果および試験体の形状から、図 5-24 に示す込栓接合部の引抜き挙動を評価する FEM モデルを構築した。モデルは、栓の曲げ・せん断特性を有する線材と、それを支持する柱と栓・ほぞと栓のめり込み特性を有するバネ、およびそれらに直列に接続する柱の割裂とほぞの端抜けを表現するバネからなる。各要素の特性については、第 4 章で示した材料試験から得られた結果により設定した。

図 5-24 に、FEM モデル各構成要素の非線形特性を示し、図 5-25 に各要素の復元力特性の設定例を示す。各復元力特性は以下のように設定した。

①(a) 栓線材要素の端部曲げ特性

栓の曲げ降伏を表現する栓線材要素端部回転バネの特性は、図 5-25(a)に示す負勾配を考慮した 3 折線モデルとした。曲げ降伏モーメント M_y は、第 4 章で示した栓単体に対して行った曲げ試験の結果得られた曲げ強度に栓の断面係数を乗じたものとした。曲げ降伏モーメントに達した後は負勾配剛性を設定し、栓降伏後のほぞ穴からの拘束効果を考慮して、 $2/3M_y$ に達した時点で負勾配剛性が緩和される設定とした。

①(b) 栓線材要素の端部せん断特性

栓のせん断降伏を表現する栓線材のせん断特性は、図 5-25 (b)に示すバイリニア型のモデルとした。栓のせん断降伏強度は、文献 5.4)に記載の(5.1)式で得られる木ダボのせん断強さ(平均値)に、栓の断面積を乗じたものとした。栓のせん断弾性係数は、文献 5.8)を参考に、材料試験により求めた繊維方向のヤング係数の 0.06 倍として設定した。

$$F_s = (-7.7 + 100\rho)d^{-0.4} \quad (5.1)$$

ここで、

ρ : 材の密度 ($\times 10^3 \text{kg/m}^3$)

d : 栓の径 (mm)

② 柱と栓のめり込みバネ

柱と栓のめり込みバネは、写真 5-4 (b)で観察されるほぞ引抜実験の試験体の破壊状況の観察に基づき以下のように設定した。柱と栓のめり込みバネは柱と栓の直列バネとし、材料試験のうち引抜き実験の柱と同様の試験体形状・破壊状況を示す割裂試験により得られた荷重変形関係をトリリニア型復元力特性に近似した柱のめり込みバネと、栓の繊維方向ヤング係数の 1/20 で設定した繊維直交方向ヤング係数および密度により設定した部分圧縮強度^{5,7)}によるバイリニア型復元力特性の栓のめり込みバネを直列につないだ、図 5-25 (c)に示すトリリニア型のモデルとして設定した。写真 5-6 に示す仕口切欠きありの試験体 UBKA365 については、図 5-24 中に示すように、切欠き部分（ほぞから両側 15mm の範囲）の柱と栓のめり込みバネの剛性・強度を 1/2 としたモデルを仮に設定した。

③ ほぞと栓のめり込みバネ

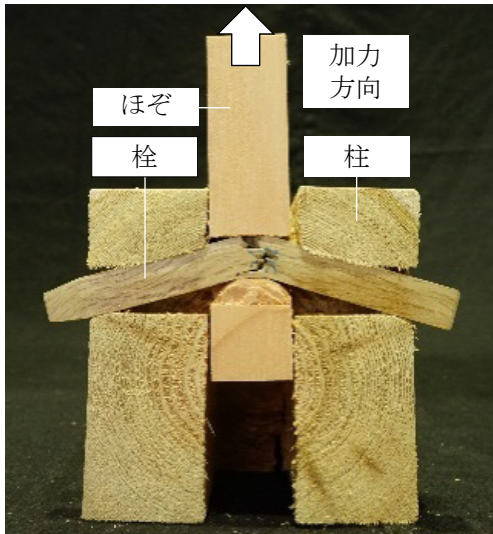
ほぞと栓のめり込みバネは、ほぞ引抜実験の試験体の破壊状況の観察に基づき以下のように設定した。ほぞと栓のめり込みバネはほぞと栓の直列バネとし、材料試験のうちほぞの繊維方向部分圧縮試験により得られた荷重変形関係をバイリニア型復元力特性に近似したほぞのめり込みバネと、栓の繊維方向ヤング係数の 1/20 で設定した繊維直交方向ヤング係数および密度により設定した部分圧縮強度^{5,7)}によるバイリニア型復元力特性の栓のめり込みバネを直列につないだ、図 5-25 (d)に示すトリリニア型のモデルとして設定した。

④ 柱割裂のバネ

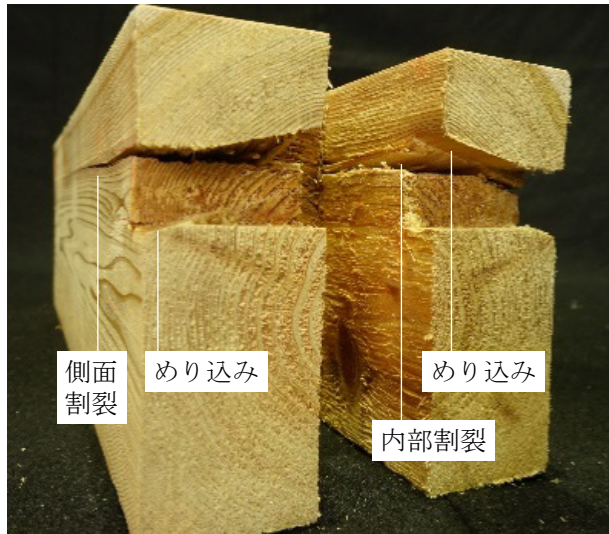
柱割裂のバネは、図 5-25 (e)に示す剛塑性バネとして設定した。割裂耐力については、ほぞ引抜き実験で得られた割裂耐力を有し、降伏後は耐力を保持する設定とした。

⑤ ほぞ端抜けのバネ

ほぞ端抜けのバネ耐力は、図 5-25 (f)に示す剛塑性バネとして設定した。端抜け耐力は、ほぞ引抜き実験で得られたそれぞれの試験体の端抜け耐力（端あきが 36.5mm のものについては、端抜け耐力の計算値）を有する剛塑性バネとして設定し、降伏後は耐力・剛性を失う設定とした。



(a) 栓の曲げ降伏と柱のめり込み



(b) 柱の破壊状況

写真 5-4 栓の中央曲げ降伏 M3・柱割裂破壊 M6 (UBKN365)

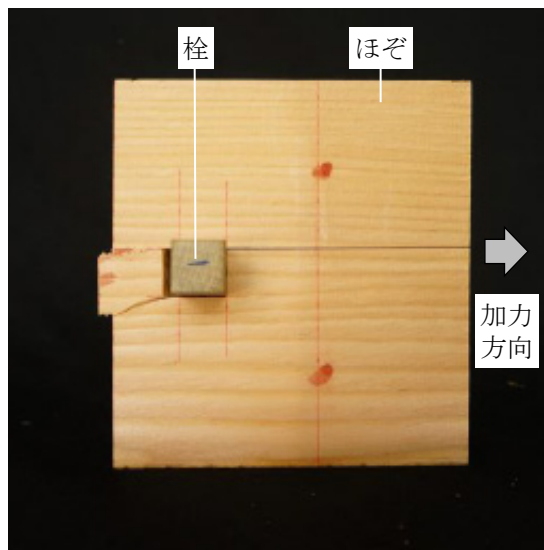


写真 5-5 ほぞのブロックせん断破壊 M7 (UBKN205)



写真 5-6 栓の曲げ降伏 M6・柱のめり込み M2a (UBKA365)

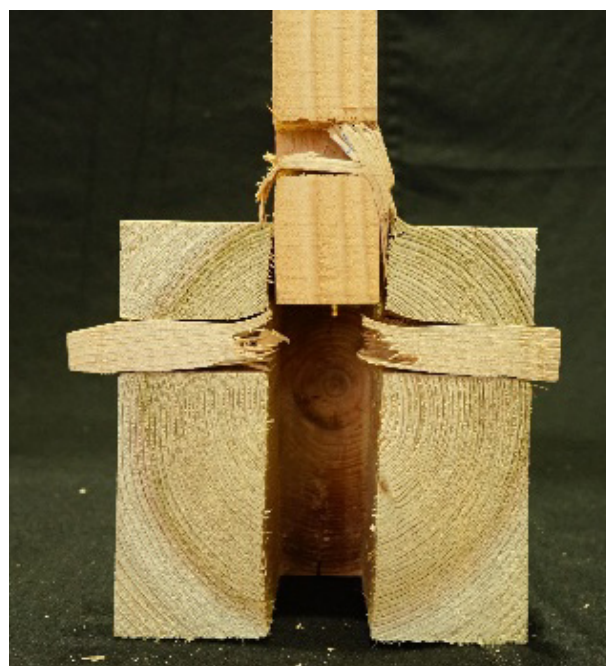
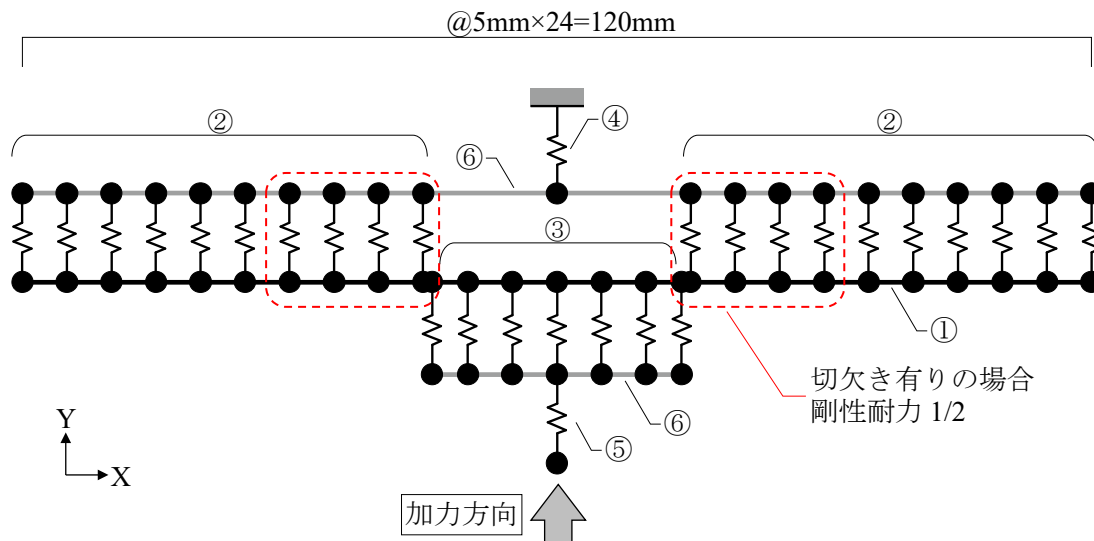


写真 5-7 栓のめりこみ M2b・栓のせん断破壊 M5 (UBSN365)



番号	要素種別・特性
①	栓線材要素： 曲げ非線形（端部回転バネ：3折線，降伏後負勾配） せん断非線形（バイリニア）
②	柱・栓めり込みバネ：軸力非線形（トリリニア）
③	ほぞ・栓めり込みバネ：軸力非線形（トリリニア）
④	柱割裂バネ：軸力非線形（剛塑性）
⑤	ほぞ端抜けバネ：軸力非線形 （剛塑性・降伏後負勾配）
⑥	剛体

図 5-24 込栓接合部引抜き挙動評価用 FEM モデルの構成

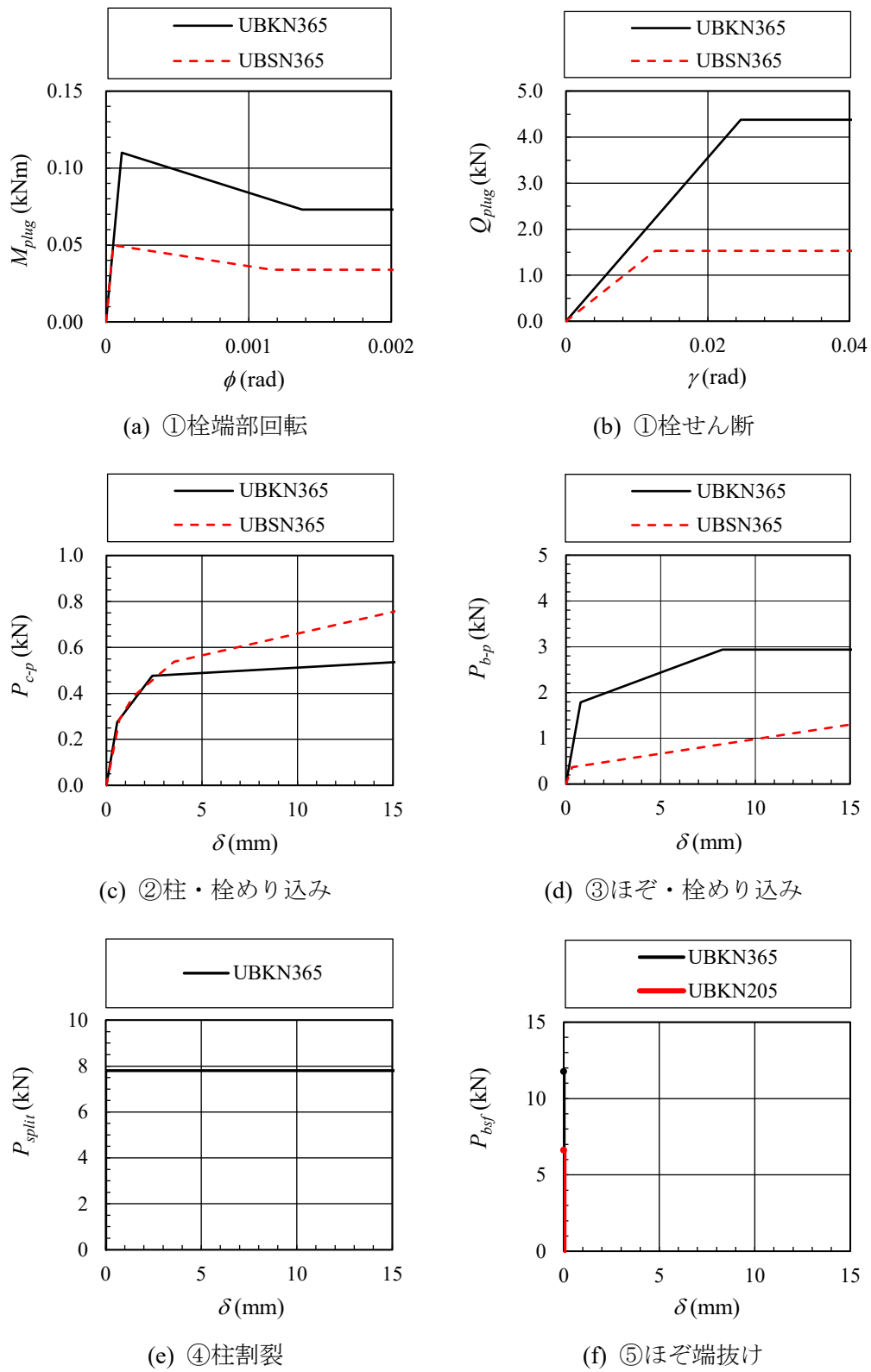
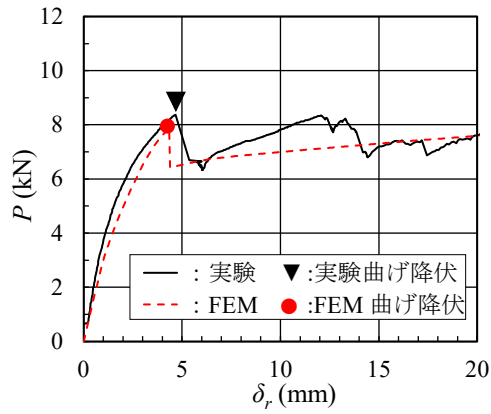


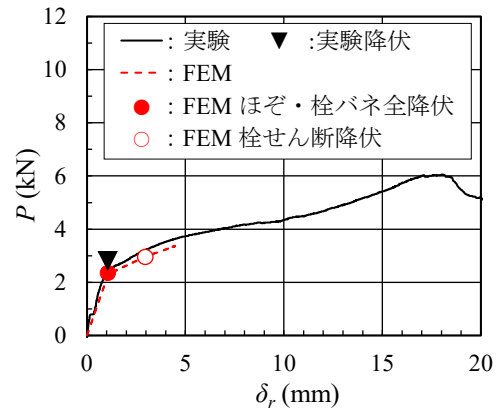
図 5-25 FEM モデル各要素の復元力特性の例

5.3.2 提案モデルによる接合部の挙動評価

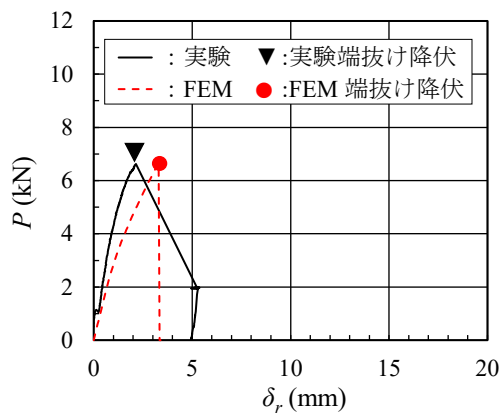
図 5-26 に、UBKN365, UBSN365, UBKN205 および UBKA365 について、実験および FEM 解析によって得られた荷重変形関係を示す。また、図 5-27 に、UBKN365, UBSN365 および UBKN205 の FEM 解析での変形状況を示す。解析には SNAP Ver.8 を用いた。栓がカシである UBKN365 については、図 5-26 (a)に示すように、FEM 解析のほうが初期剛性が若干小さくなるが、栓の曲げ降伏 (M3) 荷重はほぼ一致し、荷重変形関係は概ねよい一致を示す。また、図 5-27 (a),(b)に示すように、栓の中央が曲げ降伏した後は、栓は直線状の形状を保って柱・栓およびほぞ・栓のめり込みバネが変形しており、写真 5-4 に示す破壊性状とよい一致を示している。栓が剛性・強度が低いすぎである UBSN365 については、図 5-26 (b)に示すように、実験では最初の降伏後も変形が進むのに対し、解析では栓のせん断降伏後収束せず解析が止まるが、荷重変形関係は概ねよい一致を示す。解析において最初に大きく剛性が低下するのは、ほぞと栓のめり込みバネが全て降伏するとき(M1)であり、実験においても栓のせん断降伏 M5 に先行してほぞ・栓のめり込み降伏 M1 が生じていた可能性が示唆される。また、図 5-27 (c)に示すように、栓の曲げを伴わずにほぞ・栓のめり込みバネの変形が先行し、次に栓のせん断降伏に至る状況が見てとれる。図 5-26 (c)に、栓がカシでほぞの端あきが 20.5mm である UBKN205 の実験と解析の比較を示す。初期剛性は解析のほうが小さな結果となり、ほぞ端抜け耐力は一致する結果となった。図 5-27 (d)に示すように、UBKN205 の解析においては、加力に対し柱・栓の微小なめり込みが生じた後にほぞの端抜け降伏が生じ、端抜け部の変形が進む状況となっている。図 5-26 (d)に、仕口切り欠きの有無の比較として UBKN365 (切欠き無し) と UBKA365 (切欠き有り) の実験結果と UBKA365 の解析結果の比較を示す。実験では、UBKN365 と UBKA365 とでは初期剛性はほぼ同じであり、栓の曲げ降伏後は UBKA365 の再度の荷重上昇は見られない。切欠き部の柱・栓のめり込みバネを 1/2 としたモデルでの解析結果は実験に比して初期の剛性が低く、実験結果からも切欠きの有無が载荷初期の剛性に与える影響は小さいと考えることができる。



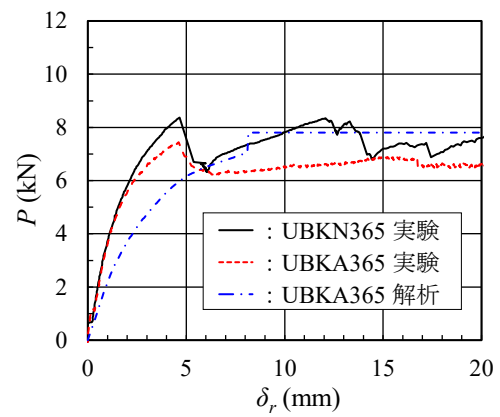
(a) UBKN365



(b) UBSN365

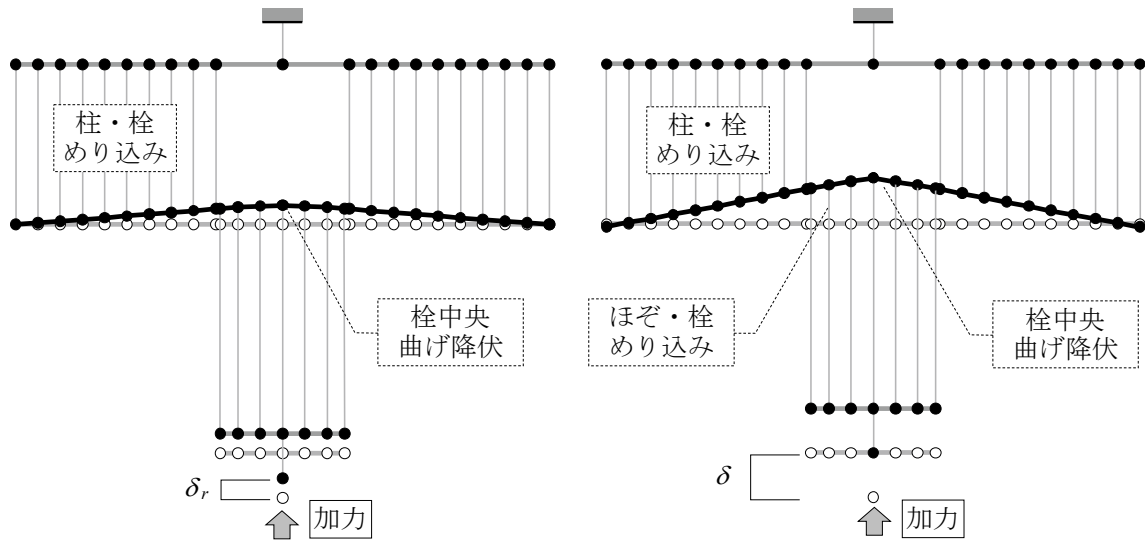


(c) UBKN205



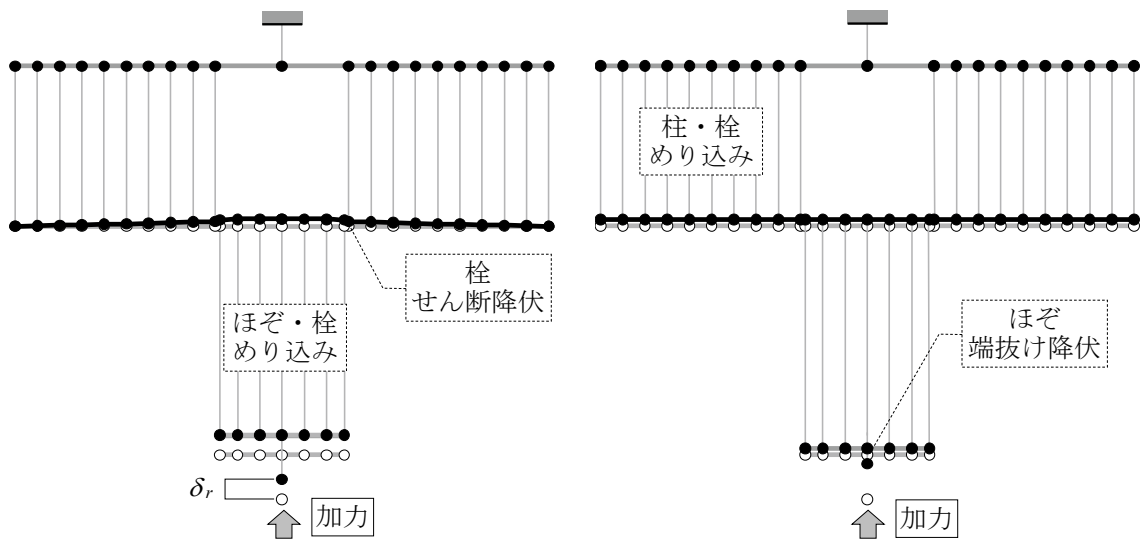
(d) UBKN365 · UBKA365

図 5-26 実験結果と FEM 解析結果の比較 (荷重変形関係)



(a) UBKN365 $\delta_r = 4.4\text{mm}$ 栓中央曲げ降伏時

(b) UBKN365 $\delta_r = 10.0\text{mm}$ 栓中央曲げ降伏後



(c) UBSN365 $\delta_r = 3.2\text{mm}$ 栓せん断降伏時

(d) UBKN205 $\delta_r = 8.0\text{mm}$ ほぞ端抜け降伏後

図 5-27 FEM 解析における柱・ほぞ・栓のめりこみ・変形の状況

5.4 まとめ

本章では、通し柱を有する軸組架構に特有の、梁の圧縮・抜け出しと曲げを伴う接合部を有する軸組架構および接合部単体の挙動を、様々なパラメータ下で評価するための簡便で実用的な 2 次元 FEM モデルを構築・提案し、実験結果と解析結果との比較を行うことで提案モデルの有効性を示した。ここでは、第 2 章・第 3 章で示した 2 層軸組架構（補強無し・補強有り）の接合部および架構全体の挙動を評価するための FEM モデルと、第 4 章で示した込栓接合部のほぞ引抜時の接合部の荷重変形関係を評価するための FEM モデルの 2 つを提案した。

2 層軸組架構の FEM モデルについては、接合部を材料の異方性を考慮した弾性シェル要素でモデル化し、接触要素を柱ほぞ穴と梁ほぞ間に設定することで梁ほぞのめり込み・抜け出しを表現できるようにした。この解析モデルによる解析結果と第 2 章で示した軸組架構の実験結果を比較した結果、このモデルによる解析はよい精度で実験結果を再現できることが確認された。また、第 3 章で示した補強軸組架構についても、補強部材を組み込んだ解析により、実験で観察された補強効果や接合部挙動を精度よく再現できることを確認した。本提案モデルの特長は、木材料の複雑な 3 次元異方性や非線形特性との相関を考慮することなく、2 次元での弾性モデルによって架構全体の変形・応力および接合部の挙動を評価できることにある。

ほぞ引抜時の荷重変形関係を評価する FEM モデルについては、栓を梁要素として柱およびほぞとのめり込みバネで支持したモデルとし、柱の割裂およびほぞの端抜けを表現するバネと直列で連結することにより構成している。モデルの材料特性に第 4 章で得られた材料特性を反映し解析を行い、第 4 章で示したほぞ引抜き実験結果との比較を行った結果、ほぞの引抜け時の荷重変形関係および破壊モードを良い精度で評価できることが確認された。

本章で提案した 2 次元 FEM モデルにより、通し柱を有する 2 層軸組架構の全体および接合部の挙動や、込栓接合部単体のほぞ引抜け時の荷重・変形関係を精度よく推定することが可能となり、通し柱を有する軸組架構の耐震安全性の検証に際し、精度の良い評価を行うことを可能とした。

第 5 章の参考文献

- 5.1) 花里利一, 森田仁彦, 柳澤孝次: 伝統的木造建築の構造性能評価 その 5 柱-差鴨居接合部の力学モデルの検討, 日本建築学会学術講演梗概集.C-1, pp. 221-222, 2002.8
- 5.2) 渋谷朋典, 瀧野敦夫, 功刀厚志, 宮本裕司: 三次元有限要素解析を用いた伝統木造建物の耐震性能評価, 日本建築学会近畿支部研究報告集, pp. 297-300, 2014.5
- 5.3) SIEMENS: Basic Nonlinear Analysis User's Guide, pp. 5-4 - 5-5, 2018
- 5.4) 日本建築学会: 木質構造接合部設計マニュアル, pp. 254-255, 2009.11
- 5.5) 松本拓也, 多幾山法子, 林 康裕: 柱-差鴨居接合部の力学特性に関する実験的研究, 日本建築学会構造系論文集, 第 77 巻, 第 675 号, pp. 747-754, 2012.5
- 5.6) (一社) 日本建築学会: 木質構造設計規準・同解説, 2006. 12
- 5.7) 中井 孝, 山井良三郎: 日本産主要 35 樹種の強度的性質, 林業試験場研究報告, 319 号, pp. 13-46, 1982. 1
- 5.8) 今村祐嗣, 川井秀一, 則元 京, 平井卓郎: 建築に役立つ木材・木質材料学, 東洋書店, 1997.12

第6章 通し柱を有する軸組架構の復元力特性および破壊モードの評価

6.1 はじめに

第1章において、通し柱を有する伝統木造建築の耐震性評価の際に用いる限界耐力計算について、各層の復元力特性を層ごとに独立したものとして評価する現行の方法には改善の余地があることについて述べた。また、第2章において、2層軸組架構の静的加力実験の結果を踏まえて、通し柱を有する伝統木造建物の耐震性評価では、限界耐力計算における復元力特性の設定において、各層の変形分布による接合部の復元力特性の変化を反映させることの必要性について述べた。

第6章では、軸組架構の込栓接合部ほぞ引抜破壊発生状況の詳細な検討を行い、軸組架構において込栓接合部の引抜破壊が生ずる層間変形角・層せん断力の推定を試みる。次に、その結果を用いて、容易に限界耐力計算に適用可能な、任意の2層の変形分布における軸組架構の復元力特性の簡易な推定方法、および破壊モードの推定方法を提案する。なお、対象とする軸組架構は、第2章で扱った、込栓接合部を有し壁がない通し柱を有する軸組架構とする。

まず、第2章での込栓を有する2層軸組架構の実験結果について、接合部の栓位置での引抜き量を整理し、第4章でのほぞ引抜実験の結果および第5章で提案した2次元FEMモデルを用いた解析と照らし合わせて、接合部の引抜き降伏が最初に生じた位置と時点を確認する。次に、接合部の引抜き降伏時変位から決定される接合部の引抜き降伏時回転角とほぞ引抜き量および1層の層間変形角との関係、および第2章で得られた2層層間変形角比と接合部曲げモーメントの関係の定式化から、接合部が最初に引抜き降伏する層間変形角と層せん断力の推定を試みる。次に、その結果から、任意の変形分布における軸組架構の復元力特性の単純な計算による簡易な推定方法を提案する。また、それらの結果に基づき軸組架構の破壊モードの判定方法の提案を行う。軸組架構の破壊モードの定義については6.4節で詳しく述べるが、ここでは、柱が軸力保持能力を失う破壊あるいは中間層の梁が脱落し2階床が崩落する破壊とする。

接合部でのほぞ引抜き降伏時変位については、第5章で示した接合部FEMモデルにより推定することが可能であり、軸組架構を構成する各部材の剛性・強度特性と形状が分かっているならば、軸組架構の接合部降伏時層間変形角・層せん断力、任意の変形分布における各層の復元力特性および破壊モードの推定が可能となり、限界耐力計算に各層の変形分布を反映した復元力特性を容易に反映することができる。

また、章の最後では、本研究成果の今後期待できる展開として、接合部引抜き耐力評価式を用いたモンテカルロシミュレーションによる接合部引抜き時の各破壊モードの発生確率の評価、軸組架構に対するイベントツリー解析の適用による各破壊モードの発生確率の評価の可能性について述べる。

6.2 2層軸組架構における込栓接合部の引抜き破壊に関する考察

6.2.1 2層軸組架構における込栓接合部ほぞ引抜き量の把握

第2章では、2層軸組架構の加力実験における差鴨居の軸力 N と接合部引抜き量 x の関係を示した。柱-差鴨居接合部の引抜き量 x は、差鴨居材軸高さにおける柱と差鴨居の相対変位としており、差鴨居上端位置および下端位置における柱と差鴨居の相対変位の平均値、すなわち差鴨居材軸位置での引抜き量である。

2層軸組架構接合部での引抜き破壊の状況を把握するためには、差鴨居材軸位置での引抜き量ではなく、栓位置での引抜き量を把握し、第4章で得られた接合部の強度特性と関連付けることが必要である。ここでは、2層軸組架構の接合部での引抜き破壊の状況を把握するために、第2章および3章で示した軸組架構の静的加力実験の込栓接合部を有する試験体 K および接合部に補強を行った試験体 K_B , K_P についてあらためて栓位置での引抜き量 x_p を算定し、差鴨居の軸力等との関係を第2章および3章で示した载荷ケースごとに整理する。栓位置での引抜き量 x_p は梁上端・下端の引抜き量から式(6-1)により算定する。

表 6-1 および表 6-2 に試験体 K および K_B , K_P の加力スケジュールを加力番号とあわせて再掲する。

$$x_p = x_U + (x_L - x_U) \times D_1/D \quad (6-1)$$

ここで、

x_U : 梁上端引抜き量 (mm)

x_L : 梁下端引抜き量 (mm)

D : 梁せい (mm)

D_1 : 梁上端からの栓中心位置(mm)

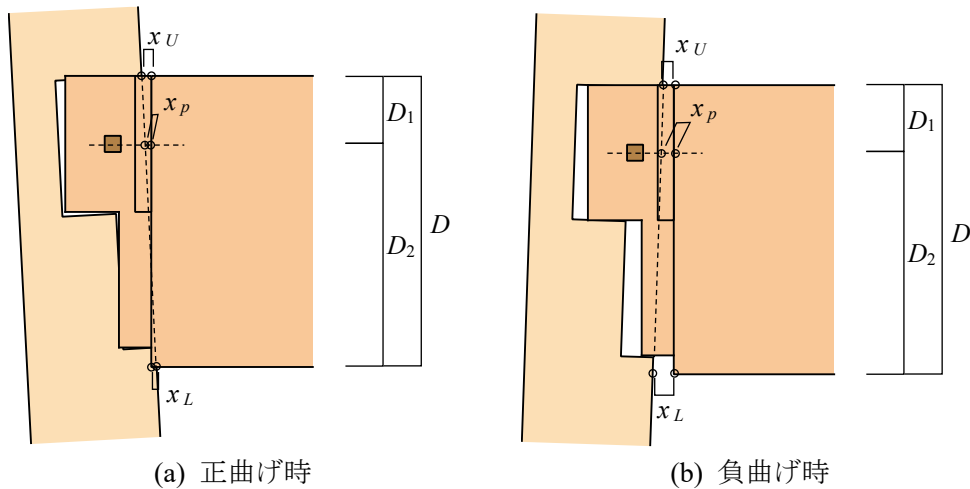


図 6-1 栓位置でのほぞ引抜き量の算定

表 6-1 試験体 K 加カスケジュール (再掲)

変形角比率 $R_1 : R_2$	各層層間変形角		加力番号
	R_1 (rad)	R_2 (rad)	
1 : 0.5	$1/120 = 8.33 \times 10^{-3}$	$1/240 = 4.17 \times 10^{-3}$	①
	$1/100 = 1.00 \times 10^{-2}$	$1/200 = 5.00 \times 10^{-3}$	②
	$1/75 = 1.33 \times 10^{-2}$	$1/150 = 6.67 \times 10^{-3}$	③
	1 : 1	$1/50 = 2.00 \times 10^{-2}$	$1/100 = 1.00 \times 10^{-2}$
$1/50 = 2.00 \times 10^{-2}$			⑤
$0 = 0.00$			⑥
1 : 0.5	$1/20 = 5.00 \times 10^{-2}$	$1/30 = 3.33 \times 10^{-2}$	⑦
		$1/60 = 3.33 \times 10^{-2}$	⑧
$1/40 = 2.50 \times 10^{-2}$		⑨	
$1/20 = 5.00 \times 10^{-2}$		⑩	
$0 = 0.00$		⑪	
1 : 0.25	$1/6.67 = 1.50 \times 10^{-1}$	$1/80 = 1.25 \times 10^{-2}$	⑫
		$1/15 = 6.67 \times 10^{-2}$	⑬
		$1/60 = 1.67 \times 10^{-2}$	⑭
		$1/40 = 2.50 \times 10^{-2}$	⑮

表 6-2 試験体 K_B, K_P 加カスケジュール (再掲)

変形角(rad)		$R_1 : R_2 = 1 : 0.25$	加力番号
R_1	R_2		
$1/120 = 8.33 \times 10^{-3}$	$1/480 = 2.08 \times 10^{-3}$		①
$1/100 = 1.00 \times 10^{-2}$	$1/400 = 2.50 \times 10^{-3}$		②
$1/75 = 1.33 \times 10^{-2}$	$1/300 = 3.33 \times 10^{-3}$		③
$1/50 = 2.00 \times 10^{-2}$	$1/200 = 5.00 \times 10^{-3}$		④
$1/30 = 3.33 \times 10^{-2}$	$1/120 = 8.33 \times 10^{-3}$		⑤
$1/20 = 5.00 \times 10^{-2}$	$1/80 = 1.25 \times 10^{-2}$		⑥
$1/15 = 6.67 \times 10^{-2}$	$1/60 = 1.67 \times 10^{-2}$		⑦
$1/10 = 1.00 \times 10^{-1}$	$1/40 = 2.50 \times 10^{-2}$		⑧
$1/6.67 = 1.50 \times 10^{-1}$	$1/26.3 = 3.80 \times 10^{-2}$		⑨

図 6-2 に、第 2 章で示した 2 層軸組架構試験体 K の加力実験の全加力における左柱 (Lc) および右柱 (Rc) 接合部での差鴨居軸力 N とほぞの栓位置での引抜き量の履歴を示す。グラフは、横軸が栓位置での引抜き量、縦軸が差鴨居軸力 (引張：正) を示す。グラフには、第 4 章で示した込栓接合部ほぞ引抜実験結果のうち、試験体 K とほぞ形状・各部材の樹種が一致する試験体 UBKN365 (柱にほぞ切欠きなし)、UBKA365 (柱にほぞ切欠きあり)、UBKN365r (繰り返し载荷) のほぞ引抜き力とほぞ引抜き量の関係を重ねあわせて示す。

接合部に作用する軸力は、差鴨居からの軸力のみではなく接合部の回転によっても生ずる成分もあり、また、差鴨居引抜き時にはほぞと柱間の摩擦力の存在もあり、接合部の軸力は差鴨居の軸力と等しくならず両者は単純に比較するものではない。それを踏まえたうえで、グラフで梁軸力が正 (引張) の場合には柱が後柱となり、梁軸力が負 (圧縮) の場合には柱が前柱となるという観点でのグラフの観察により、以下の考察がなされる。

- ① グラフ中の領域 A で示す、2 層軸組架構の実験において柱が後柱となり差鴨居軸力が引張力となる場合の初期加力の小変形領域では、差鴨居軸力はほぞ引抜実験で得られた接合部復元力特性の骨格曲線に達していない。ほぞの引張力は、ほぞと柱間に摩擦力が生ずることにより差鴨居軸力より小さい。また、接合部の降伏が栓中央の曲げ降伏によるものとする、降伏時のほぞ引抜き量は 4~5mm 程度である。以上より、2 層軸組架構における接合部の破壊は、柱が後柱となった時には生じていないことが推定される。
- ② グラフ中の領域 B で示す、柱が前柱となり差鴨居軸力が圧縮となる領域では、差鴨居軸力が圧縮となることから、差鴨居軸力と接合部復元力特性を直接比較することに意味はない。しかし、接合部の回転により、差鴨居軸力が圧縮であってもほぞに引張力が生じていることが考えられ、また、この時に接合部が降伏している可能性も考えられる。
- ③ グラフ中の領域 C で示す、柱が後柱となるほぞ引抜きの大変形領域では、荷重変形関係は引抜き実験で得られた接合部復元力特性の骨格曲線上を移動しているように見える。

以下では、上記の考察に対し、2 層軸組架構加力実験でのほぞ引抜き量の推移を詳細に確認することで、実際に生じている現象を把握する。また、前柱となる場合の接合部回転角とほぞの引張力の関係を整理する。

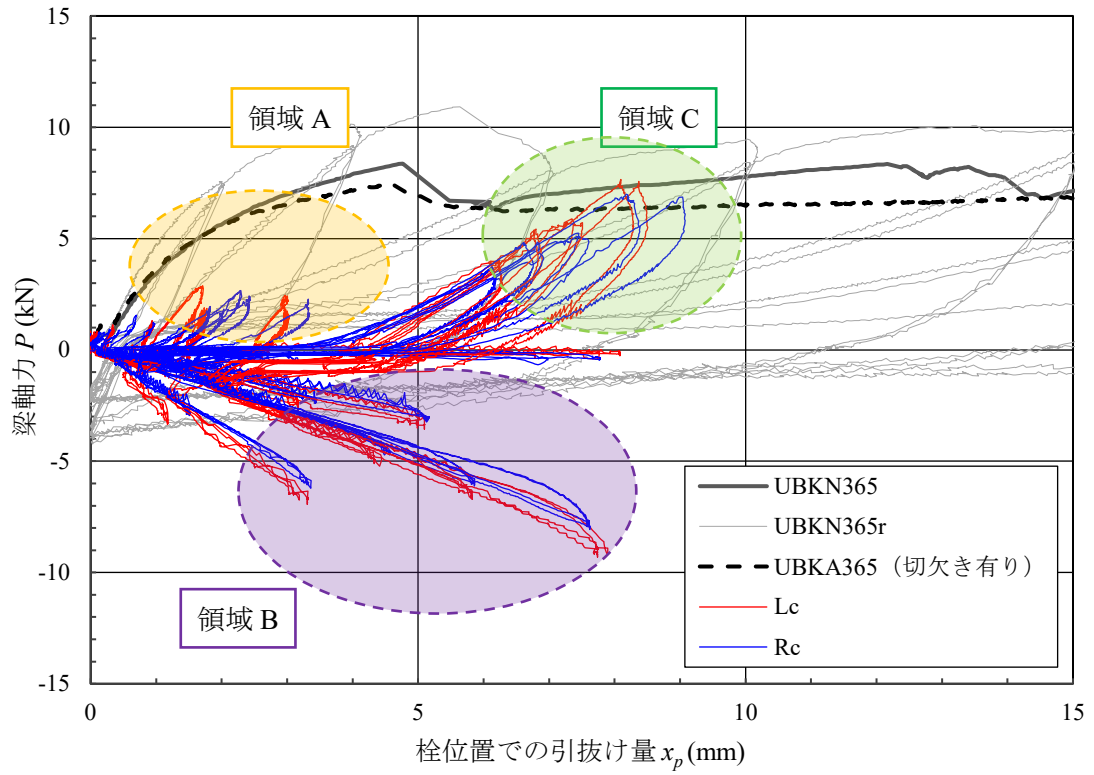


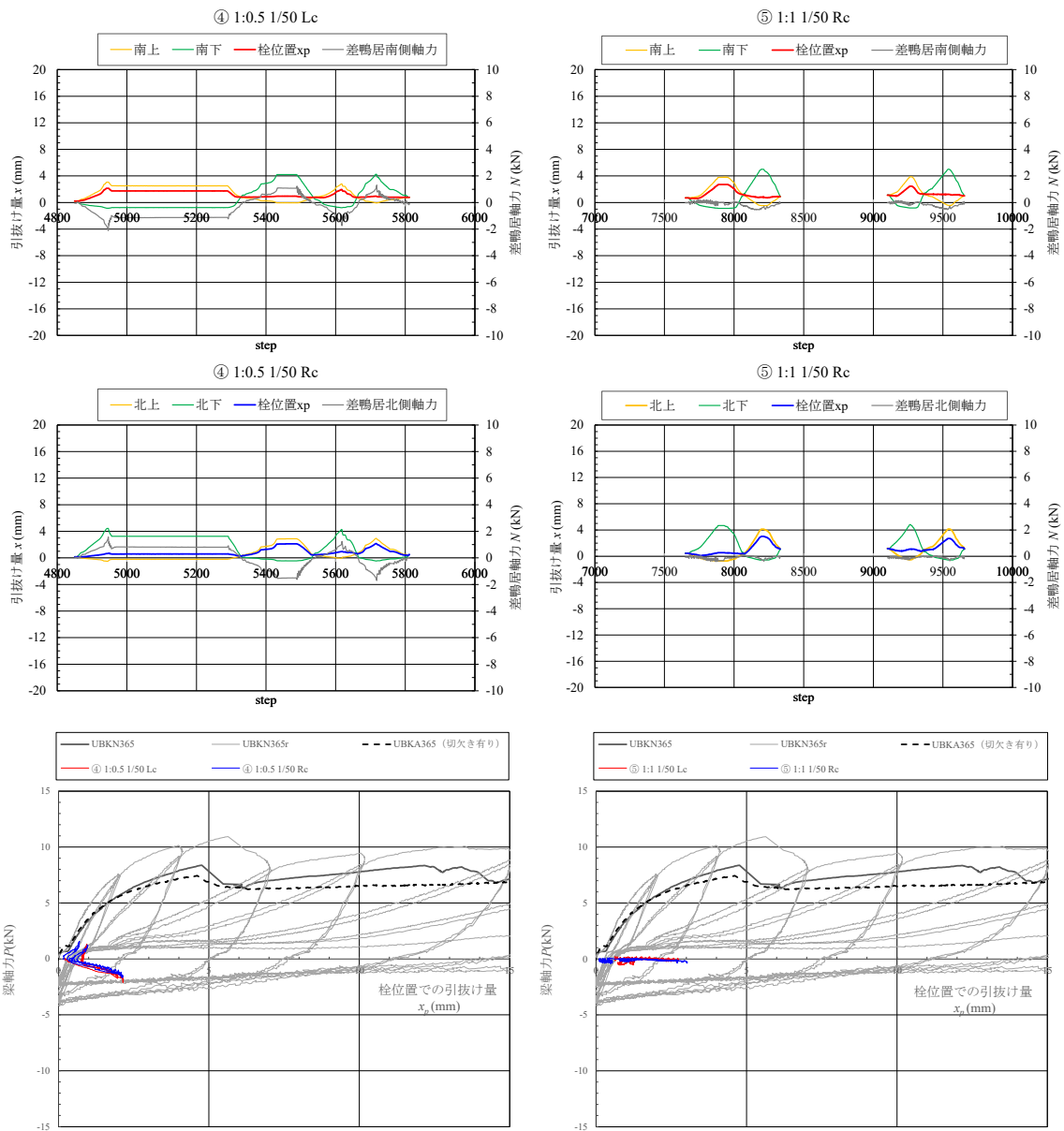
図 6-2 試験体 K における梁軸力とほぞの栓位置引抜け量の関係

図 6-3～図 6-7 に、試験体 K における加力④～⑬の栓位置引抜き量と差鴨居軸力の推移を示す。各図の上段は左接合部の、中段は右接合部の栓位置引抜き量と差鴨居軸力の推移を示しており、グラフの横軸は加力ステップ、左縦軸はほぞの引抜き量、右縦軸は差鴨居軸力を示す。各加力は正負 2 回繰り返して行っており、左接合部については前柱→後柱→前柱→後柱、右接合部については後柱→前柱→後柱→前柱、の順で状態が推移する。また、各図の下段は、各加力における差鴨居軸力－栓位置引抜き量の関係を示しており、込栓接合部ほぞ引抜き実験の試験体 UBKN365・UBKA365・UBKN365r のほぞ引抜き力とほぞ引抜き量の関係を重ねて示している。

各加力での栓位置引抜き量と差鴨居軸力の推移から以下の観察がなされる。

- ・加力⑦ ($R_1 : R_2 = 1 : 0.5$, $R_1 = 1/30$)
 - ・左柱・右柱とも、前柱となる時（差鴨居軸力が圧縮となる時）のほうが、後柱となる時より栓位置の引抜き量が多い。
- ・加力⑧ ($R_1 : R_2 = 1 : 0.5$, $R_1 = 1/20$)
 - ・差鴨居軸力－栓位置引抜き量の関係より、栓位置引抜き量が接合部実験での復元力特性での降伏変位である 4mm を超え、接合部の降伏が生じたと考えられる。
 - ・左柱について、正加力（前柱となる）1 回目に、栓位置引抜き量が 4mm を超えている。
 - ・右柱について、負加力（前柱となる）1 回目に、栓位置引抜き量が 4mm を超えている。
- ・加力⑨ ($R_1 : R_2 = 1 : 1$, $R_1 = 1/20$)
 - ・差鴨居軸力－栓位置引抜き量の関係より、差鴨居に軸力は生じていないがほぞの引抜き量は 7mm に達しており、この加力では接合部の回転によるほぞ引抜きが生じていると考えられる。
 - ・左柱について、正加力（前柱となる）1 回目に、栓位置引抜き量が 8mm に達している。
 - ・右柱について、負加力（前柱となる）1 回目に、栓位置引抜き量が 8mm に達している。
- ・加力⑩ ($R_1 : R_2 = 1 : 0$, $R_1 = 1/20$)
 - ・各図より、柱が後柱となって差鴨居軸力が引張となった時の栓位置引抜き量のほうが、前柱となった時の引抜き量より大きくなり、以前の加力での引抜き量の大小関係から逆転している。
- ・加力⑫,⑬ ($R_1 : R_2 = 1 : 0.25$, $R_1 = 1/15, 1/10$)
 - ・差鴨居軸力－栓位置引抜き量の関係をみると、ほぞ引抜の大変形領域では、差鴨居軸力が引張となる後柱の状態での差鴨居軸力－栓位置引抜き量は、引抜き実験で得られた接合部の復元力特性の骨格曲線上を移動しているように見える。これはすなわち、ほぞと柱間の摩擦力が消失し、差鴨居軸力とほぞ軸力がほぼ同じとなっていると推定される。

また、図 6-8～図 6-9 に、試験体 K_B および K_P の加力⑤～⑥の栓位置引抜け量と差鴨居軸力の推移を示す。試験体 K_B の左柱 (Lc) 接合部については、加力⑥の負加力時に（後柱となった時）に正加力時（前柱となった時）と比較してほぞの引抜け量が増加するが、これは端抜け破壊が生じたためと考えられる。右柱 (Rc) 接合部については、栓位置引抜け量と差鴨居軸力の推移試験体 K と同様の性状を示す。試験体 K_P の左柱 (Lc) 接合部については、载荷初期より FMS 合金ダンパーを設置しており、第 3 章で述べた引抜きの残留変形が生じているのが見てとれる(図 6-9(b)上段)。右柱 (Rc) 接合部については、栓位置引抜け量と差鴨居軸力の推移は、試験体 K と同様の性状を示す。

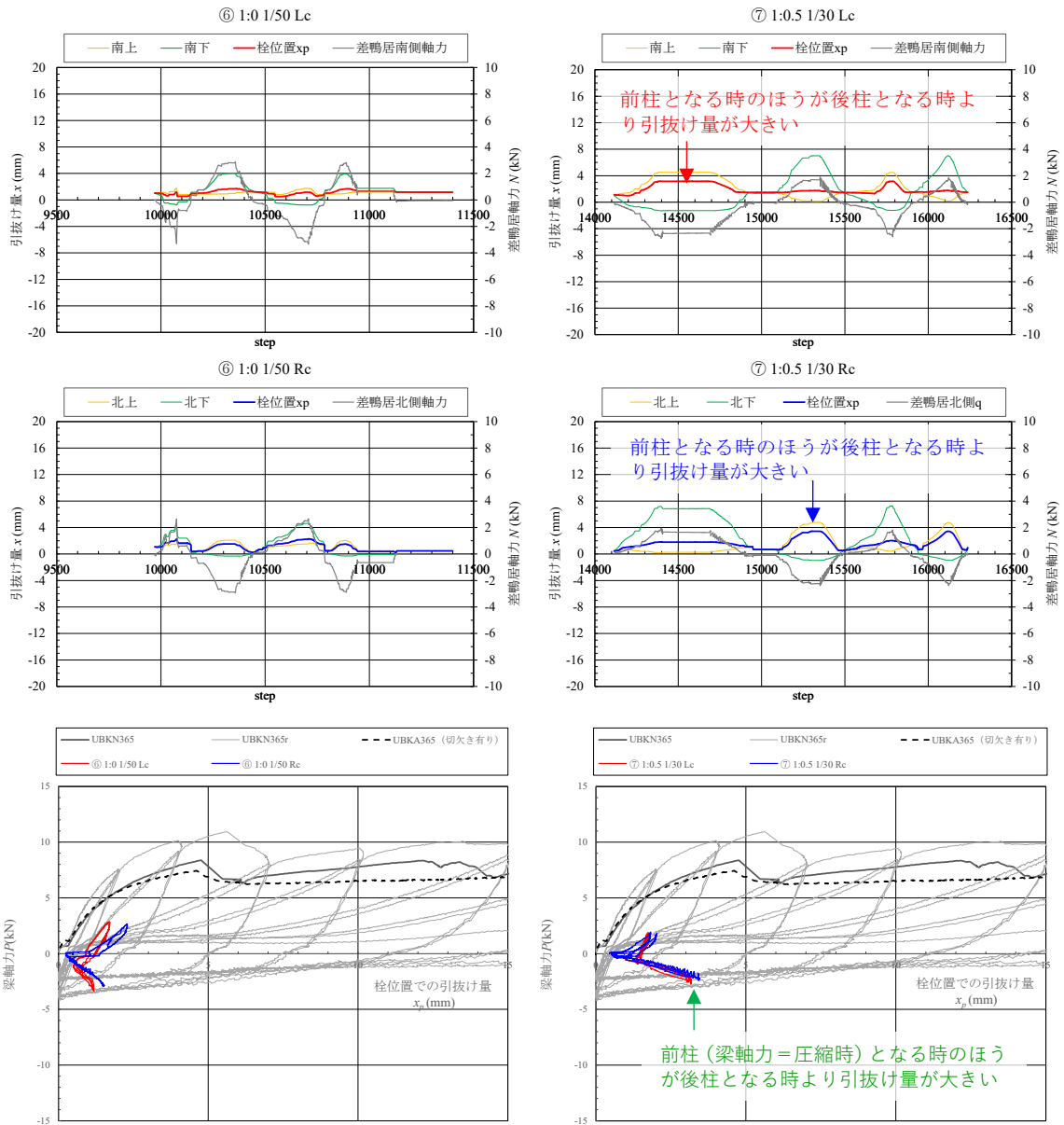


(a) 加力④ $R_1 : R_2 = 1:0.5$ $R_1 = 1/50$

(b) 加力⑤ $R_1 : R_2 = 1:1$ $R_1 = 1/50$

図 6-3 試験体 K における各加力の栓位置引抜け量と差鴨居軸力の推移 (加力④・⑤)

(上段：左接合部，中段：右接合部，下段：差鴨居軸力－栓位置引抜け量関係)



(a) 加力⑥ $R_1:R_2 = 1:0$ $R_1 = 1/50$

(b) 加力⑦ $R_1:R_2 = 1:0.5$ $R_1 = 1/30$

図 6-4 試験体 K における各加力の栓位置引抜け量と差鴨居軸力の推移 (加力⑥・⑦)
 (上段: 左接合部, 中段: 右接合部, 下段: 差鴨居軸力-栓位置引抜け量関係)

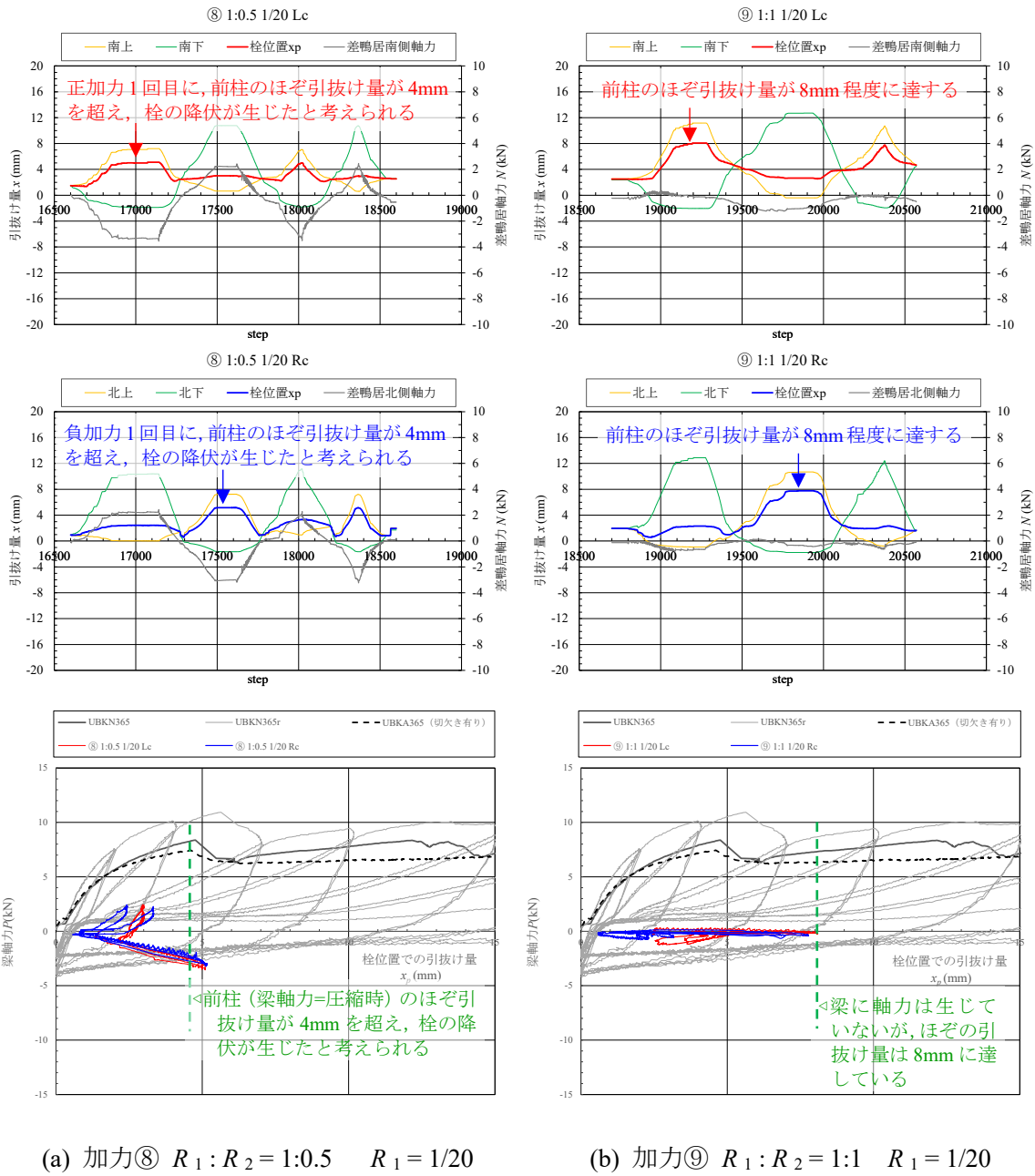
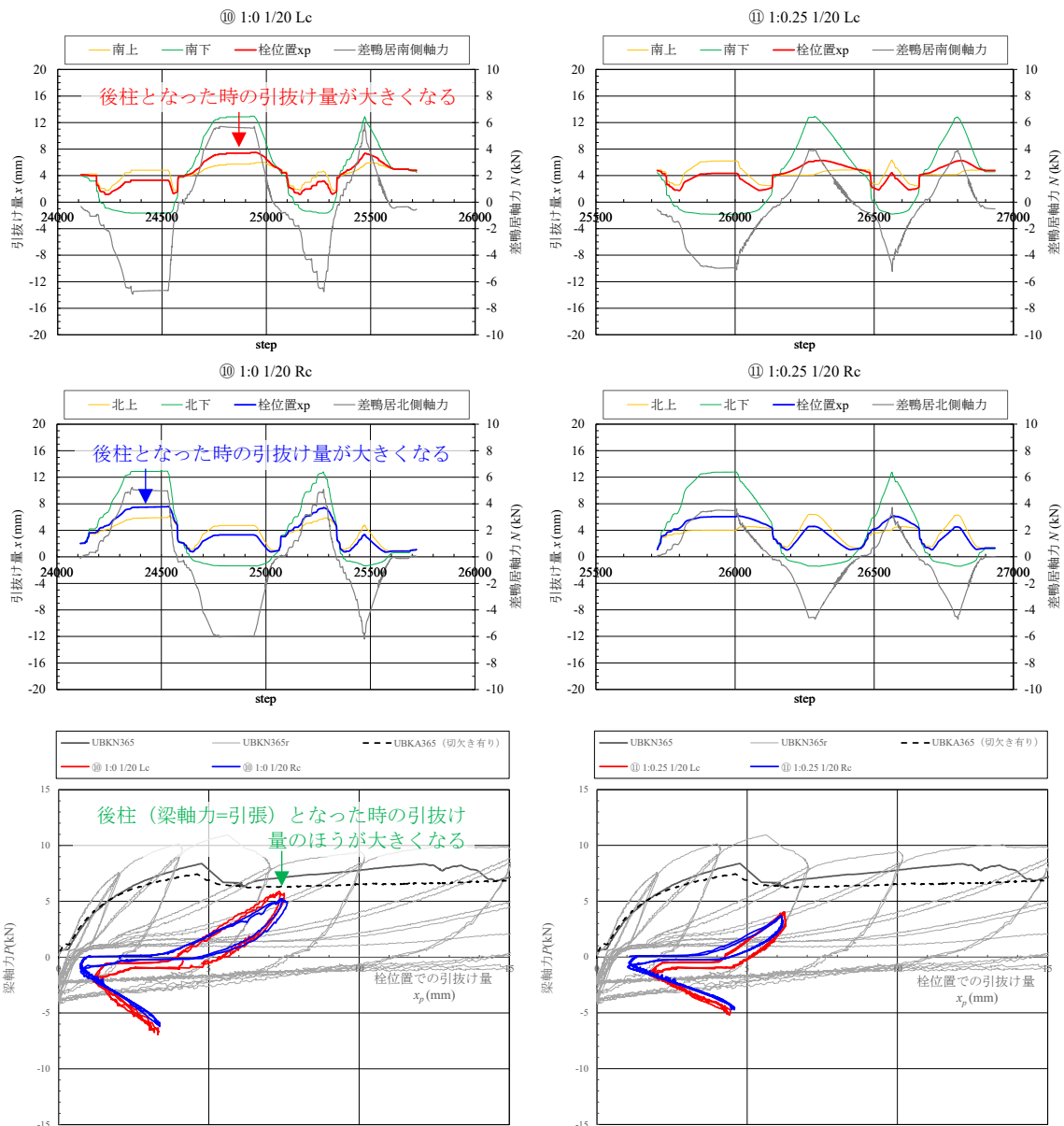


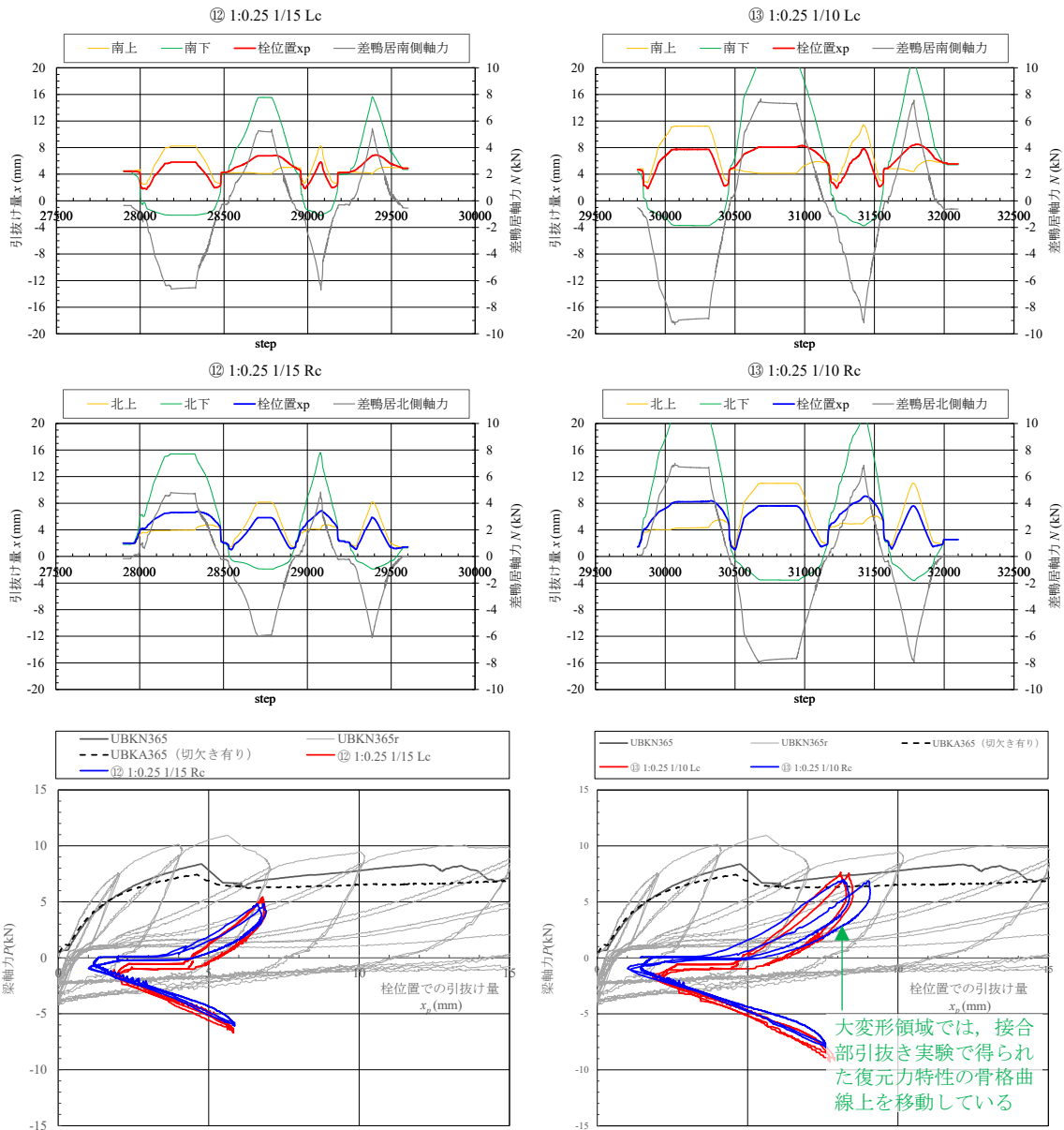
図 6-5 試験体 K における各加力の栓位置引抜け量と差鴨居軸力の推移 (加力⑧・⑨)
 (上段：左接合部，中段：右接合部，下段：差鴨居軸力－栓位置引抜け量関係)



(a) 加力⑩ $R_1:R_2 = 1:0$ $R_1 = 1/20$

(b) 加力⑪ $R_1:R_2 = 1:0.25$ $R_1 = 1/20$

図 6-6 試験体 K における各加力の栓位置引抜け量と差鴨居軸力の推移 (加力⑩・⑪)
 (上段: 左接合部, 中段: 右接合部, 下段: 差鴨居軸力-栓位置引抜け量関係)

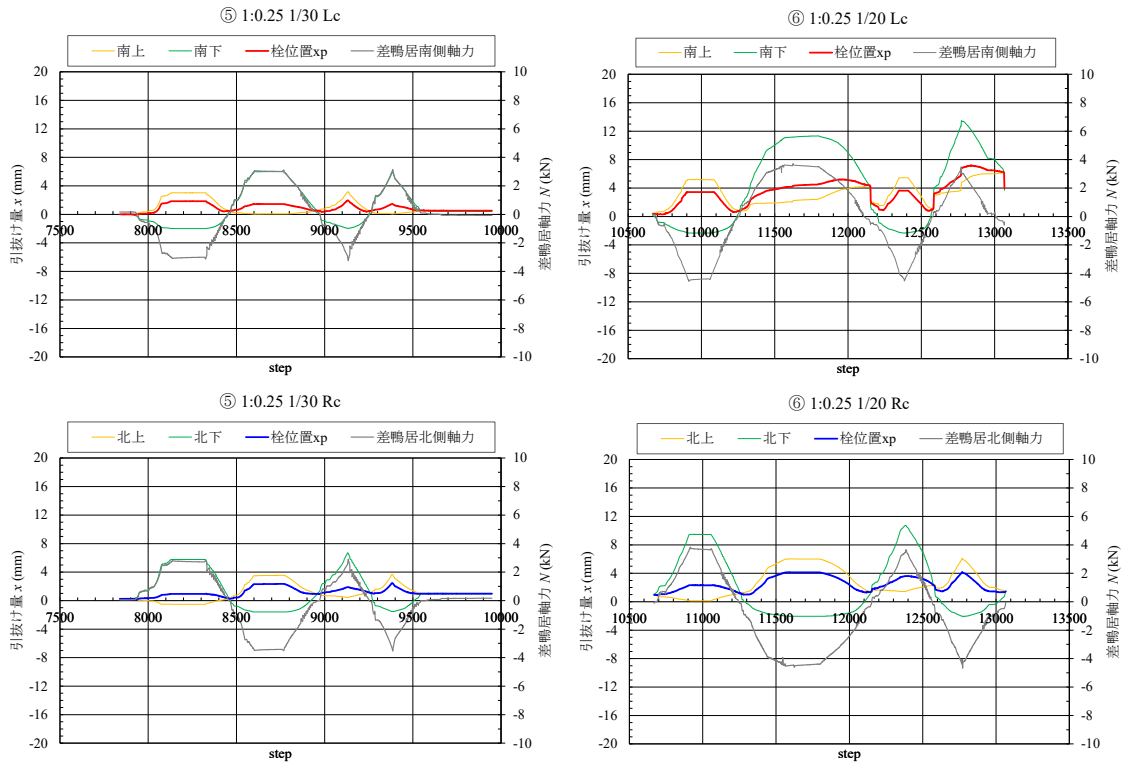


(a) 加力⑫ $R_1 : R_2 = 1:0.25$ $R_1 = 1/15$

(b) 加力⑬ $R_1 : R_2 = 1:0.25$ $R_1 = 1/10$

図 6-7 試験体 K における各加力の栓位置引抜け量と差鴨居軸力の推移 (加力⑫・⑬)

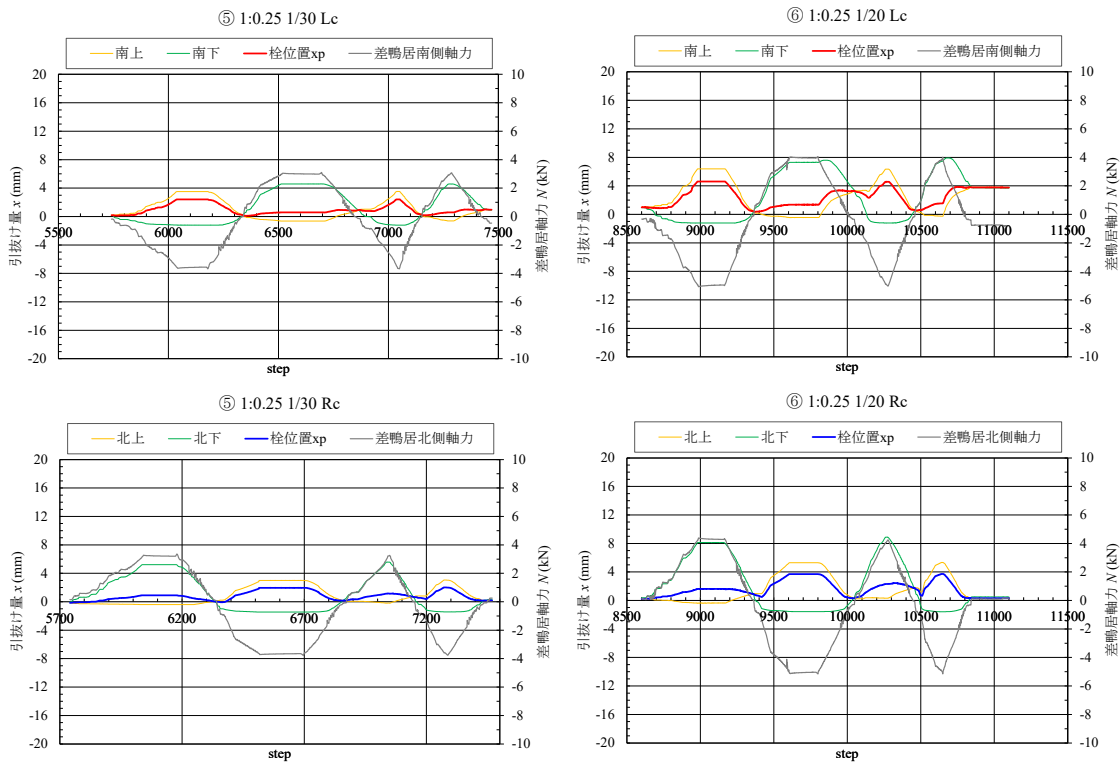
(上段：左接合部，中段：右接合部，下段：差鴨居軸力－栓位置引抜け量関係)



(a) 加力⑤ $R_1 : R_2 = 1:0.25$ $R_1 = 1/30$

(b) 加力⑥ $R_1 : R_2 = 1:0.25$ $R_1 = 1/20$

図 6-8 試験体 K_B における各加力の栓位置引抜け量と差鴨居軸力の推移 (加力⑤・⑥)
(上段: 左接合部, 中段: 右接合部, 下段: 差鴨居軸力-栓位置引抜け量関係)



(a) 加力⑤ $R_1 : R_2 = 1:0.25$ $R_1 = 1/30$

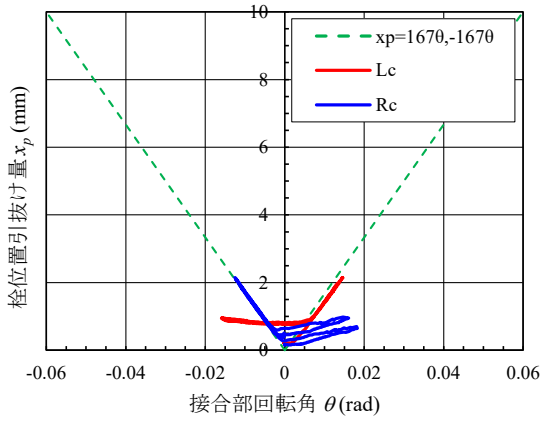
(b) 加力⑥ $R_1 : R_2 = 1:0.25$ $R_1 = 1/20$

図 6-9 試験体 K_P における各加力の栓位置引抜け量と差鴨居軸力の推移 (加力⑤・⑥)
 (上段: 左接合部, 中段: 右接合部, 下段: 差鴨居軸力-栓位置引抜け量関係)

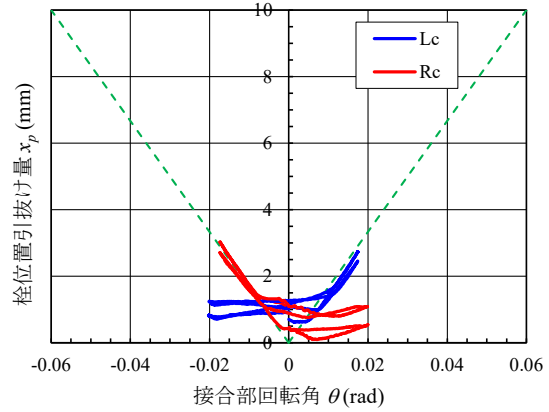
6.2.2 2層軸組架構実験における栓位置引抜き量と接合部回転角・モーメントの関係の整理

次に、2層軸組架構実験における栓位置引抜き量と接合部の回転角および接合部モーメントの関係の整理を行う。

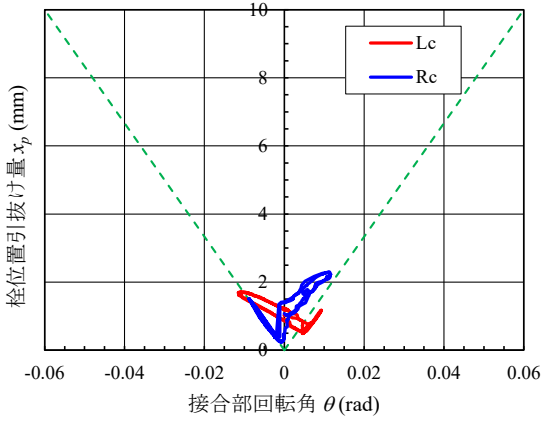
図 6-10 に試験体 K の加力④から⑨までの栓位置引抜き量 x_p と接合部回転角 θ の関係を、図 6-11 に試験体 K_B の、図 6-12 に試験体 K_P の加力④から⑥までの栓位置引抜き量 x_p と接合部回転角 θ の関係を示す。グラフ中には、 $x_p = 167\theta$ 、 $x_p = -167\theta$ の直線をあわせて示す。各試験体の右柱・左柱とも、前柱となる（接合部に負曲げが作用する）場合の栓位置引抜き量 x_p と接合部回転角 θ は、経験した最大変形以降はほぼ比例関係にあることがわかる。試験体 K では、 x_p と θ の関係は上記の線形関係にあり、 $x_p = 167\theta$ または $x_p = -167\theta$ で表されることがわかる。この 167 および -167 は、付録 6-1 の図 6-62 に示すとおり、接合部の回転中心から栓位置までの距離を示しており、前柱では接合部が圧縮を受けてめり込みが生ずるため回転中心が梁下端から移動することを示している。試験体 K_B および K_P では、 x_p と θ の勾配は上記式の係数とほぼ一致するが、载荷初期の原点がずれており一次比例式では表されないことがわかる。試験体 K では、接合部の降伏が生じたと推定される⑧加力の次の⑨加力では、抜け出し変形が戻らない現象が生ずる。これは、栓中央が曲げ降伏し変形が進んだため、戻り変形に対する抵抗が大きくなるためと考えられる。試験体 K_B の左柱（Lc）では加力⑥でほぞの端抜け破壊が生じた影響がみられ、また、試験体 K_P の左柱（Lc）では FMS 合金ダンパーによる残留変形の影響がみられる。



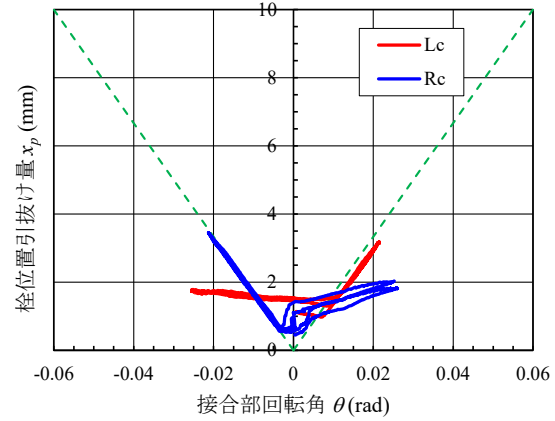
(a) 加力④ ($R_1 : R_2 = 1 : 0.5$, $R_1 = 1/100$)



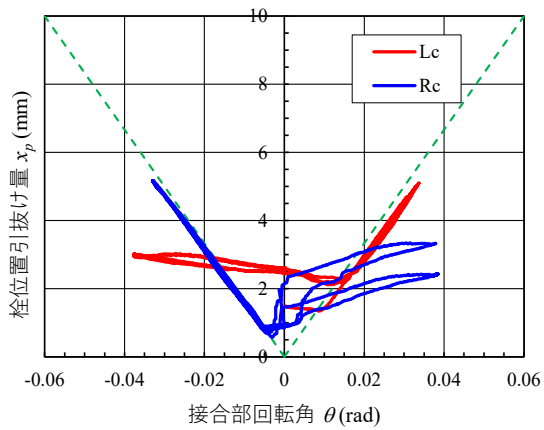
(b) 加力⑤ ($R_1 : R_2 = 1 : 1$, $R_1 = 1/50$)



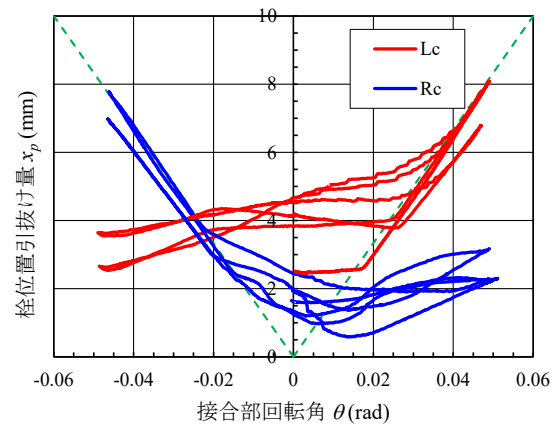
(c) 加力⑥ ($R_1 : R_2 = 1 : 0$, $R_1 = 1/50$)



(d) 加力⑦ ($R_1 : R_2 = 1 : 0.5$, $R_1 = 1/30$)

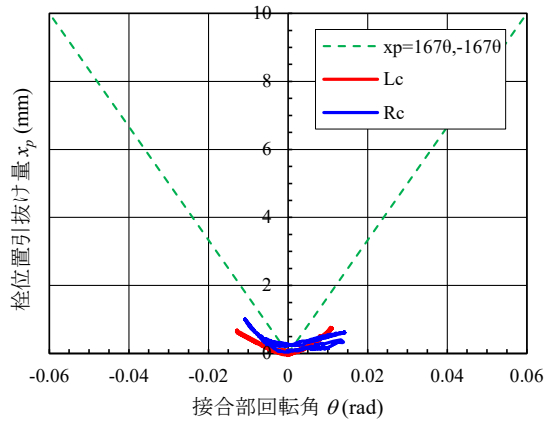


(e) 加力⑧ ($R_1 : R_2 = 1 : 0.5$, $R_1 = 1/20$)

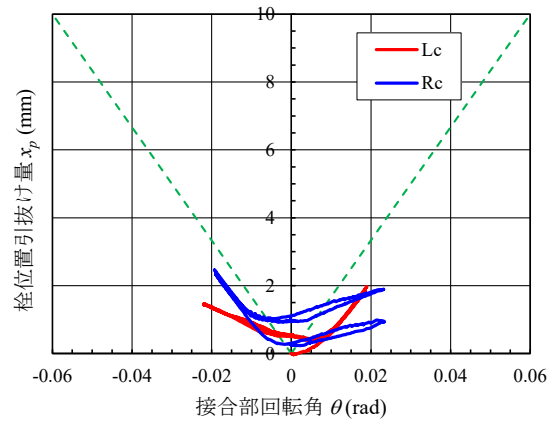


(f) 加力⑨ ($R_1 : R_2 = 1 : 1$, $R_1 = 1/20$)

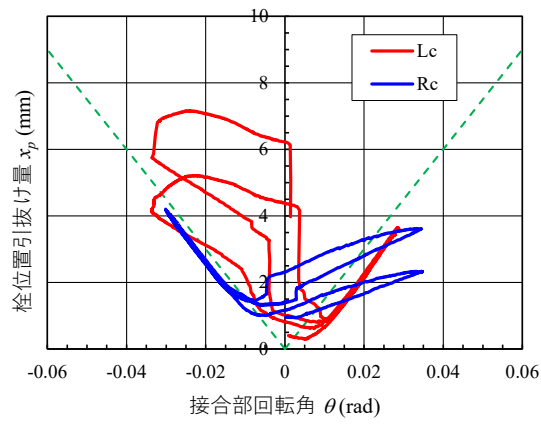
図 6-10 栓位置引抜け量と接合部回転角の関係 (試験体 K)



(a) 加力④ ($R_1 : R_2 = 1 : 0.25$, $R_1 = 1/50$)

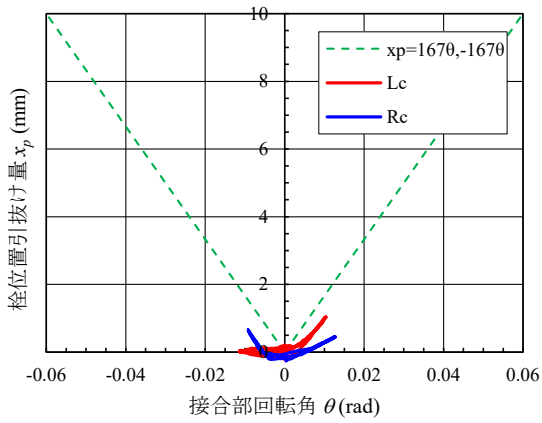


(f) 加力⑤ ($R_1 : R_2 = 1 : 0.25$, $R_1 = 1/30$)

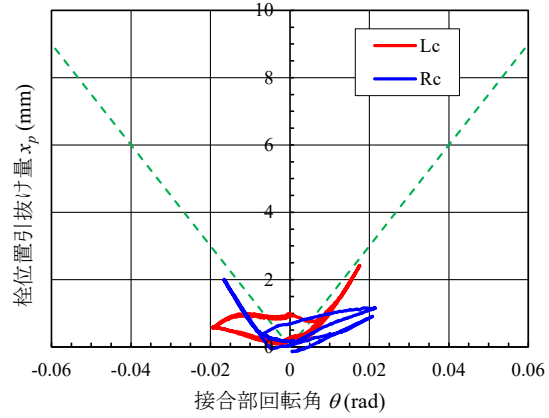


(c) 加力⑥ ($R_1 : R_2 = 1 : 0.25$, $R_1 = 1/20$)

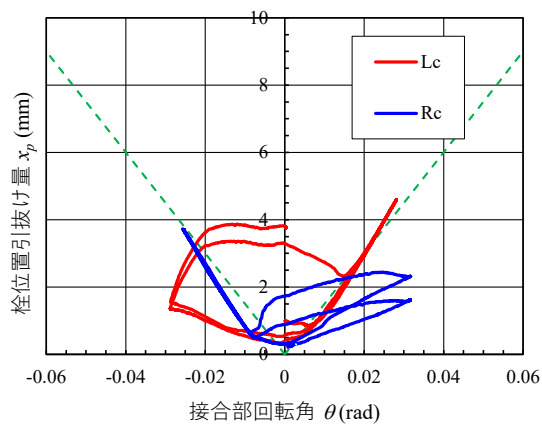
図 6-11 栓位置引抜け量と接合部回転角の関係 (試験体 K_B)



(a) 加力④ ($R_1 : R_2 = 1 : 0.25$, $R_1 = 1/50$)



(f) 加力⑤ ($R_1 : R_2 = 1 : 0.25$, $R_1 = 1/30$)



(c) 加力⑥ ($R_1 : R_2 = 1 : 0.25$, $R_1 = 1/20$)

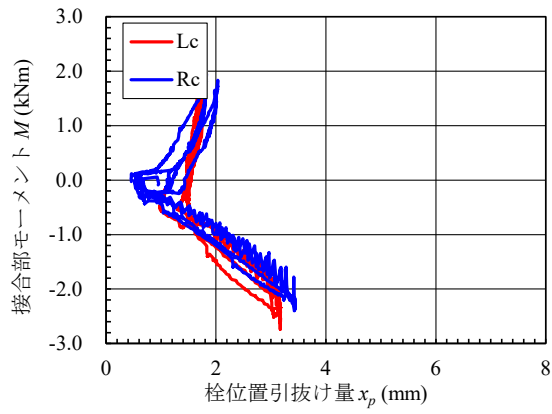
図 6-12 栓位置引抜け量と接合部回転角の関係 (試験体 K_P)

次に、図 6-13 に試験体 K の加力⑦から⑨における接合部モーメントと栓位置引抜き量との関係を、図 6-14 と図 6-15 に試験体 K_B と K_P の加力⑤⑥における接合部モーメントと栓位置引抜き量との関係を示す。試験体において接合部の降伏が生じたと推定される加力⑧では、接合部モーメントが増加せず栓位置の抜け出し変形が進む挙動が観察され（図 6-13 (b)内▼・▲）、これは、接合部が降伏しほぞの引抜き剛性が低下したことによるものと考えられる。試験体 K_B と K_P についても加力⑥において同様の挙動が観察される。試験体 K について、2.4.1 項および 2.5.1 項において加力⑧ $R_1 : R_2 = 1 : 0.5$ 後の加力⑨ $R_1 : R_2 = 1 : 1$ で接合部の曲げモーメントが小さくなったことについて述べたが、これは上記のとおり接合部の引抜き降伏が加力⑧で生じたためその後の加力⑨で曲げモーメントが小さくなったのが原因であると考えられる。

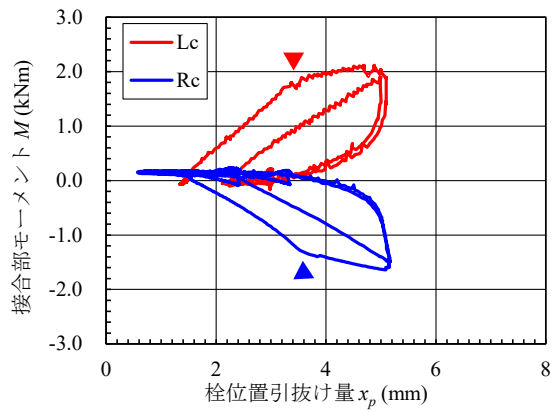
次に、試験体 K について接合部が引抜き降伏したと推定される層間変形角付近での各部位の挙動の確認を行う。図 6-16 に、接合部回転角と 1 層層間変形角の関係を示し、同図(b)に接合部の引抜き破壊が生じたと思われる層間変形角近傍の両者の関係を示す。1 層層間変形角 $R_1 = 0.035\text{rad}$ ($=1/28.3\text{rad}$) 付近を境に、1 層層間変形角 R_1 の増加に対する接合部回転角 θ の増加率が大きくなっており、この時点で接合部の降伏が生じ接合部の剛性が低下したのと考えられる。図 6-17 に、試験体 K における 1 層層せん断力 Q_{e1} と 1 層層間変形角の関係を示す。左柱 (Lc) について、 $1/20\text{rad}$ 加力時の上記の 1 層層間変形角 $R_1 = 0.035\text{rad}$ において層剛性が低下する状況がみてとれる。

図 6-18 に、試験体 K の加力⑧における接合部モーメントと栓位置引抜き量との関係を示す。グラフ中には、接合部が引抜き降伏したと推定される時点の接合部モーメント・栓位置引抜き量を■でプロットしている。また、加力⑧における接合部モーメントー接合部回転角関係を図 6-19 に示す。グラフ中には、接合部が引抜き降伏したと推定される時点の接合部モーメント・接合部回転角を■でプロットしている。両図から分かるように、接合部が引抜き降伏したと推定される時点を境に栓位置引抜き量あるいは接合部回転角の増加に比して接合部モーメントの増加が低下しており、この時点で接合部の降伏が生じたのと考えられる。

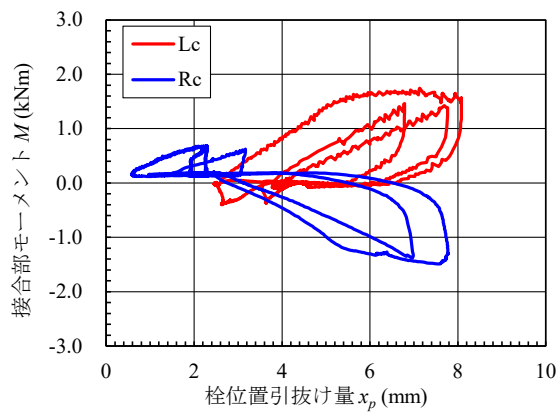
以上より、試験体 K、K_B および K_P については、 $1/20\text{rad}$ 加力時に前柱となった時に接合部の引抜き破壊が生じたものと判断される。



(a) 加力⑦ ($R_1 : R_2 = 1 : 0.5$, $R_1 = 1/30$)

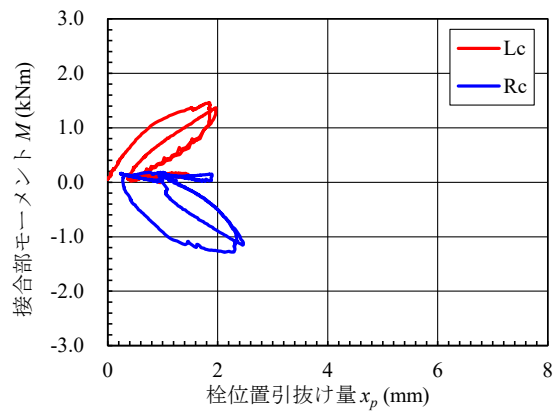


(b) 加力⑧ ($R_1 : R_2 = 1 : 0.5$, $R_1 = 1/20$)

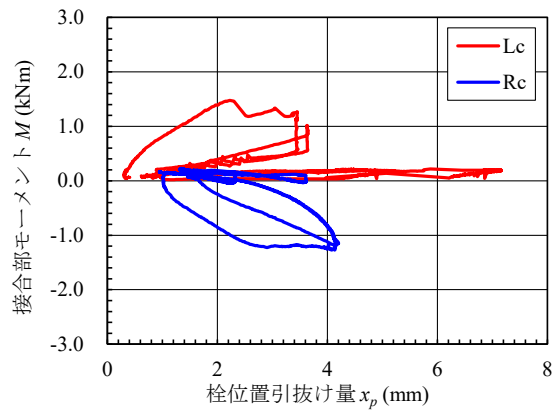


(c) 加力⑨ ($R_1 : R_2 = 1 : 1$, $R_1 = 1/20$)

図 6-13 栓位置引抜き量と接合部モーメントの関係 (試験体 K)

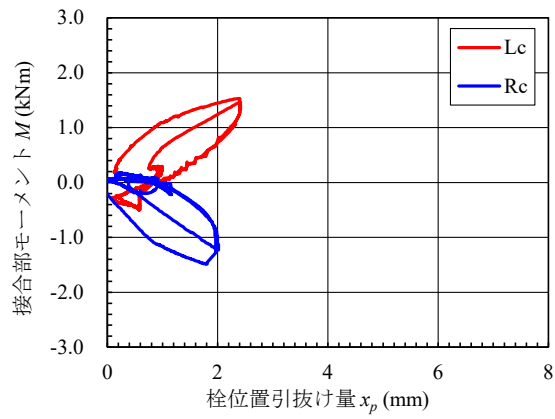


(a) 加力⑤ ($R_1 : R_2 = 1 : 0.25$, $R_1 = 1/30$)

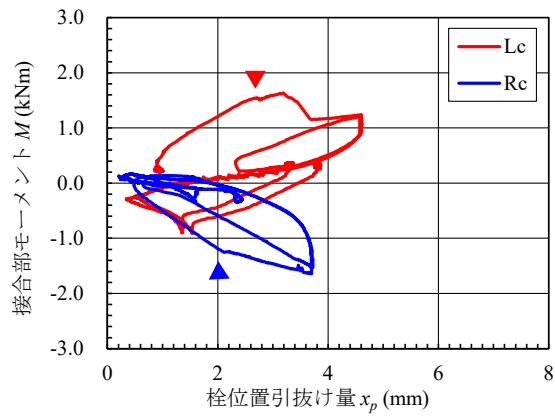


(b) 加力⑥ ($R_1 : R_2 = 1 : 0.25$, $R_1 = 1/20$)

図 6-14 栓位置引抜け量と接合部モーメントの関係 (試験体 K_B)

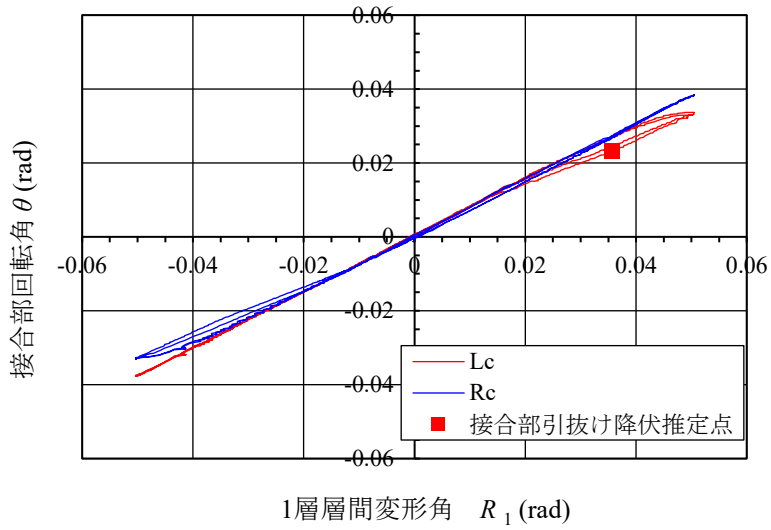


(a) 加力⑤ ($R_1 : R_2 = 1 : 0.25$, $R_1 = 1/30$)

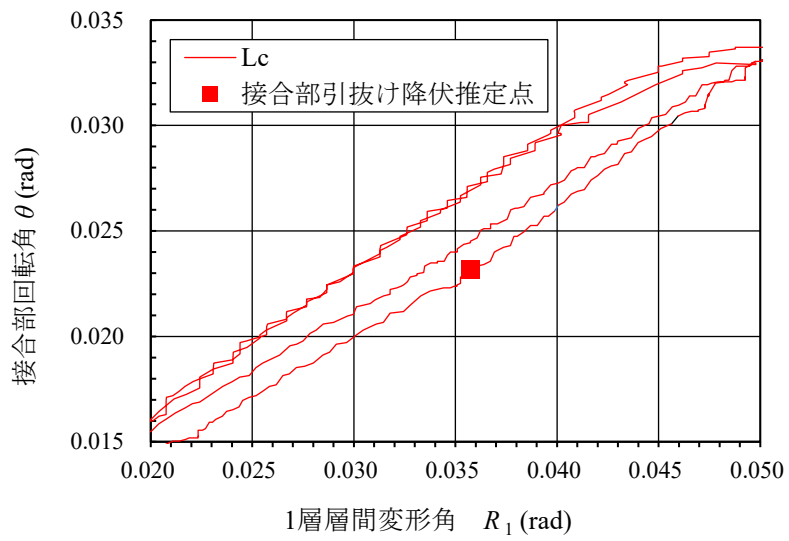


(b) 加力⑥ ($R_1 : R_2 = 1 : 0.25$, $R_1 = 1/20$)

図 6-15 栓位置引抜け量と接合部モーメントの関係 (試験体 K_P)



(a) 全体図示



(b) 接合部引抜け降伏推定点近傍拡大

図 6-16 試験体 K 接合部回転角—1層層間変形角関係

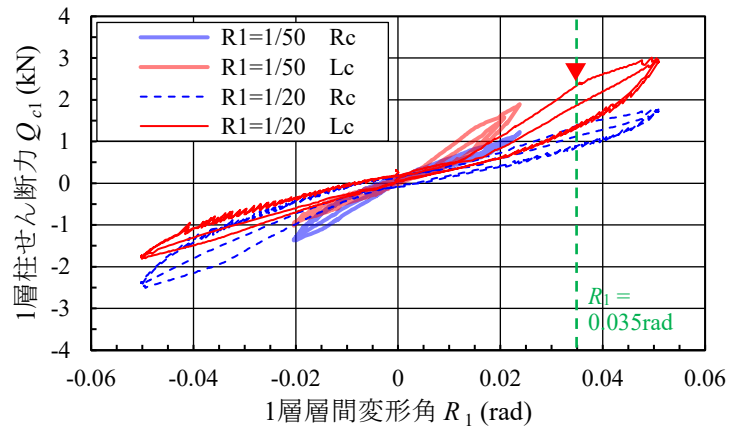


図 6-17 試験体 K における 1 層柱せん断力 Q_{c1} と 1 層層間変形角 R_1 の関係

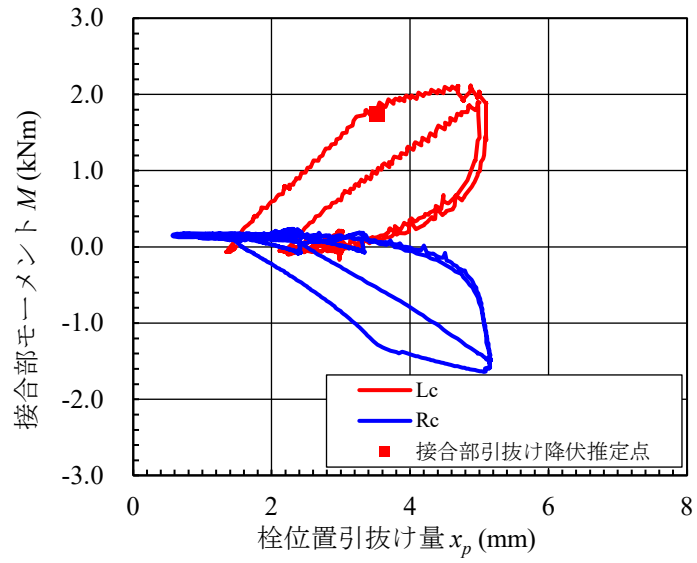


図 6-18 試験体 K 加力⑧における接合部モーメントー栓位置引抜き量関係

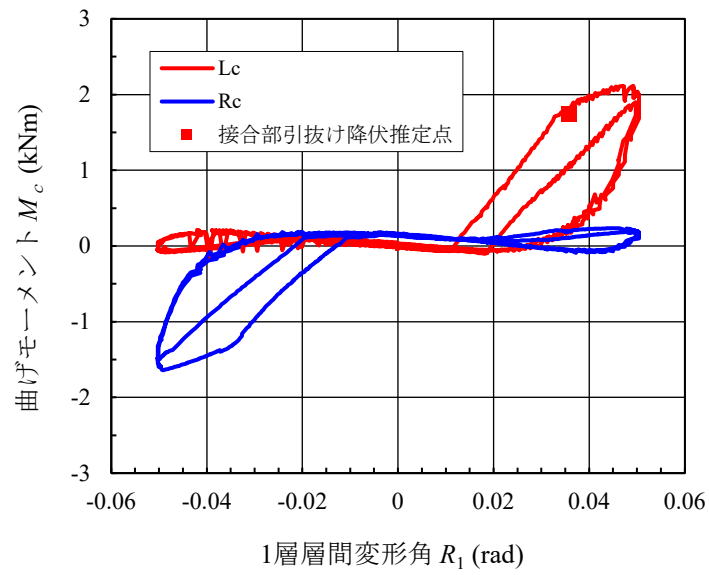


図 6-19 試験体 K 加力⑧における接合部モーメントー1層層間変形角関係

6.2.3 2次元 FEM モデルによる接合部変形と接合部応力の状況の確認

(1) 1層・2層の層間変形角比による接合部変形の違いの確認

前項では、込栓試験体 K について栓位置での引抜け量 x_p と差鴨居の軸力、接合部の回転角・モーメントとの関係等を整理し、接合部の破壊が生じたタイミングの推定を行った。本項では、第5章で提案した軸組架構の柱梁接合部挙動評価のための2次元 FEM モデルを用いて、軸組架構の接合部に生ずる変形と応力を算出し、実験との比較を行い接合部の破壊について考察を行う。なお、以降の検討は、左右両接合部の引抜け耐力が同等である条件のもとで行う。

第5章で提案した軸組架構の柱梁接合部挙動評価のための2次元 FEM モデルを図 6-20 および図 6-21 に再掲する。本項では、接合部が破壊するまでの加力初期小変形時の変形および応力について検討を行うことから、用いる解析モデルは K-50-s0-r0 を基本とし、栓バネは架構実験の $R_1 = 1/50 = 0.02\text{rad}$ 時の栓位置の引抜け量から設定した $K_p = 3.60 \text{ kN/mm}$ の値とする。また、ほぞの隙間の設定は 0 とする。1層目に与える変位は、接合部の変形状態を視覚的に捉えやすくするために、層間変形角 $1/15\text{rad}$ に相当する変位（1層階高 1,800mm に対し 120mm）とし、2層と1層の変形の比率は、0,0.25,0.5,1.0 の4ケースとする。設定したモデルの一覧を表 6-3 に示す。

図 6-22～図 6-25 に、各ケースの解析結果として、架構全体変形図、左柱（前柱）接合部の変形状態、右柱（後柱）接合部の変形状態、栓バネ軸力についてのほぞ引抜実験と解析結果の比較を示す。ほぞ引抜実験については、接合部の形状・樹種が同様である UBKN365 および UBKA365 の結果を示している。

各ケースの解析結果より、以下の考察がなされる。

- ・解析結果における栓バネ軸力の荷重変形関係は、ほぞ引抜実験の荷重初期の荷重変形関係とよく一致している。
- ・前柱のほうが栓位置の変形が大きく、栓バネの軸力も大きい。この変形は、接合部の回転により生じていることが接合部の変形状態からわかる。

以上より、両接合部の引抜け耐力が同等である条件で、ほぞの引抜き降伏が生ずるのは、前柱となる時（加力方向に向けて前側の柱となる時）であると考えられる。

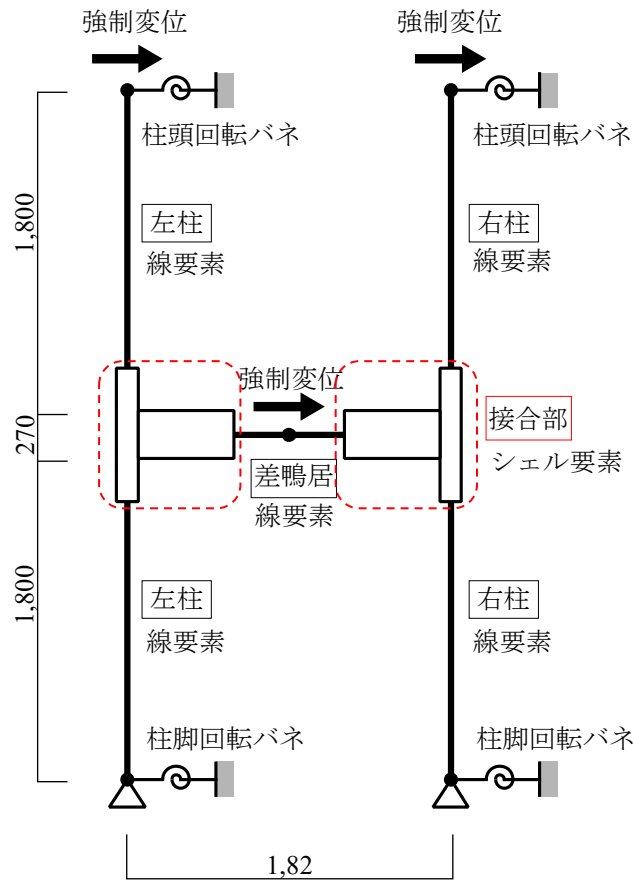
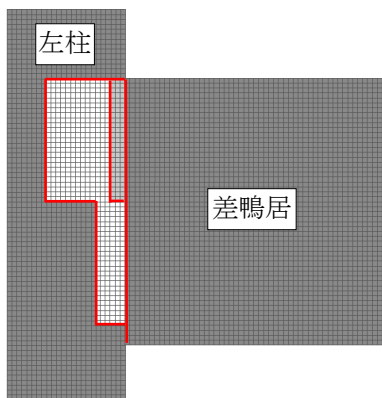
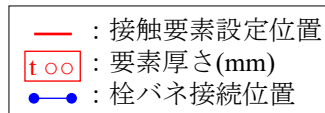
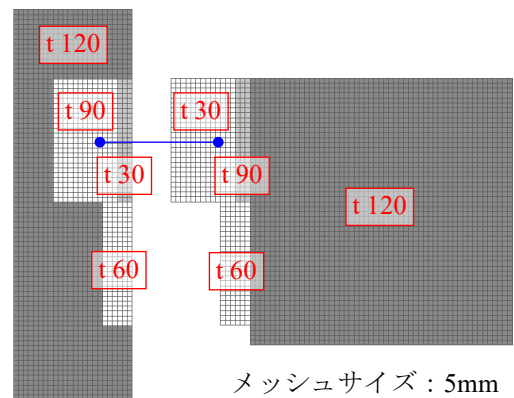


図 6-20 FEM 解析モデル (全体)



柱と差鴨居は節点を共有せず
平面的に同位置に存在している

(a) 解析モデル



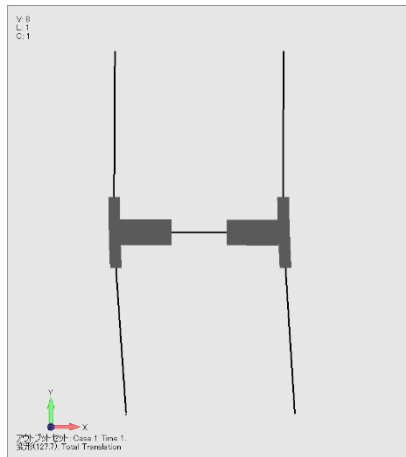
本図は説明のために差鴨居の
位置を移動して表示している

(b) 柱・差鴨居要素厚さと栓バネによる接合

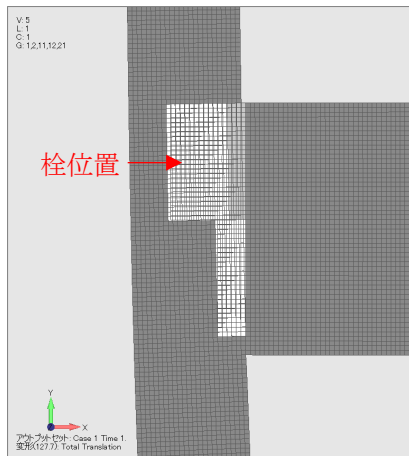
図 6-21 FEM 解析モデル (接合部シェル要素モデル, 左柱接合部の例)

表 6-3 解析モデルの設定

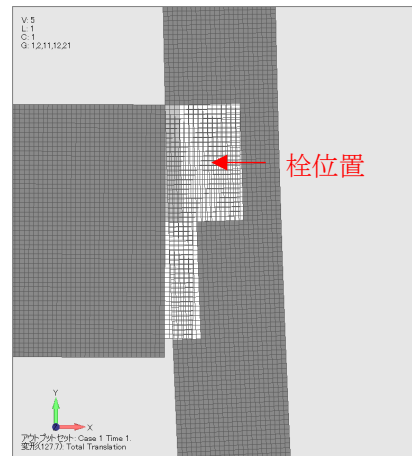
モデル名	接合部形式 対象試験体	1層層間 変形角 R_1 (rad)	栓バネ K_p (kN/mm)	ほぞ隙間 s (mm)	R_2 / R_1
K-15-s0-r0	込栓 試験体 K (第2章)	1/15	3.60	0	0
K-15-s0-r25					0.25
K-15-s0-r50					0.5
K-15-s0-r100					1.0



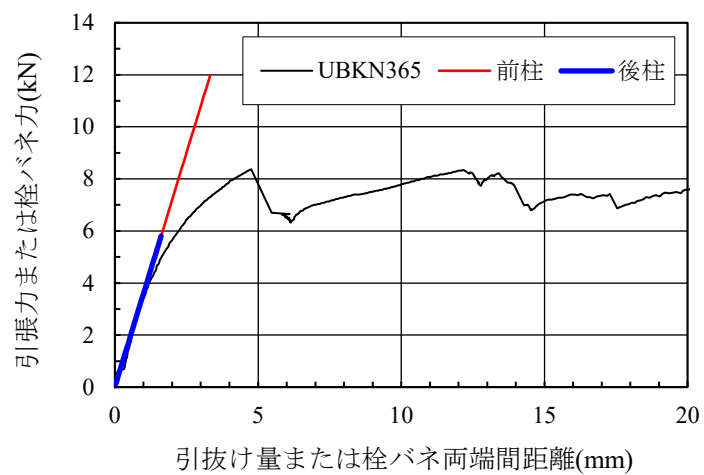
(a) 架構全体変形図



(b) 左柱（前柱）接合部変形状態

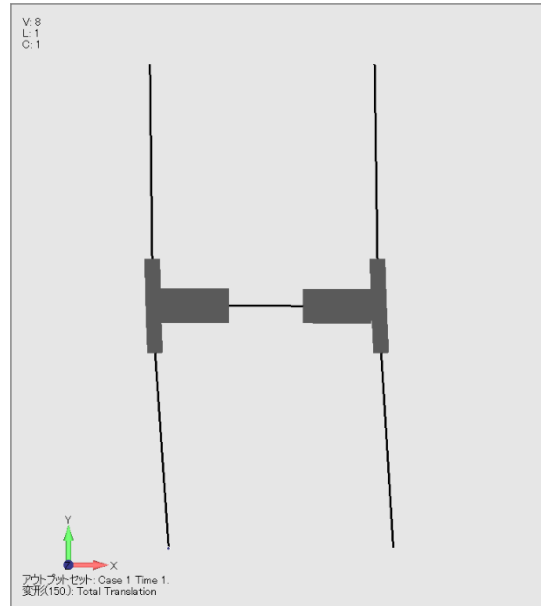


(c) 右柱（後柱）接合部変形状態

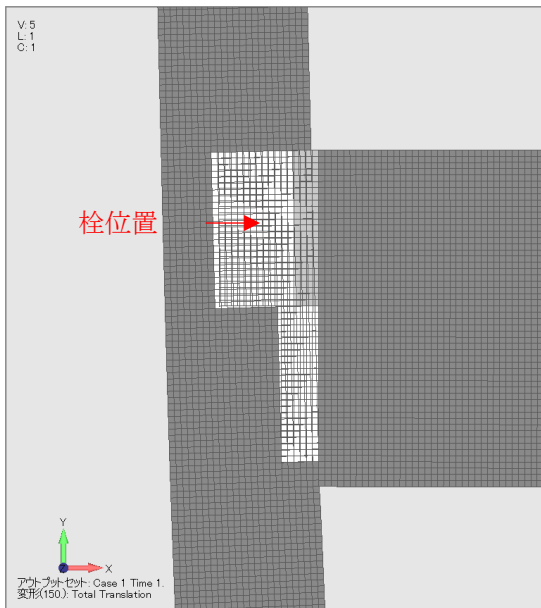


(d) 栓バネ軸力 引抜き実験と解析結果の比較

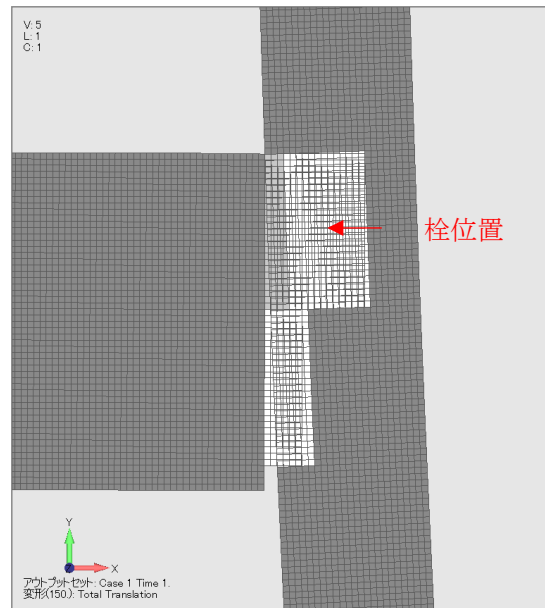
図 6-22 軸組架構 2次元 FEM モデル解析結果 K-15-s0-r0



(a) 架構全体変形図

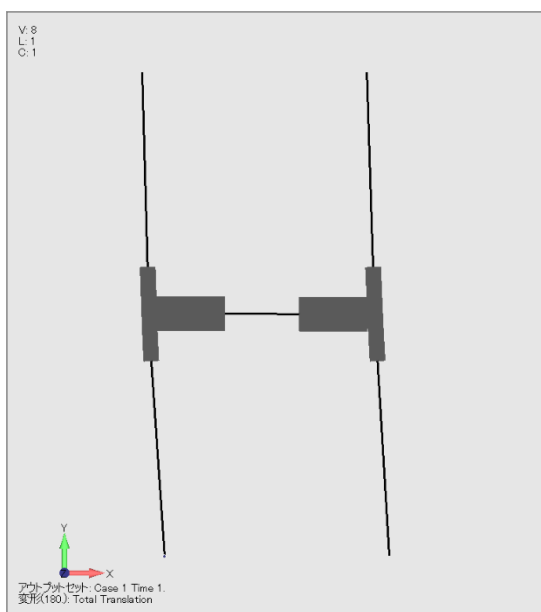


(b) 左柱（前柱）接合部変形状態

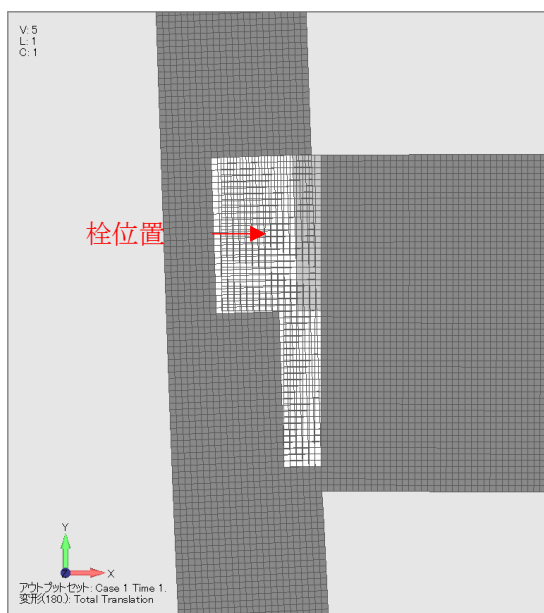


(c) 右柱（後柱）接合部変形状態

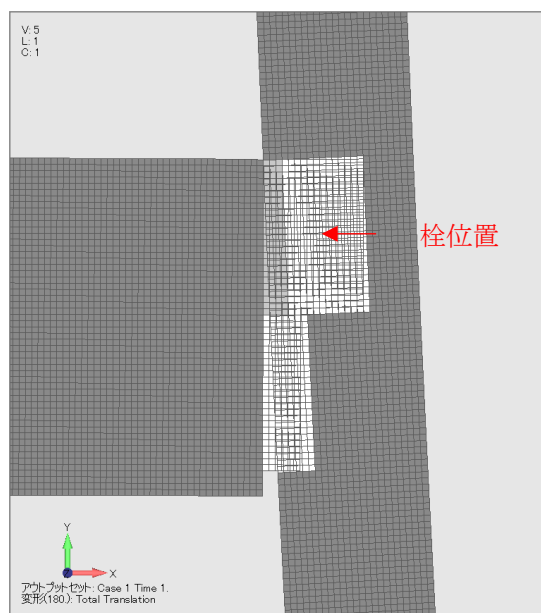
図 6-23 軸組架構 2 次元 FEM モデル解析結果 K-15-s0-r25



(a) 架構全体変形図

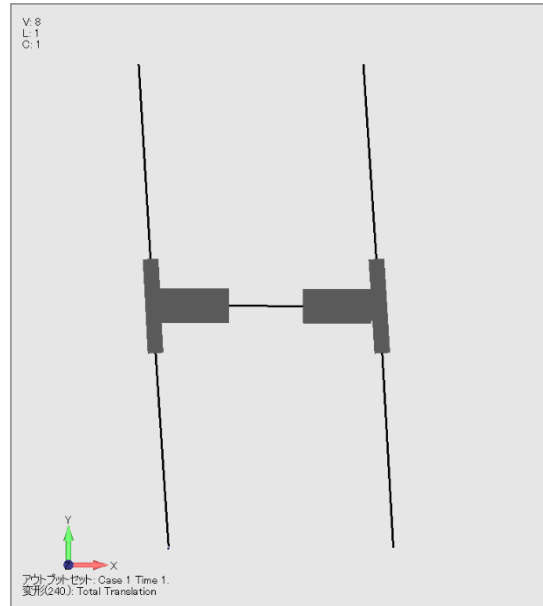


(b) 左柱（前柱）接合部変形状態



(c) 右柱（後柱）接合部変形状態

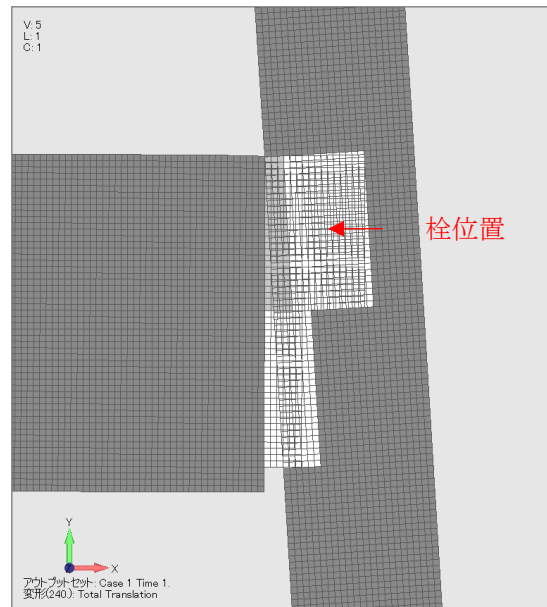
図 6-24 軸組架構 2 次元 FEM モデル解析結果 K-15-s0-r50



(a) 架構全体変形図



(b) 左柱（前柱）接合部変形状態



(c) 右柱（後柱）接合部変形状態

図 6-25 軸組架構 2 次元 FEM モデル解析結果 K-15-s0-r100

(2) 耐震要素の配置・架構形状による接合部変形の違いの確認

前述の検討で、1層・2層の層間変形角比にかかわらず前柱で接合部の引抜け降伏が生ずるとした。ただし、耐震要素の配置や架構形状によって、どの接合部が破壊されるのかが変わる可能性がある。ここでは、耐震要素の配置・架構形状についてパターンを想定し、接合部の破壊がどのような応力下で生ずるか検討を行う。

まず、今まで扱ってきた、相対的に2層目の剛性が高いケースとは逆の1層目の剛性が高いケースについて検討を行う。1層目の剛性が高いケースとして、京町家で想定される耐震要素の配置例を図6-26に示す。FEM解析は、1層の層間変形角を小とするため、1層の層間変形を60mm (1/30)、2層の層間変形を120mm (1/15) を外力として与える。このとき、頂部の変形は180mmとなる。

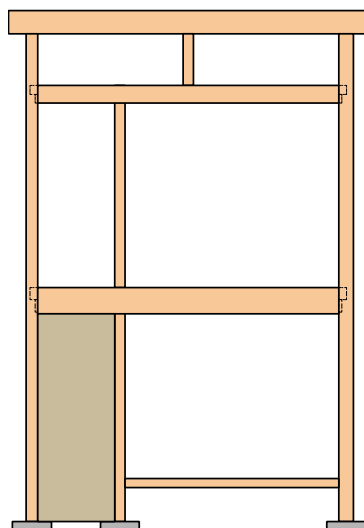


図 6-26 京町家で想定される耐震要素の配置

次に、2層軸組架構における2層めの階高に注目する。2層軸組架構において、2層目の層間変形角が1層目と同等の場合に、2層目の階高が低くなると、梁の引張力が大きくなる。これについて、標準の2層階高1800mmに対し、 $R_1:R_2=1:0$ の条件で、階高300mm, 600mm, 900mm, 1200mm, 1,800mmのケースの解析を行い、梁軸力を把握する。図6-27に架構形状を示す。

前述の1層の剛性が大きい場合の検討と合わせて、耐震要素の配置・架構形状の違いに対する解析ケースを表6-4に示す。

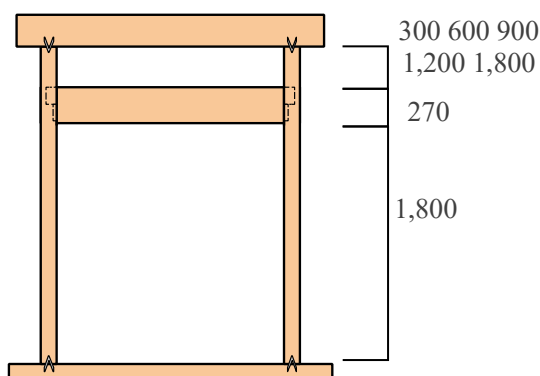


図 6-27 2層めの階高が低い場合の解析ケース

表 6-4 耐震要素の配置・架構形状の違いに対する解析ケース

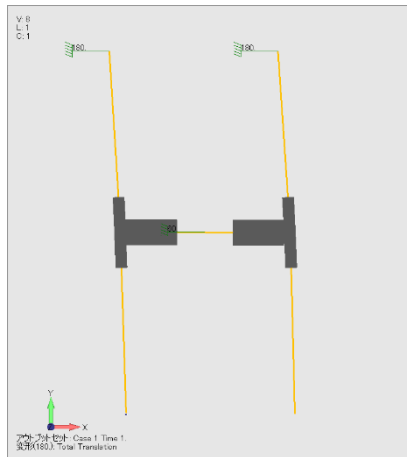
モデル	接合部	栓バネ	ほぞ・柱間隙間 (mm)	$R_1:R_2$	頂部変位 (mm)	2層変位 (mm)	2層階高 (mm)	モデル名
1層剛性大	込栓	1/50時	0	1:0	180	60	1,800	K-50-s0-T180M60
2層階高小	込栓	1/50時	0	1:0	120	120	300	K-50-s0-r0-h2_300
	込栓	1/50時	0	1:0	120	120	600	K-50-s0-r0-h2_600
	込栓	1/50時	0	1:0	120	120	900	K-50-s0-r0-h2_900
	込栓	1/50時	0	1:0	120	120	1,200	K-50-s0-r0-h2_1200
	込栓	1/50時	0	1:0	120	120	1,800	K-50-s0-r0-h2_1800

図 6-28 に、1 層の剛性が大きい場合の K-50-s0-T180M60 の解析結果を示す。同図(c)の軸力図から、1 層目が変形しないため、前柱接合部に引張力が、後柱接合部に圧縮力が生じている状態がわかる。また、同図(d)より、栓バネには梁軸力より大きな引張力が生じている。これは栓バネの引張力が接合部の回転によって生じており、梁からの引張力に加算されるためである。これら解析結果から、1 層の剛性が大きい場合には前柱で接合部の降伏が先に生ずると判断される。

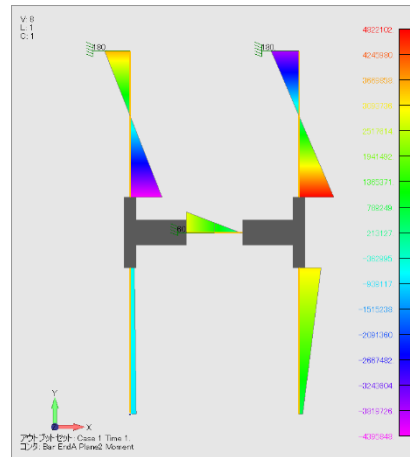
次に、図 6-29～図 6-33 に 2 層の階高が小さい場合の K-50-s0-r0-h2_300, K-50-s0-r0-h2_600, K-50-s0-r0-h2_900, K-50-s0-r0-h2_1200, K-50-s0-r0-h2_1800 の解析結果を示す。また、図 6-34 にそれら 2 層の階高が小さい場合の解析結果について接合部バネの計算結果を整理したものを示す。解析結果から以下の傾向がみられる。

- ・2 層の層高さが低いほど、左接合部の引抜き力は小さく、右接合部と梁右側の引抜き力は大きい。
- ・また、2 層の層高さが低いほど後柱（右接合部）側の梁の引張力が大きくなる。その影響で、接合部に生ずる引抜き力も後柱側が大きくなる。
- ・左接合部と右接合部の引抜き力の大小が逆転するのは、2 層高さが 1,000mm 程度の範囲となっている。
- ・通常の 2 層の階高である 1800mm では、前柱のほうの接合部引抜き力のほうが大きくなる。

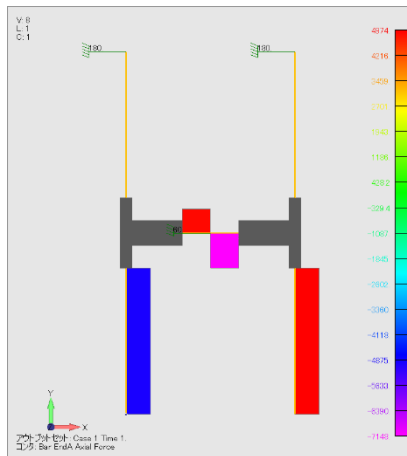
以上より、両接合部の引抜け耐力が同等である条件で、通常の 2 層の階高の範囲では、前柱の接合部に生ずる引抜き力のほうが後柱接合部より大きく、接合部の引抜け降伏は前柱で生ずると考えられる。



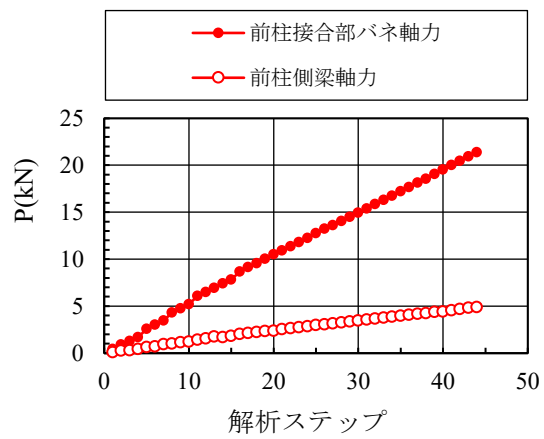
(a) 全体変形図



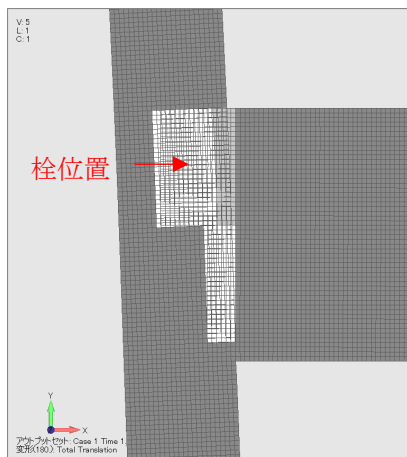
(b) 曲げモーメント図



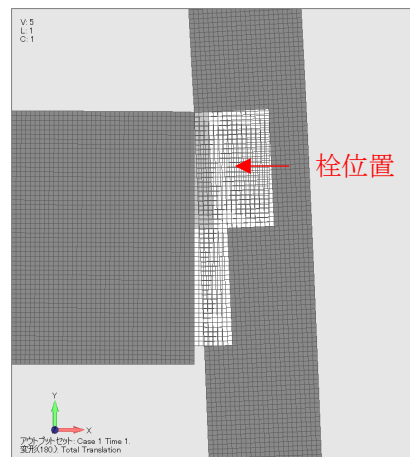
(c) 軸力図



(d) 前柱側梁軸力と接合部バネ軸力の比較

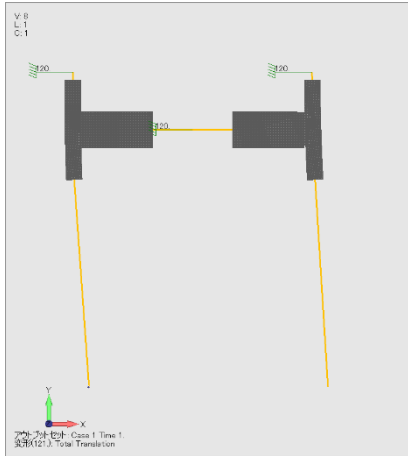


(e) 前柱接合部変形状態

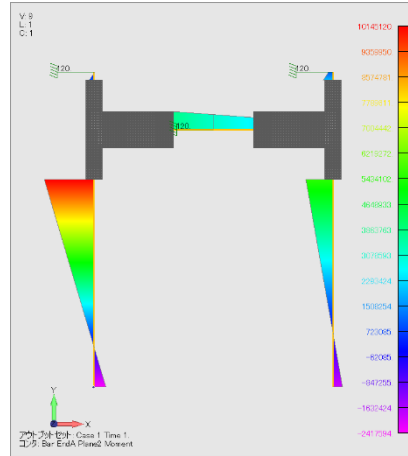


(f) 後柱接合部変形状態

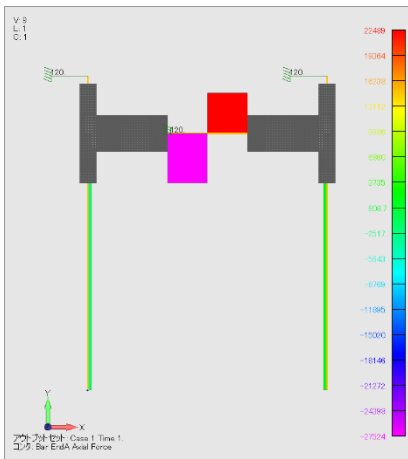
図 6-28 1 層の剛性が大きい場合の解析結果 K-50-s0-T180M60



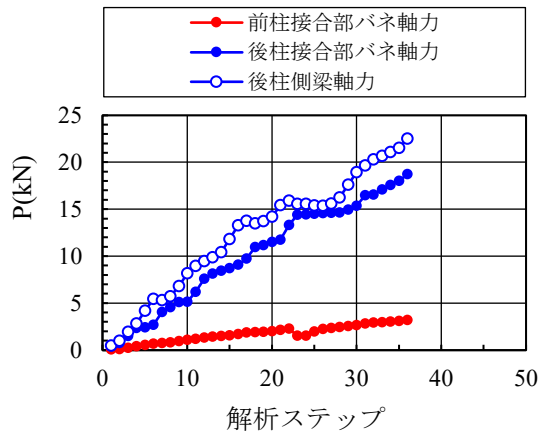
(a) 全体変形図



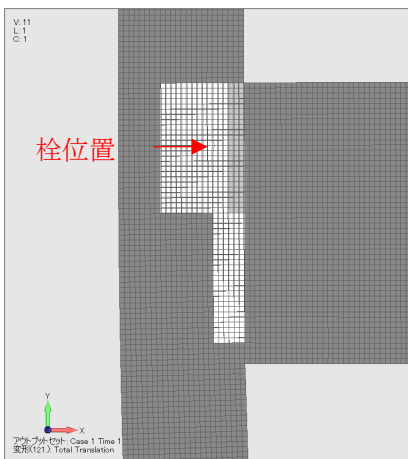
(b) 曲げモーメント図



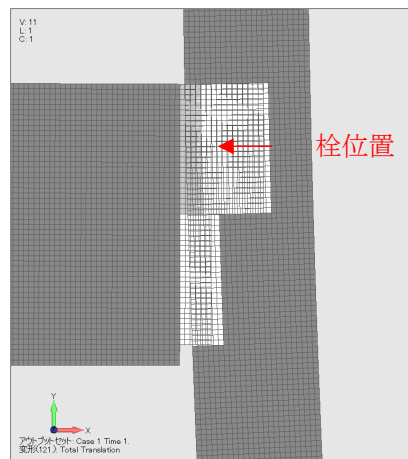
(c) 軸力図



(d) 梁軸力と接合部バネ軸力の比較

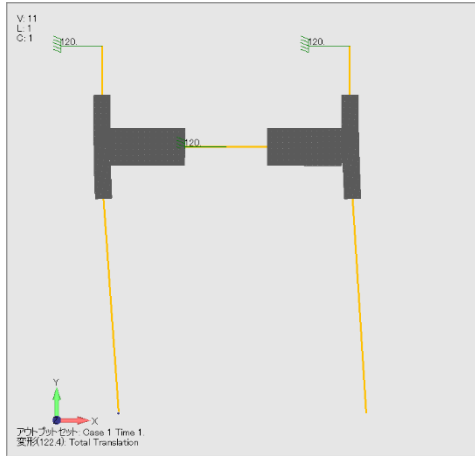


(e) 前柱接合部変形状態

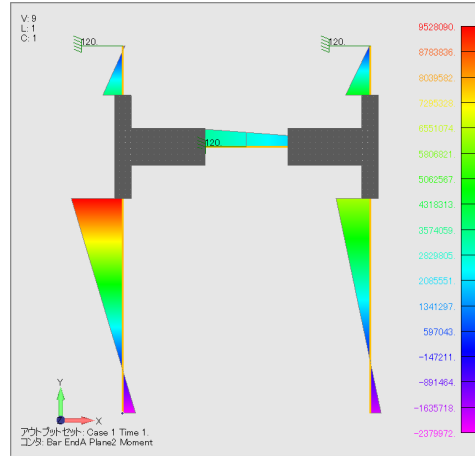


(f) 後柱接合部変形状態

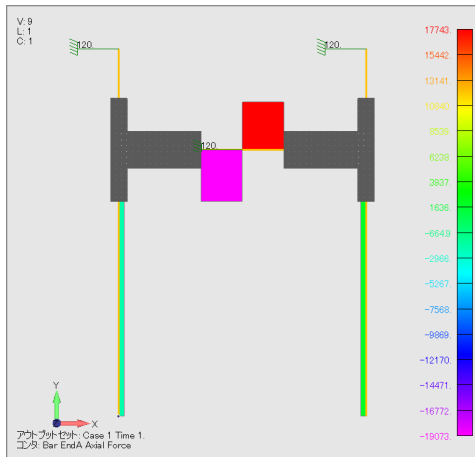
図 6-29 2 層の階高が小さい場合の解析結果 K-50-s0-r0-h2_300



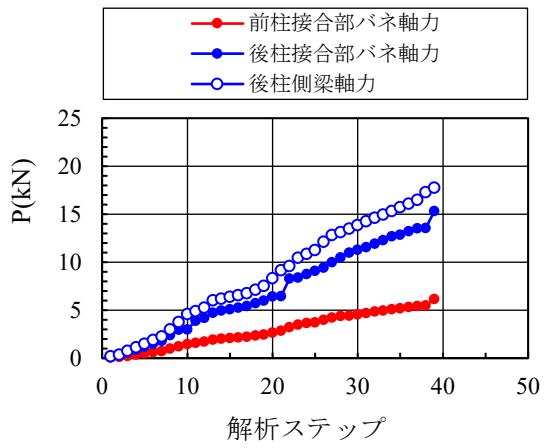
(a) 全体変形図



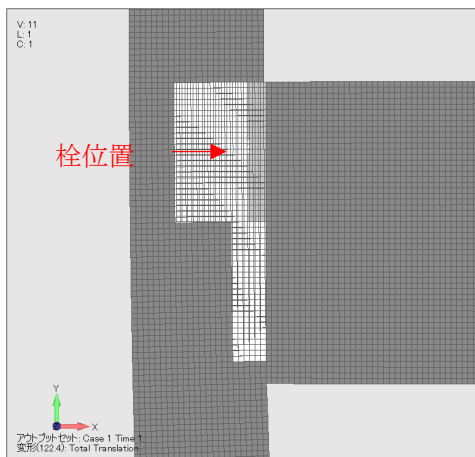
(b) 曲げモーメント図



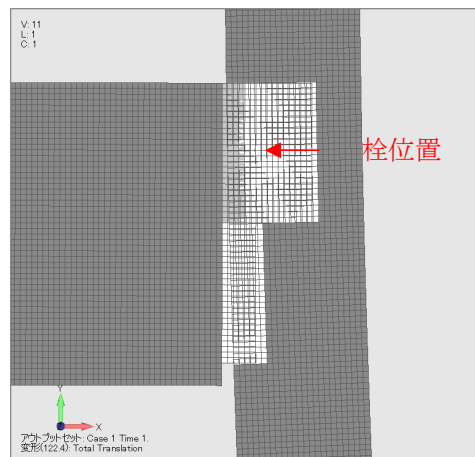
(c) 軸力図



(d) 梁軸力と接合部バネ軸力の比較

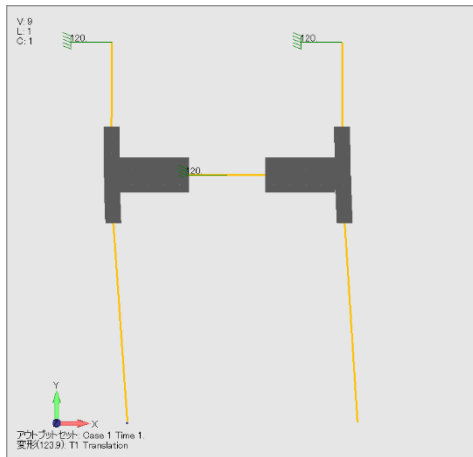


(e) 前柱接合部変形状態

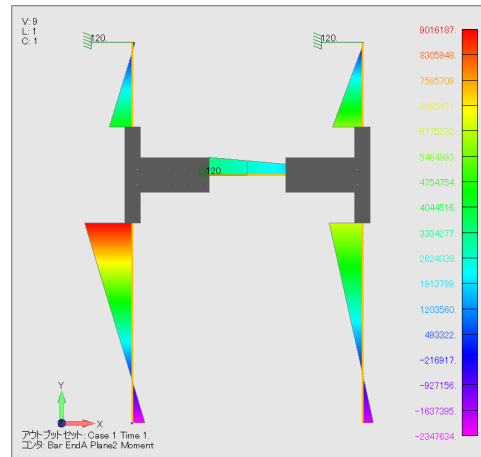


(f) 後柱接合部変形状態

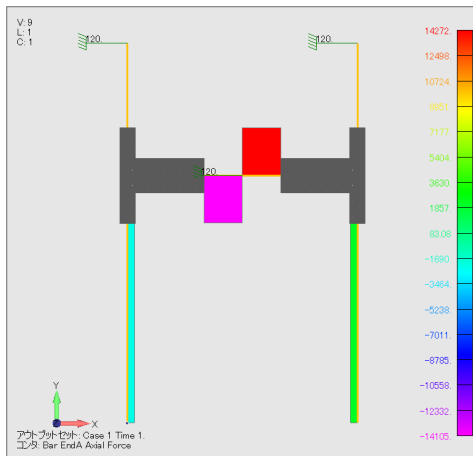
図 6-30 2 層の階高が小さい場合の解析結果 K-50-s0-r0-h2_600



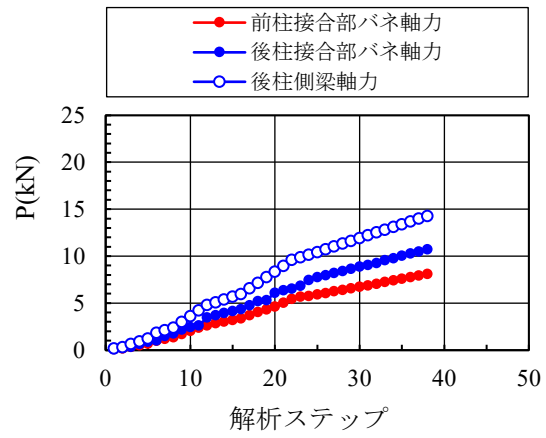
(a) 全体変形図



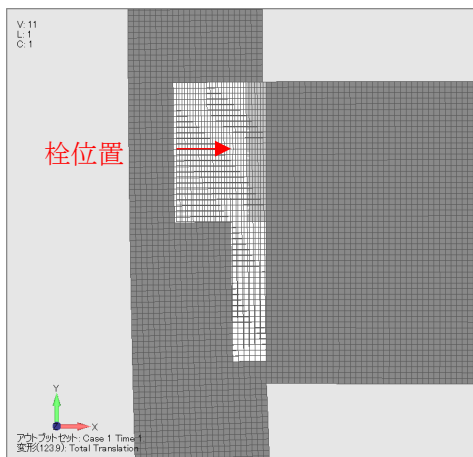
(b) 曲げモーメント図



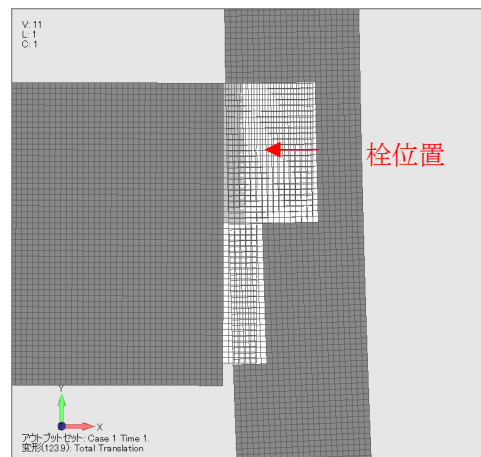
(c) 軸力図



(d) 梁軸力と接合部バネ軸力の比較

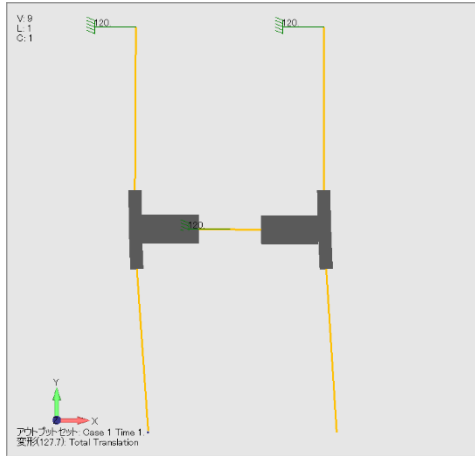


(e) 前柱接合部変形状態

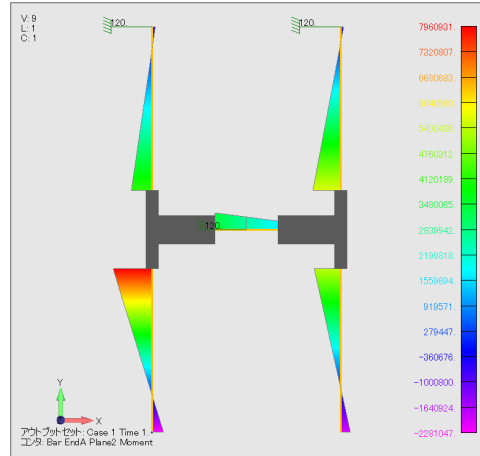


(f) 後柱接合部変形状態

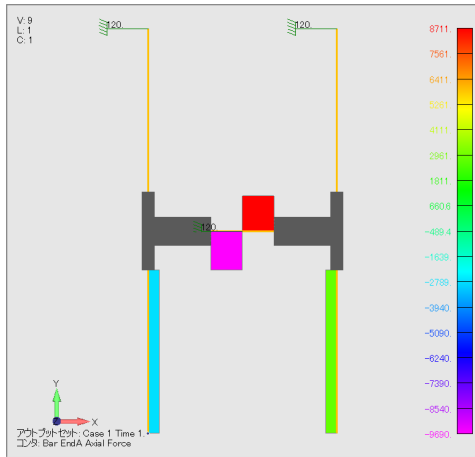
図 6-31 2 層の階高が小さい場合の解析結果 K-50-s0-r0-h2_900



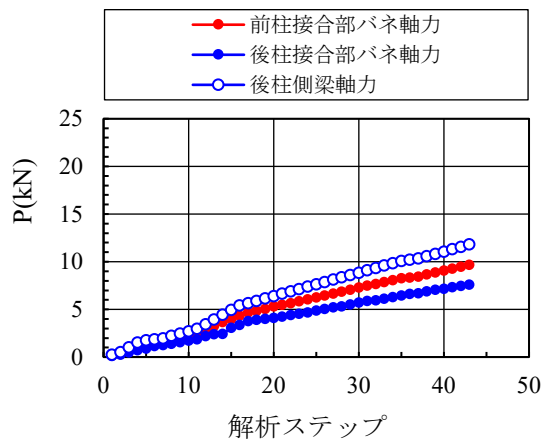
(a) 全体変形図



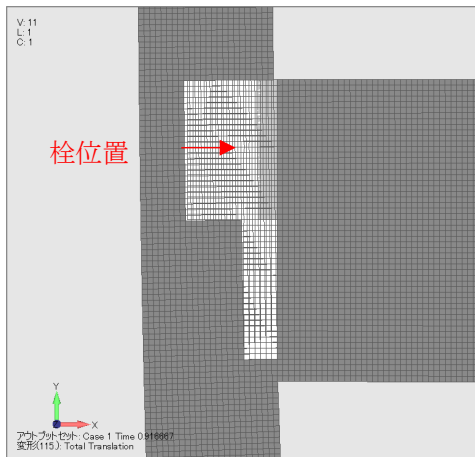
(b) 曲げモーメント図



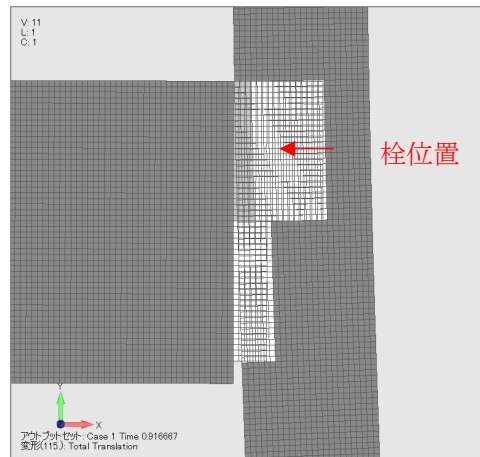
(c) 軸力図



(d) 梁軸力と接合部バネ軸力の比較

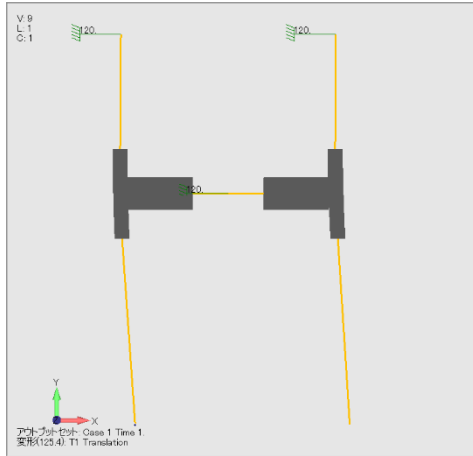


(e) 前柱接合部変形状態

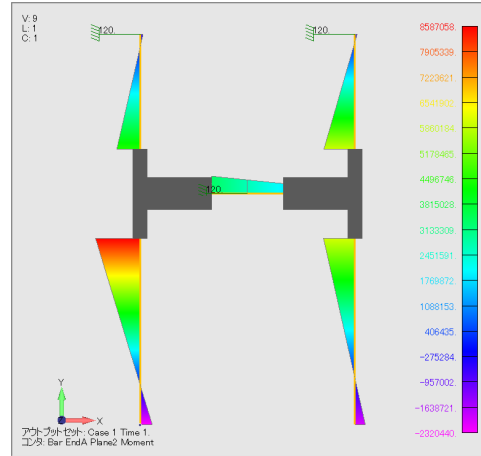


(f) 後柱接合部変形状態

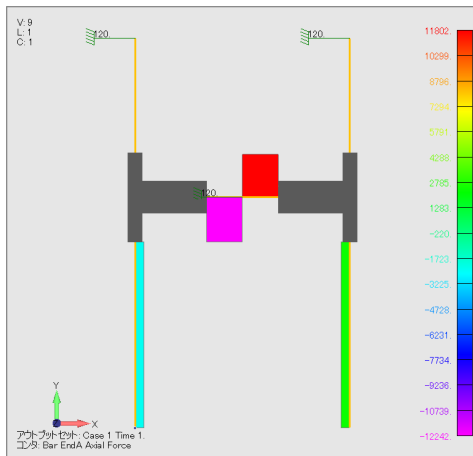
図 6-32 2 層の階高が小さい場合の解析結果 K-50-s0-r0-h2_1200



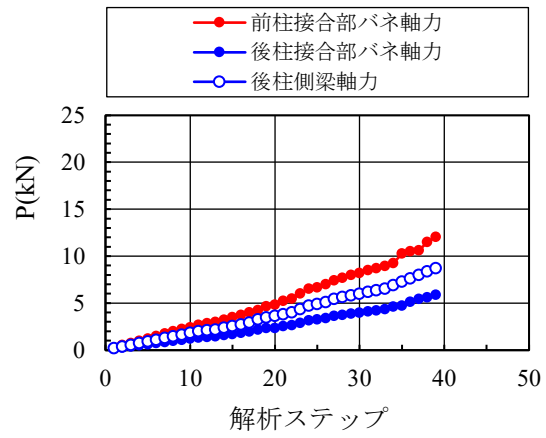
(a) 全体変形図



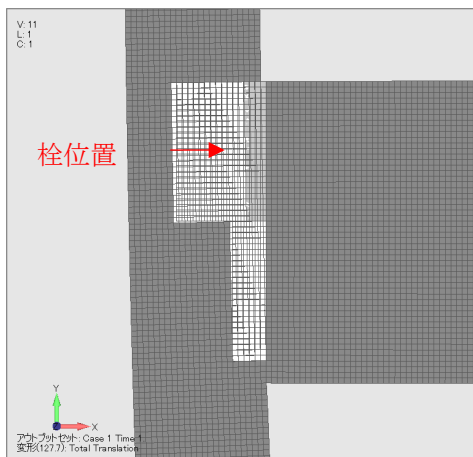
(b) 曲げモーメント図



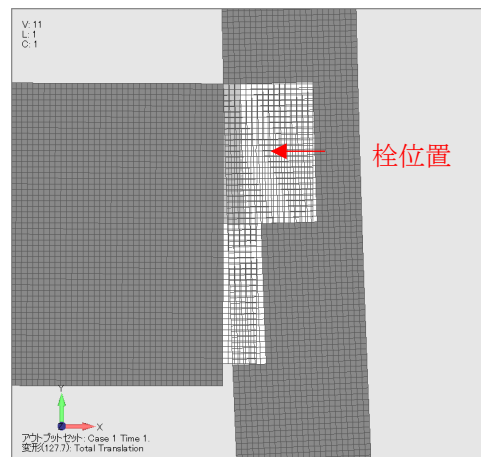
(c) 軸力図



(d) 梁軸力と接合部バネ軸力の比較

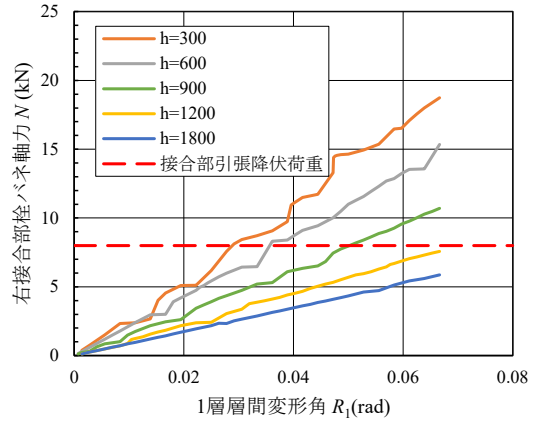
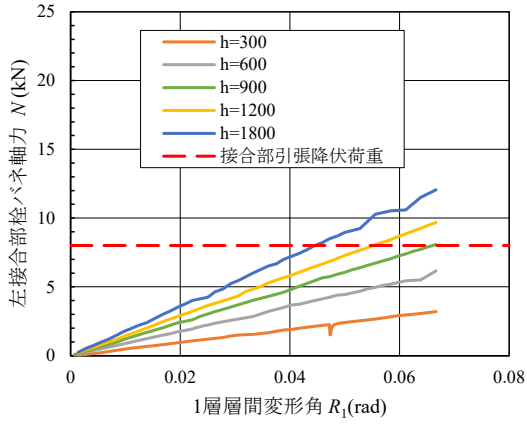


(e) 前柱接合部変形状態



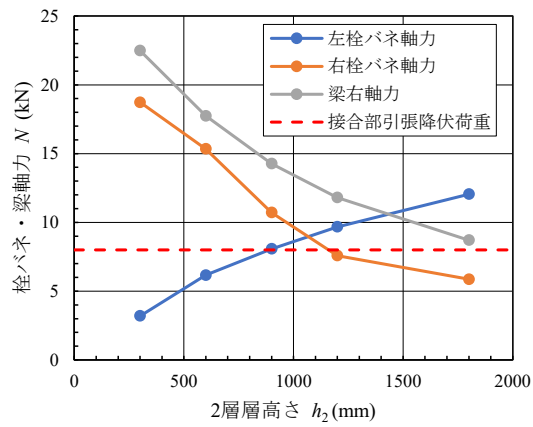
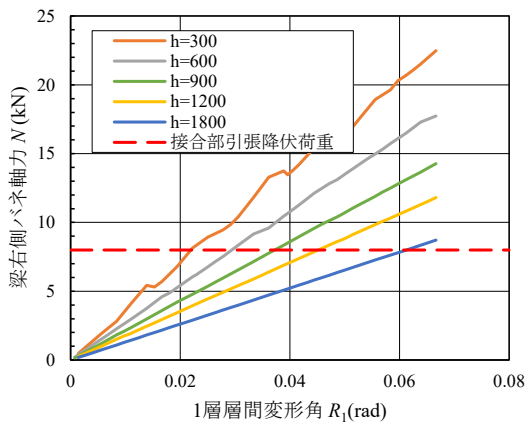
(f) 後柱接合部変形状態

図 6-33 2 層の階高が小さい場合の解析結果 K-50-s0-r0-h2_1800



(a) 左接合部栓バネ軸力-1層層間変形角関係

(b) 右接合部栓バネ軸力-1層層間変形角関係



(c) 梁右軸力-1層層間変形角関係

(d) 接合部バネ・梁軸力-2層層高さ関係

図 6-34 2層の階高が小さい場合の解析 接合部栓バネ軸力の算定結果の整理

6.3 2層軸組架構における接合部引抜け破壊時層間変形角および層せん断力の推定

6.3.1 2層軸組架構における接合部引抜け破壊時層間変形角の推定方法

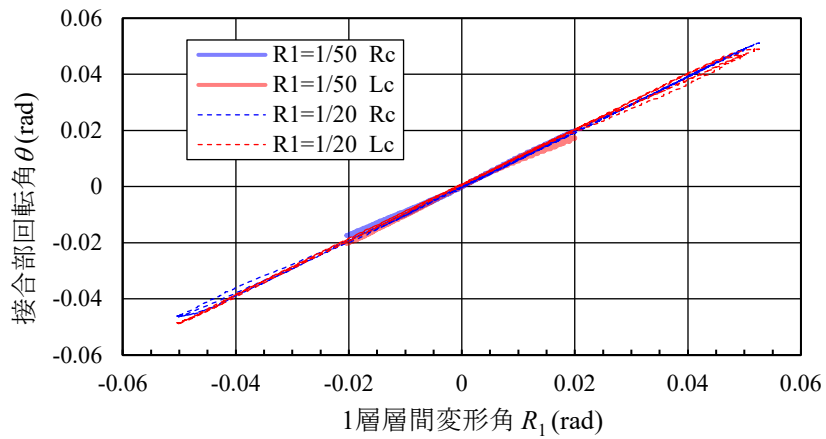
前節までの検討で、以下のことが実験結果から判明している。

- ・両接合部の引抜け耐力が同等である条件で、接合部の引抜き破壊は、柱が前柱（加力方向に向かって前側の柱）となった時に生ずる。
- ・前柱の接合部に生ずる変形は梁上端引張の変形となり、試験体 K のように載荷初期の接合部のずれがない場合、栓の引抜け変形 x_p は接合部回転角 θ に比例し、試験体 K では、両者に $x_p = 167\theta$ または $x_p = -167\theta$ の比例関係がある（図 6-10）。
- ・接合部回転角 θ は、1 層の層間変形角 R_1 にほぼ比例する（図 6-35, 図 6-36）。また、 θ/R_1 と 2 層の層間変形角と 1 層の層間変形角の比 R_2/R_1 は線形関係にある（図 6-37）。

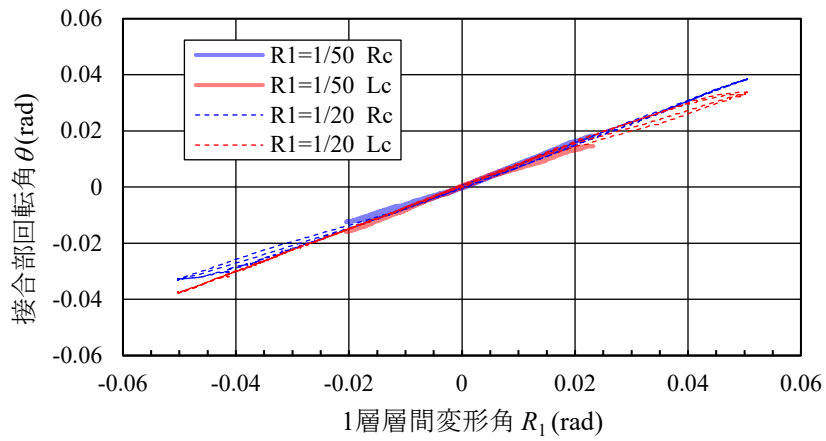
以上に基づき、2 層軸組架構において接合部が最初に引抜け降伏する層間変形角 R_{1j} を以下のように推定する。また、層間変形角 R_{1j} の算定のフローを図 6-38 に示す。

- ・架構を構成する部材材料の強度特性を把握する。
- ・接合部の降伏時引抜け変形 x_{py} を 5.3 で示した接合部 FEM モデルにより推定する
- ・上記の接合部降伏時引抜け変形 x_{py} から、接合部降伏時の接合部回転角 θ_j を $x_p = 167\theta$ により算定する。
- ・5.2 で示した 2 層軸組架構 FEM モデルにより、 $R_2/R_1 = 0$ と $R_2/R_1 = 1.0$ の解析を行ない、 θ/R_1 と R_2/R_1 の関係を示す一次の関係式を求める。
- ・上記の一次の関係式から、知りたい R_2/R_1 での θ/R_1 を算定し、 θ_j を θ/R_1 で除することで接合部が最初に引抜け降伏する 1 層の層間変形角 R_{1j} を算定できる。

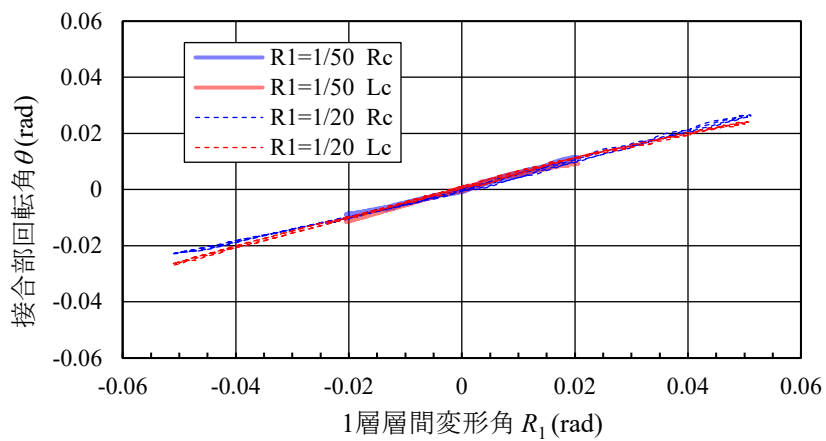
なお、接合部の降伏については、栓の降伏（曲げ・せん断）あるいはほぞの端抜けを考慮するものとする。割裂については、4.4.3 で述べたように接合部の降伏が生じ変形が進んだ後に生ずる現象であるとして、後述の 6.5 で述べる破壊モードの判定の際に柱の曲げ折れとの比較を行う対象とする。



(a) $R_1 : R_2 = 1 : 1$

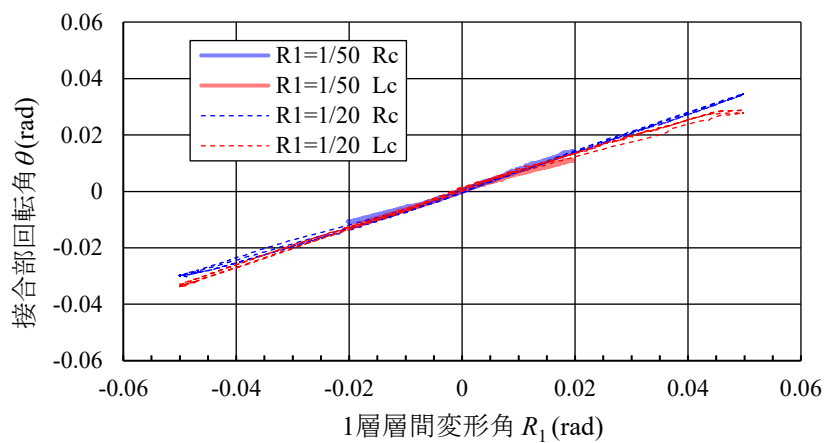


(b) $R_1 : R_2 = 1 : 0.5$

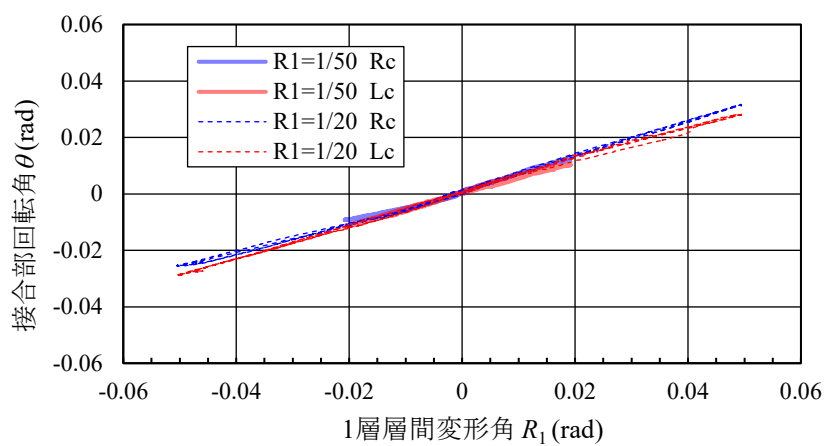


(c) $R_1 : R_2 = 1 : 0$

図 6-35 接合部回転角 θ と 1 層層間変形角 R_1 の関係 (試験体 K, 再掲)



(a) 試験体 K_B



(b) 試験体 K_P

図 6-36 接合部回転角 θ と1層層間変形角 R_1 の関係(再掲)
(補強試験体 K_B および K_P, $R_1 : R_2 = 1 : 0.25$)

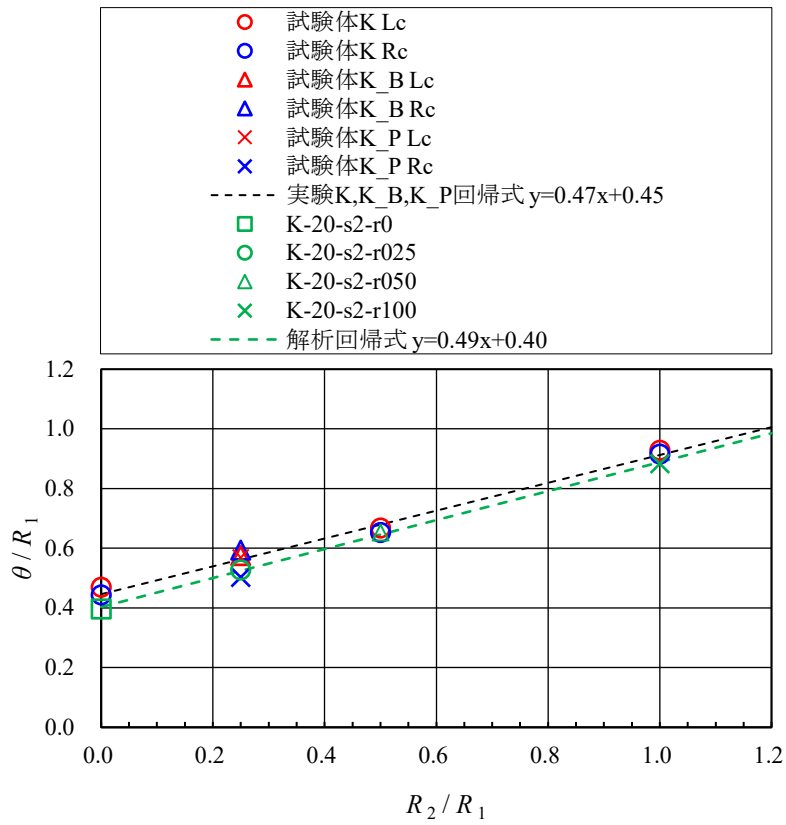


図 6-37 接合部回転角 θ ・ 層間変形角 R_1 比と 1 層 ・ 2 層層間変形角比の関係
(試験体 K, K_B, K_P, および FEM 解析結果, 再掲)

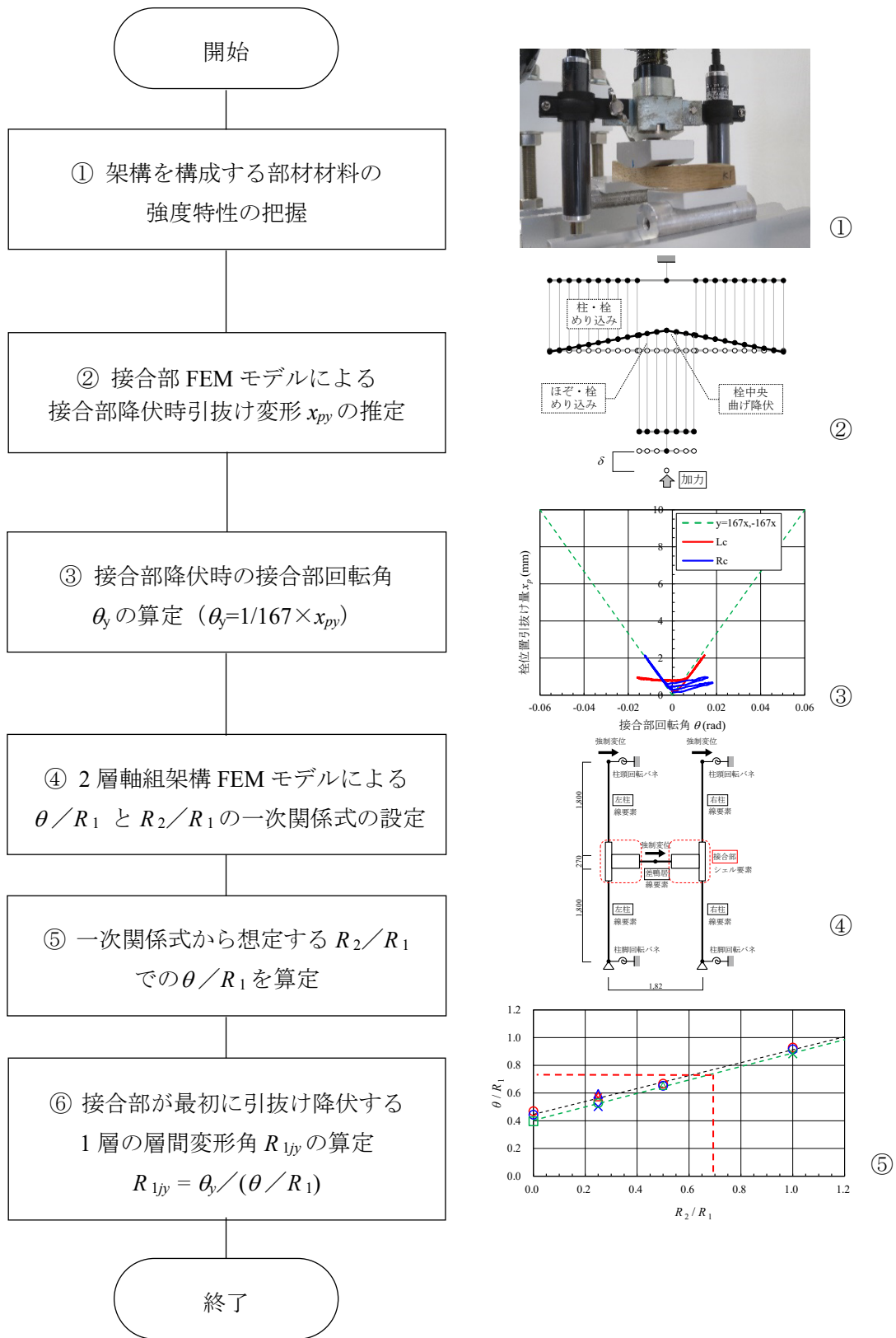


図 6-38 接合部が最初に引抜け降伏する層間変形角 R_{1jy} の算定フロー

表 6-5 に、接合部が最初に引抜け降伏する 1 層の層間変形角 R_{1j} の計算例を示す。ここでは、第 2 章の試験体 K 左柱と第 3 章の試験体 K_B の実験結果との比較を行うために、以下の設定とする。

- ・ $y = \theta / R_1$ と $x = R_2 / R_1$ の関係を示す一次式は、解析結果から導かれた回帰式 $y = 0.49x + 0.40$ を用いる。参考として、実験結果から導かれた回帰式 $y = 0.47x + 0.45$ を用いた計算結果を表 6-5 の下に示す。
- ・ 試験体 K について、接合部の降伏時引抜け変形 x_{py} は、左柱について図 6-5(a) 上段に示す加力 ⑧の最初の正加力時に生じたと推定されるステップでの引抜け量 3.3mm の値を用いる。
- ・ 試験体 K_B について、接合部の降伏時引抜け変形 x_{py} は、左柱について図 6-8 (b) 上段に示す加力 ⑥の最初の正加力時に生じたと推定されるステップ近傍栓位置での引抜け量 2.3mm の値を用いる。

試験体 K については、比較的良い精度で R_{1j} を推定できている。試験体 K_B については、接合部降伏時の接合部回転角 θ_j の値が $\theta_j = 1/167 \times x_{py}$ の式では正しく評価できないため、精度が落ちている。

表 6-5 接合部が最初に引抜け降伏する 1 層の層間変形角 R_{1jy} の計算例

試験体	K	K_B
対象ステップ	16791	10865
接合部の降伏時引抜け変形 x_{py} (mm)	3.30	2.30
接合部降伏時の接合部回転角 θ_y (rad) $\theta_y = 1/167 \times x_{py}$	1.98×10^{-2}	1.38×10^{-2}
R_2/R_1	0.50	0.25
θ/R_{1jy} $\theta/R_{1jy} = 0.49(R_2/R_1) + 0.40$	0.645	0.52
R_{1jy} (rad) $R_{1jy} = \theta_y / (\theta/R_{1jy})$	$3.06 \times 10^{-2} = 1/33$	$2.65 \times 10^{-2} = 1/38$
実験における 1 層の層間変形角 ${}_eR_{1jy}$	$3.33 \times 10^{-2} = 1/30$	$3.63 \times 10^{-2} = 1/28$
$R_{1jy} / {}_eR_{1jy}$	0.92	0.73
【参考】		
θ/R_{1jy}' $\theta/R_{1jy}' = 0.47(R_2/R_1) + 0.45$	0.685	0.568
R_{1jy}' (rad) $R_{1jy}' = \theta_y / (\theta/R_{1jy}')$	$2.89 \times 10^{-2} = 1/35$	$2.43 \times 10^{-2} = 1/41$
$R_{1jy}' / {}_eR_{1jy}$	0.87	0.67

6.3.2 2層軸組架構における接合部引抜け降伏時層せん断力の推定方法

前項までの検討結果に基づいて、2層軸組架構における任意の層間変形角比における接合部引抜け降伏時柱応力および層せん断力を下記の手順で推定する。柱応力および層せん断力を求める際に考慮する外力として、①各層強制変形、②梁接合部曲げモーメント、③土台・桁接合部曲げモーメント、の3つを考慮する。

① 各層強制変形による応力

【前柱】

- ・前柱で接合部引抜け降伏が生ずる1層の層間変形角 R_{1y} を、前項の検討で求める。2層の層間変形角 R_{2y} を、加力の R_1 と R_2 の比率により求める。
- ・前柱の1層・2層の層間変形角分布は、梁が柱を押し形で梁と柱が接触しているため、意図する加力の層間変形角分布と同じである。図 6-39 (b)に示すように、柱に接合部引抜け降伏時の層間変形角に相当する強制変形を与えることで、強制変位による柱の応力を得る。

【後柱】

- ・後柱については、前柱の応力算定と同様の方法をとるが、後柱の場合は、軸組架構の実験で観察されたように梁からの引張力により梁と柱の間に変位差が生ずるため、図 6-39 (c)に示すように1層に与える変位を接合部の引抜け降伏時変位を差し引いた $R_1 \cdot h_1 - x_{py}$ で与える。

図 6-40 に示す、強制変形として部材角 R_1, R_2 を与えられた柱に生ずる曲げモーメント M_{fa} は、式(6-2)により与えられる。また、上記部材角が与えられている時に柱に梁から作用している横力 P_1 より生ずる曲げモーメントは、式(6-3)で与えられる。両者は等しいことから、 P_1 は式(6-4)で求められる。 P_1 が作用する時の柱の1層・2層のせん断力 Q_{1fa}, Q_{2fa} は、式(6-5), (6-6)で求められる。

上記に示した Q_{1fa}, Q_{2fa} の算定方法について、前柱・後柱それぞれに接合部引抜け降伏時の層間変形角の値を当てはめることで前柱・後柱の各層の層せん断力が算定でき、各層で合計することで層せん断力を得られる。

② 梁接合部曲げモーメントによる応力

上記以外に、柱には接合部曲げモーメント（梁からの曲げモーメント）が作用しており、また、1層柱脚と2層柱頭にも曲げモーメントが発生するため、柱応力の算定にはこれらの考慮が必要である。

前柱に作用する接合部曲げモーメント M_{cf} は、軸組架構の実験結果より1層層間変形角と2層層間変形角の比 R_2/R_1 に応じて変動するものとし、 M_c と1層層間変形角の関係を以下のように定式化して求める。

【前柱】

- 2.5.1 で示した接合部曲げモーメント-1層層間変形角関係の骨格曲線を、図 6-41(a)に示すように、1層層間変形角 R_1 の 1/3 乗に係数 α を乗じた曲線 $\alpha R_1^{1/3}$ で近似する。
- 係数 α は、図 6-41(b)に示すように、 R_2 / R_1 の一次関数として $\alpha = 4.4 \times R_2 / R_1 + 3.3$ で設定する。
- 上記 2 式を用いて、任意の R_1 および R_2 / R_1 時の接合部曲げモーメント M_c を求める。
- 接合部モーメント M_c を図 6-41(c)に示す通り 1層 2層の柱長さ比によって各層の柱に分配し、各層柱の応力を求める。

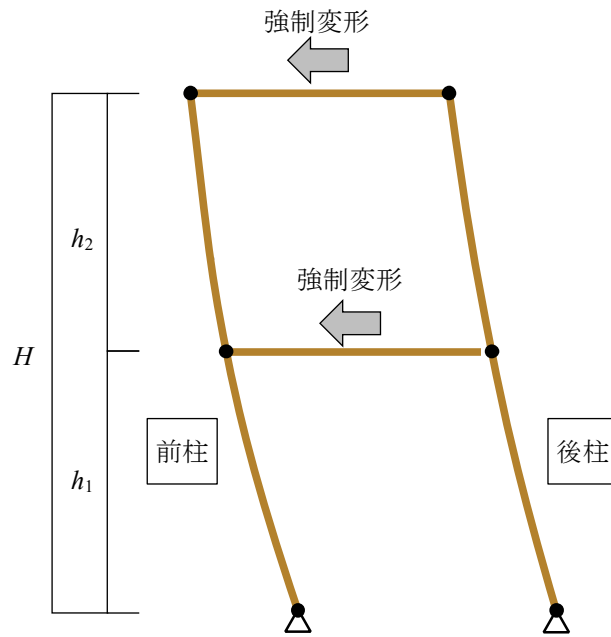
【後柱】

- 柱が後柱となった時は、軸組架構の実験結果より接合部曲げモーメントは発生しないものとし、後柱に作用する接合部曲げモーメント $M_{cb} = 0$ とする。

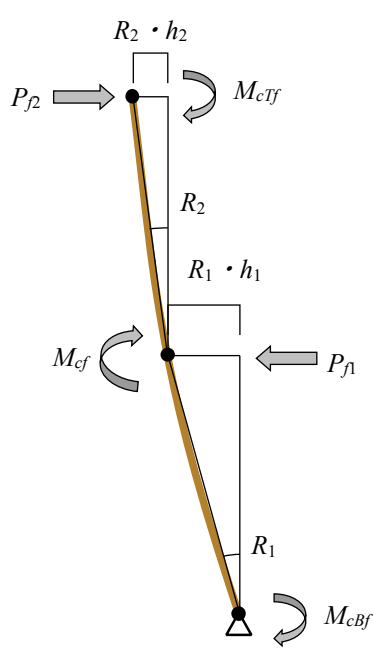
図 6-40(a)では、 $R_2 / R_1 = 0$ の場合の $\alpha = 3.3$ 、および $R_2 / R_1 = 1$ の場合の $\alpha = 7.7$ の場合の曲線 $\alpha R_1^{1/3}$ が試験体 K の実験結果の骨格曲線と一致していないが、実験では $R_2 / R_1 = 0.5$ のケースを最初に加力し接合部の引抜け降伏が生じたと考えられ、その後の $R_2 / R_1 = 0$ および $R_2 / R_1 = 1$ 加力時には本来の曲げモーメントが生じなかったと考えられるため、曲線 $\alpha R_1^{1/3}$ での近似は大きめの値を目標とすることとした。また、実際には、接合部曲げモーメントは付録 6-1 に示すように接合部に生ずる圧縮力によっても変動すると考えられるが、現時点ではその評価ができないため、圧縮力の影響は考慮しないものとする。

③ 土台・桁接合部曲げモーメントによる応力

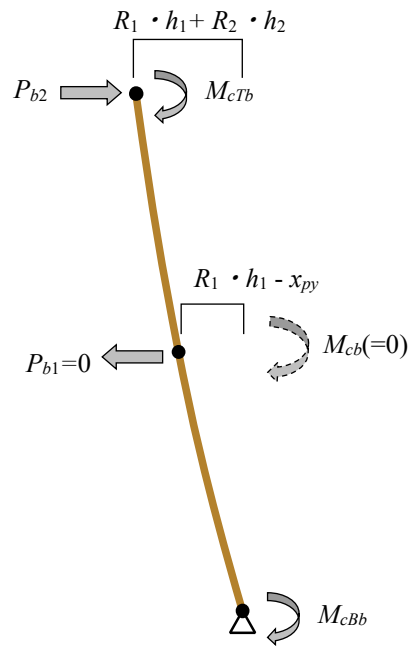
土台接合部（1層柱脚）と桁接合部（2層柱頭）に生ずる曲げモーメント M_{cb} 、 M_{ct} については、概ね各層の層間変形角を柱頭・柱脚の接合部回転角とし、文献 6.3)に示される柱と桁および土台との接合を短ほぞと両面 VP 金物留めを併用した接合とした軸組架構の加力試験により得られた、図 6-42(a)に示す軸組架構の復元力特性に基づいて図 6-42(c)で示す曲げモーメント-回転角関係を設定し、柱頭・柱脚の接合部回転角から柱頭・柱脚のモーメントを得る。得られた曲げモーメントは、1層・2層の高さが概ね等しいものとして図 6-42 のように柱に分配する。文献 6.3)の軸組架構の柱寸法は 105mm 角であり、本論文実験での 2層軸組架構の柱寸法 120mm 角とは異なり、また、文献 6.3)では、軸組架構の復元力特性は P- Δ 効果の影響により上載荷重の変化によって大きな差があるとされているが、ここでは柱軸力の影響は考慮せずに文献 6.3)の標準試験体の復元力特性を用いるものとする。



(a) 架構全体の变形



(b) 前柱作用外力



(c) 後柱作用外力

図 6-39 接合部引抜け降伏時の 2 層軸組架構の变形と作用外力

$$M_{fd} = \frac{3EI}{H}(R_1 - R_2) \quad (6-2)$$

$$M_{fd} = P_1 \frac{h_1 \cdot h_2}{H} \quad (6-3)$$

$$P_1 = \frac{3EI}{h_1 \cdot h_2}(R_1 - R_2) \quad (6-4)$$

$$Q_{1fd} = P_1 \frac{h_2}{H} \quad (6-5)$$

$$Q_{2fd} = P_1 \frac{h_1}{H} \quad (6-6)$$

ここで、

M_{col} : 柱に生ずる曲げモーメント (Nmm)

E : 柱のヤング係数 (N/mm²)

I : 柱の断面 2 次モーメント (mm⁴)

R_1 : 1 層の層間変形角 (rad)

R_2 : 2 層の層間変形角 (rad)

P_1 : 柱が梁から受ける荷重(N)

h_1, h_2 : 1 層, 2 層の階高 (mm)

H : 架構全高さ(mm)

Q_{1fd}, Q_{2fd} : 強制変形による 1 層, 2 層の柱のせん断力 (N)

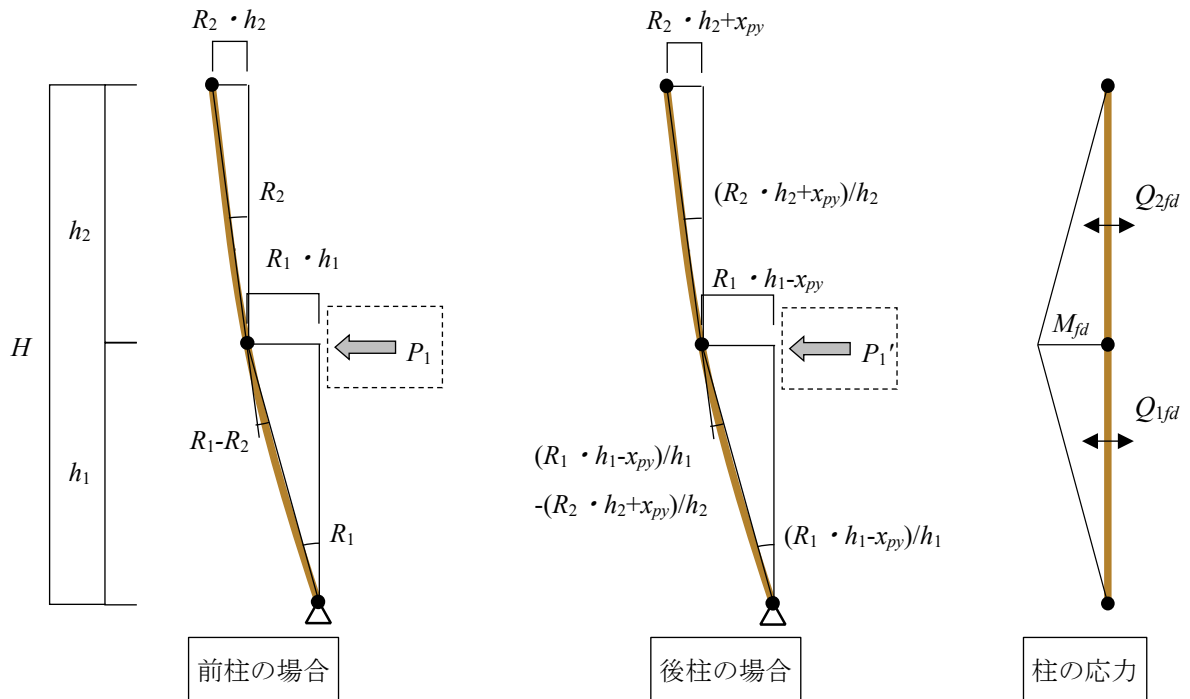
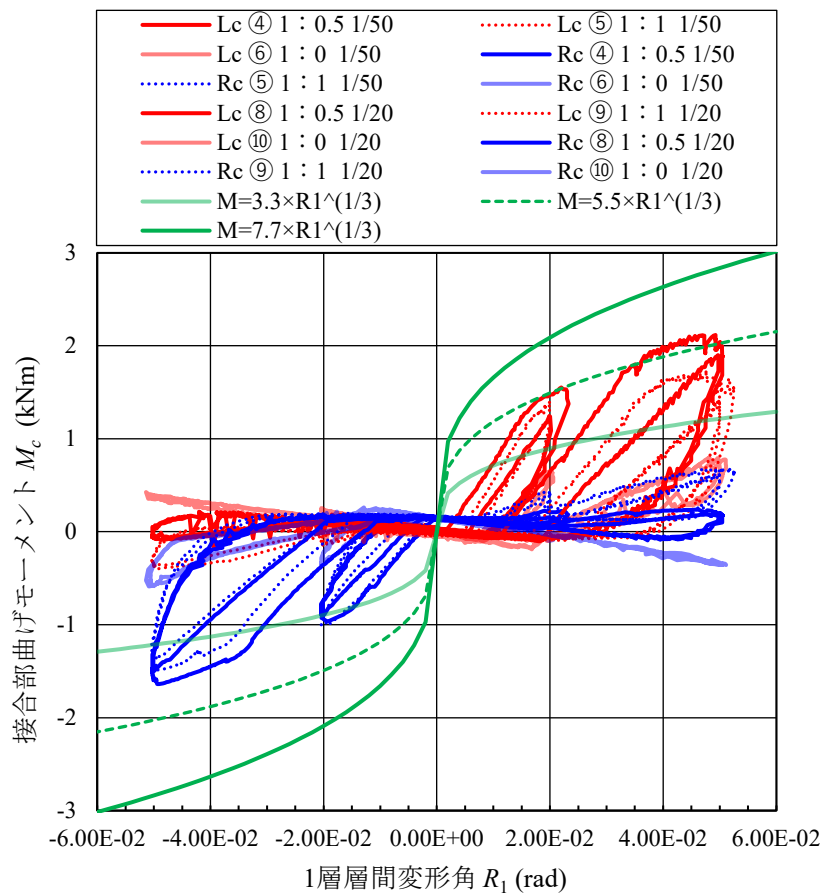
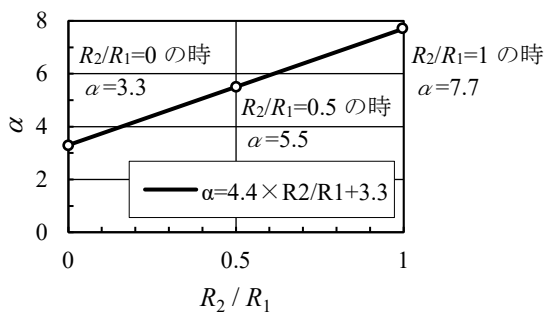


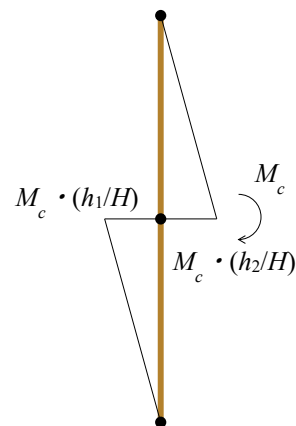
図 6-40 強制変形を受ける柱の応力



(a) 試験体 K の接合部曲げモーメント-1 層層間変形角関係と $\alpha R_1^{1/3}$ 曲線との比較

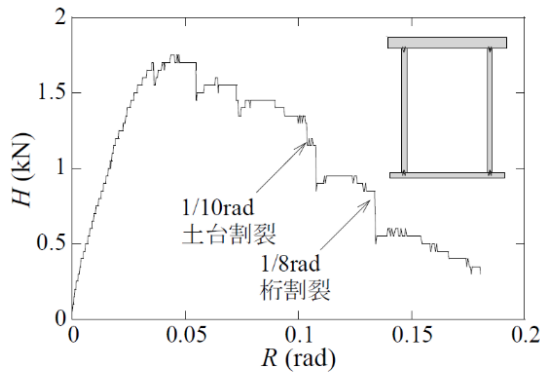


(b) 係数 α と層間変形角比 R_2/R_1 関係の設定

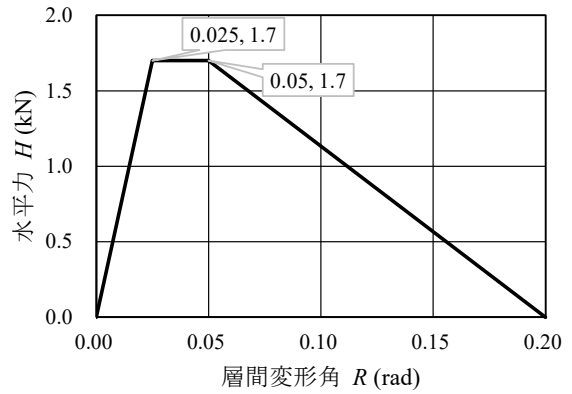


(c) 接合部曲げモーメントによる柱応力の算定

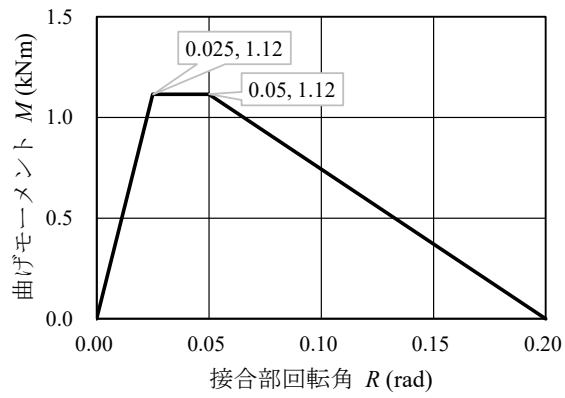
図 6-41 接合部曲げモーメントの設定と柱応力算定



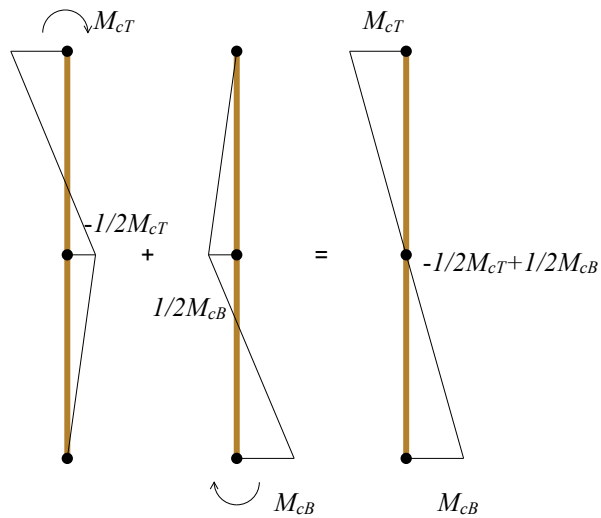
(a) 文献 6.3)標準試験体復元力特性



(b) 図(a)復元力特性の近似



(c) (b)より得られた短ほぞ・VP 金物両面留め柱頭・柱脚の曲げモーメントー回転角関係



(d) 柱頭・柱脚の曲げモーメントによる柱応力の算定

図 6-42 1層柱脚・2層柱頭の柱長ほぞ差し仕口の復元力特性の設定と柱応力算定

表 6-6 に、本提案手法での柱応力の算定例を示す。また、図 6-43～図 6-45 に、試験体 K に相当する 2 層軸組架構の前柱・後柱の曲げモーメント図およびせん断力図を示す。計算は表計算ソフトにより行っている。図示では、1 層と 2 層の層間変形角比は、 $R_2 / R_1 = 1, 0.5, 0$ の 3 ケースとし、実験結果との比較のために 1 層の層間変形角は $1/20\text{rad}$ としている。図中には、各層間変形角比の $1/20\text{rad}$ 時加力時の曲げモーメント図・せん断力図をあわせて示している。算定の条件は下記としている。

- ・各層の柱長さは、土台上端から梁芯あるいは桁下端から梁芯の距離 $1,935\text{mm}$ とする。
- ・柱のヤング係数は、第 2 章で示した試験体 K の各柱の曲げヤング係数とする。
- ・接合部の引抜け降伏時変位 x_{py} は、試験体 K で正加力時に生じたと推定される引抜け量 3.3mm の値を用いる。

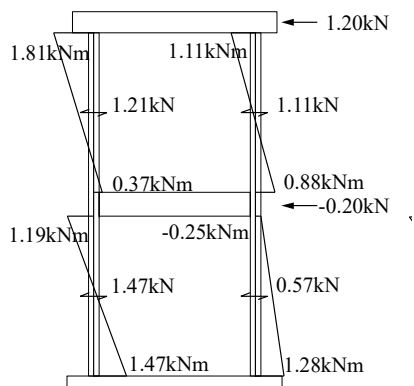
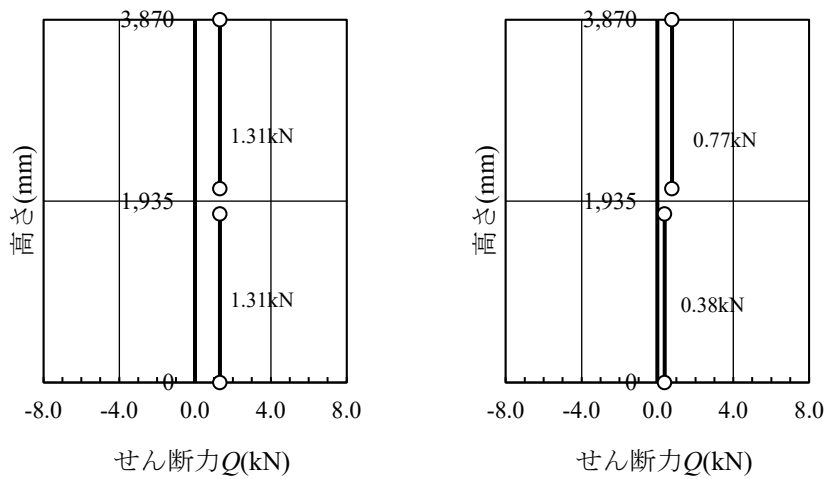
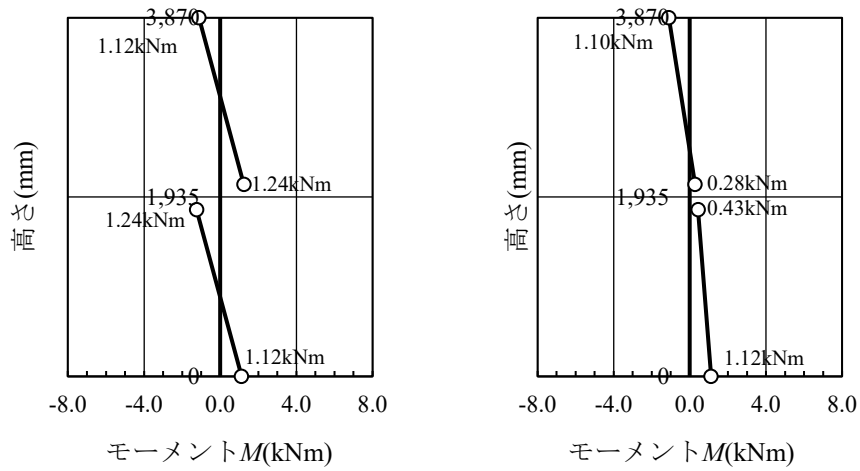
本提案手法で算定した応力値は実験結果をよく再現しており、層せん断力については、値が 0 に近い場合最大で 30%程度の誤差があるが、その他の場合には概ね 10%程度の誤差にとどまり、前柱と後柱の負担せん断力の違いや、 $R_2 / R_1 = 0$ の時の逆せん断の状況などをよく再現している。

図 6-46 に、前項の表 6-5 で示した、試験体 K の前柱接合部の最初の引抜け降伏が生じた層間変形角の推定に対応する、本提案手法での応力推定値と実験で接合部の引抜け降伏が生じたと推定されるステップでの応力値を示す。各応力図からわかるように、本提案手法での計算結果は実験結果とよい一致を示し、接合部の引抜け降伏が生ずる層せん断力をよい精度で推定できている。

表 6-6 本提案手法による柱応力の算定例
(試験体 K $R_1 = 1/20(\text{rad})$, $R_1: R_2 = 1:1, 0.5, 0.01$)

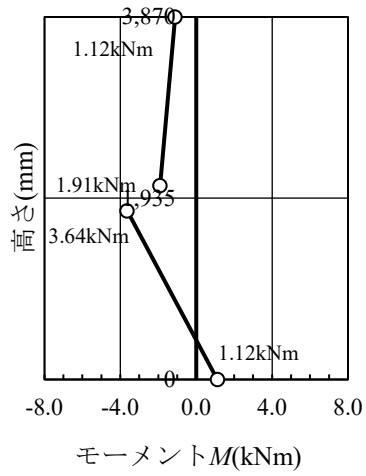
R1(rad)		0.05		
架構形状	H(mm)	3,870	3,870	3,870
	h2(mm)	1,935	1,935	1,935
	h1(mm)	1,935	1,935	1,935
想定層間変形角	R2/R1	1.00	0.50	0.01
	R1(rad)	0.05	0.05	0.05
	R2(rad)	0.05	0.025	0.00
	xpy(mm)	3.3	3.3	3.3
前柱 接合部 モーメント特性	$\theta/R1$	0.92	0.69	0.45
	θ	0.05	0.03	0.02
	$M_c = \alpha R_1^{1/3}$ $\alpha = a(R_2/R_1) + b$ a	4.40	4.40	4.40
		3.30	3.30	3.30
	α	7.7	5.5	3.344
前柱接合部モーメント M_c (kNm)		2.8	2.0	1.2
柱短ほぞ差し接合 柱頭・柱脚 モーメント特性 $M = aR + b$	R1(rad)	0.025	0.025	0.025
	R2(rad)	0.05	0.05	0.05
	$0 < R < R_1$ a	44.6	44.6	44.6
	b	0.0	0.0	0.0
	$R_1 < R < R_2$ a	0.0	0.0	0.0
	b	1.12	1.12	1.12
	$0.05 < R_2$ a	-7.4	-7.4	-7.4
	b	1.49	1.49	1.49

項目	前柱	後柱	前柱	後柱	前柱	後柱	
	左柱(Lc)	右柱(Rc)	左柱(Lc)	右柱(Rc)	左柱(Lc)	右柱(Rc)	
柱特性	ヤング係数 E(N/mm ²)	8,900	8,480	8,900	8,480	8,900	8,480
	断面2次モーメント I (mm ⁴)	1.73E+07	1.73E+07	1.73E+07	1.73E+07	1.73E+07	1.73E+07
変位	2層強制変形 δ_2 (mm)	193.5	193.5	145.1	145.1	97.7	97.7
	1層強制変形 δ_1 (mm)	96.8	93.5	96.8	93.5	96.8	93.5
	強制変形 R2(rad)	5.00E-02	5.17E-02	2.50E-02	2.67E-02	5.00E-04	2.21E-03
	強制変形 R1(rad)	5.00E-02	4.83E-02	5.00E-02	4.83E-02	5.00E-02	4.83E-02
強制変位による 応力	柱モーメント Mfd(kNm)	0.00	-0.39	2.98	2.45	5.90	5.24
	荷重 P1(kN)	0	-0.40	3.08	2.53	6.10	5.41
	2層柱脚モーメント M2fd(kNm)	0.00	0.39	-2.98	-2.45	-5.90	-5.24
	1層柱頭モーメント M1fd(kNm)	0.00	-0.39	2.98	2.45	5.90	5.24
	2層柱せん断力 Q2fd(kN)	0	0.20	-1.54	-1.27	-3.05	-2.71
1層柱せん断力 Q1fd(kN)	0	-0.20	1.54	1.27	3.05	2.71	
接合部モーメント による応力	2層柱脚モーメント M2c(kNm)	1.42	0.00	1.01	0.00	0.62	0.00
	1層柱頭モーメント M1c(kNm)	1.42	0.00	1.01	0.00	0.62	0.00
	2層柱せん断力 Q2c(kN)	0.73	0.00	0.52	0.00	0.32	0.00
	1層柱せん断力 Q1c(kN)	0.73	0.00	0.52	0.00	0.32	0.00
柱頭・柱脚 モーメントによる 応力	2層柱頭モーメント M2Tt(kNm)	1.12	1.10	1.12	1.12	0.02	0.10
	1層柱脚モーメント M1Bt(kNm)	1.12	1.12	1.12	1.12	1.12	1.12
	2層柱脚モーメント M2Bt(kNm)	0.00	-0.01	0.00	0.00	-0.55	-0.51
	1層柱頭モーメント M1Tt(kNm)	0.00	0.01	0.00	0.00	0.55	0.51
	2層柱せん断力 Q2t(kN)	0.58	0.57	0.58	0.58	-0.27	-0.21
	1層柱せん断力 Q1t(kN)	0.58	0.58	0.58	0.58	0.86	0.84
応力重ね合わせ	2層柱頭モーメント M2T(kNm)	1.12	1.10	1.12	1.12	0.02	0.10
	2層柱脚モーメント M2B(kNm)	1.42	0.38	-1.97	-2.45	-5.83	-5.74
	1層柱頭モーメント M1T(kNm)	1.42	-0.38	3.99	2.45	7.06	5.74
	1層柱脚モーメント M1B(kNm)	1.12	1.12	1.12	1.12	1.12	1.12
	2層層せん断力 Q2(kN)	1.31	0.77	-0.44	-0.69	-3.00	-2.92
	1層層せん断力 Q1(kN)	1.31	0.38	2.64	1.84	4.23	3.55
梁上端・下端位置 モーメント補正	2層柱頭モーメント M2T(kNm)	1.12	1.10	1.12	1.12	0.02	0.10
	2層柱脚モーメント M2B(kNm)	1.24	0.28	-1.91	-2.36	-5.43	-5.35
	1層柱頭モーメント M1T(kNm)	1.24	-0.43	3.64	2.20	6.49	5.27
	1層柱脚モーメント M1B(kNm)	1.12	1.12	1.12	1.12	1.12	1.12

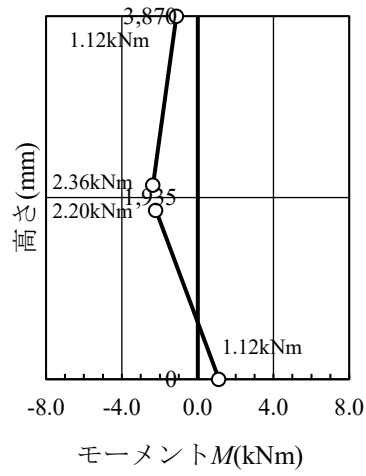


(e) 実験 柱曲げモーメント・せん断力図

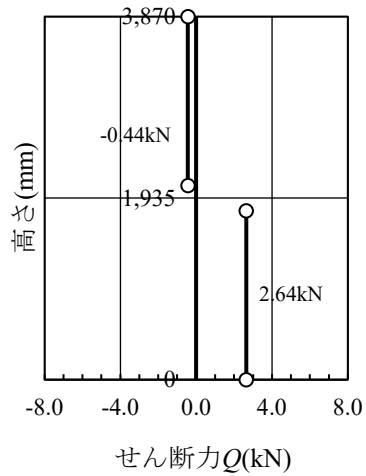
図 6-43 試験体 K $R_1 : R_2 = 1 : 1$, $R_1 = 1/20(\text{rad})$, 正加力時応力図



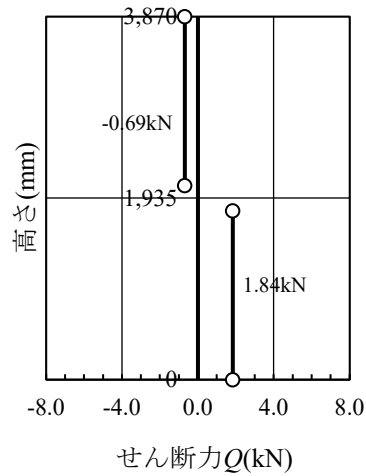
(a) 本評価法 前柱モーメント分布



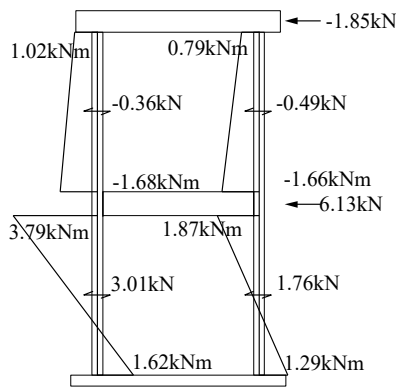
(b) 本評価法 後柱モーメント分布



(c) 本評価法 前柱せん断力分布

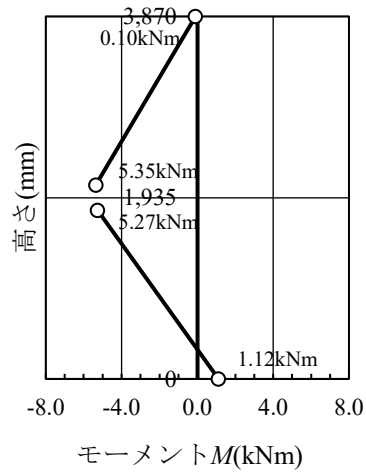
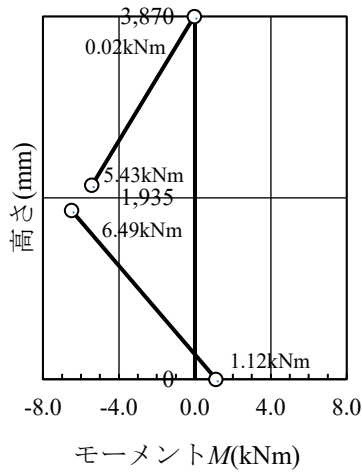


(d) 本評価法 後柱せん断力分布

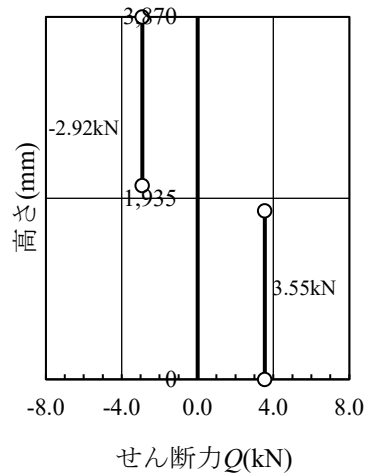
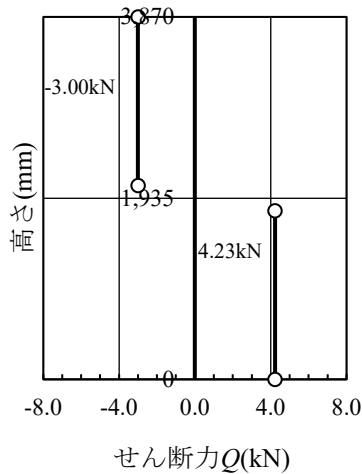


(e) 実験 柱曲げモーメント・せん断力図

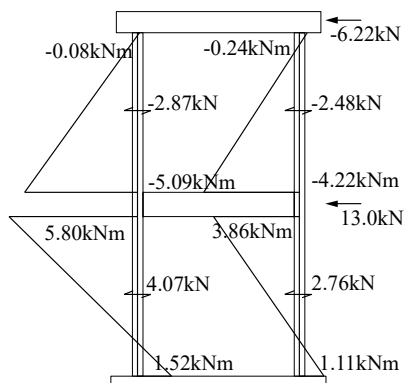
図 6-44 試験体 K $R_1 : R_2 = 1 : 0.5$, $R_1 = 1/20(\text{rad})$, 正加力時応力図



(a) 本評価法 前柱モーメント分布 (b) 本評価法 後柱モーメント分布

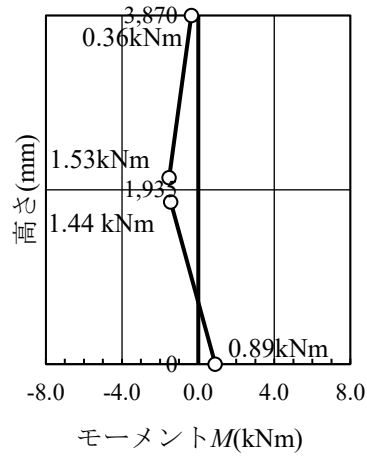
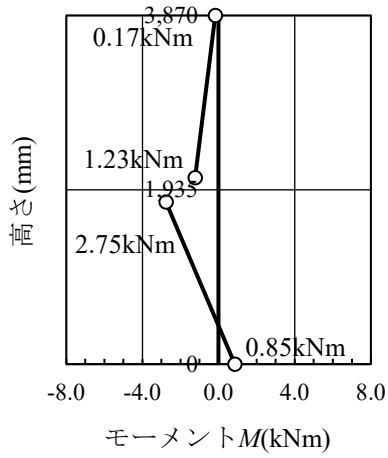


(c) 本評価法 前柱せん断力分布 (d) 本評価法 後柱せん断力分布

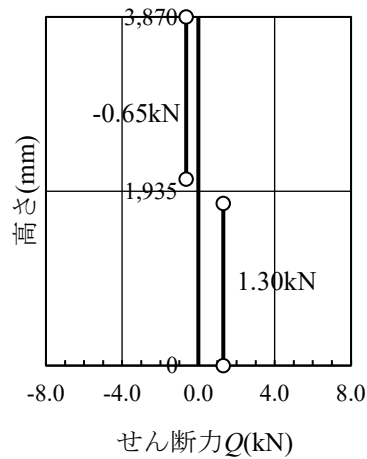
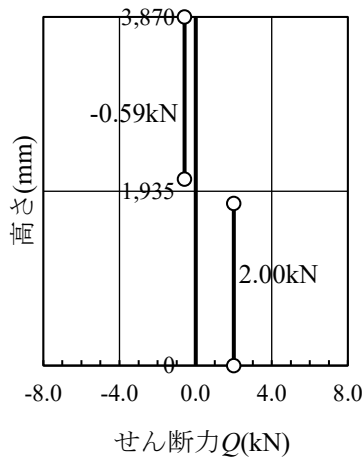


(e) 実験 柱曲げモーメント・せん断力図

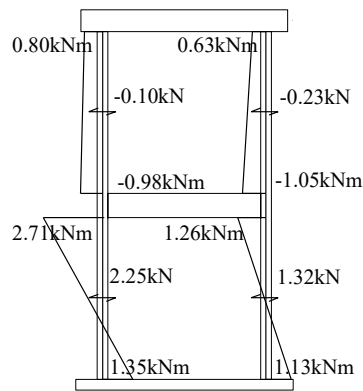
図 6-45 試験体 K $R_1 : R_2 = 1 : 0$, $R_1 = 1/20(\text{rad})$, 正加力時応力図



(a) 本評価法 前柱モーメント分布 (b) 本評価法 後柱モーメント分布



(c) 本評価法 前柱せん断力分布 (d) 本評価法 後柱せん断力分布



(e) 接合部の引抜き降伏が生じたと推定されるステップ時の柱曲げモーメント・せん断力図

図 6-46 試験体 K 正加力時 前柱接合部引抜き降伏時推定応力と実験での応力

6.4 通し柱を有する 2 層軸組架構の復元力特性の推定

6.4.1 通し柱を有する 2 層軸組架構の復元力特性の推定方法の提案

本節では、前節までで示した 2 層軸組架構の接合部引抜け降伏時の層間変形角および層せん断力の推定手法を用い、また、第 2 章で確認された接合部曲げモーメントと層間変形比との関係を定式化し、簡易な計算で軸組架構各層の復元力特性の推定を行う手法を示す。

2 層軸組架構各層の復元力特性は、トリリニア型でモデル化するものとし、推定手法は以下の手順による。また、図 6-47 に本提案手法における軸組架構各層の復元力特性の設定手法を図示する。

- 第1層と第2層の層間変形角比を設定する。
- 各層の初期剛性 K_{i_0} は、1層の層間変形角が $1/50\text{rad}$ 時の各層の層せん断力を各層の層間変形角で除したものとする。各層の層間変形角は、1層の層間変形角および設定した層間変形角比による2層の層間変形角である。
- $1/50\text{rad}$ 時の各層の層せん断力は、6.3.2で示した層せん断力の推定手法を用いて求める。1層の層間変形角が $1/50\text{rad}$ 時には、6.3.2で示した層せん断力の推定手法と同様、図6-48に示すように接合部曲げモーメントは前柱のみに生ずるものとするが、後柱の接合部の引抜け変形は生じないものとする。
- 各層の第1折れ点は、1層の層間変形角が $1/100\text{rad}$ の時とし、第1折れ点強度 Q_{i_1} は各層の初期剛性 K_{i_0} に各層の層間変形角 R_{i_1} を乗じて求める。
- 第2分枝剛性 K_{i_1} は初期剛性 K_{i_0} に第2分枝剛性比 α_2 を乗じて求める。第2分枝剛性比 α_2 は、ここでは 0.75 とする。
- 各層の第2折れ点は、接合部が引抜け破壊する層間変形角および強度とする。第2折れ点の層間変形角 R_{i_2} は、6.3.1で示した接合部引抜け破壊時層間変形角の推定方法層せん断力の推定手法を用いて求める。第2折れ点強度 Q_{i_2} は、第2分枝の層間変形角 R_{i_2} 時の強度とする。
- 第3分枝は、第2折れ点から、層間変形角は1層が $1/20\text{rad}$ 時の各層の層間変形角 R_{i_3} 、層せん断力は1層の層間変形角が $1/20\text{rad}$ 時の各層のせん断力 Q_{i_3} を目指すものとする。各層のせん断力 Q_{i_3} は、6.3.2で示した層せん断力の推定手法を用いて1層の層間変形角が $1/20\text{rad}$ 時の各層の層せん断力として求める。

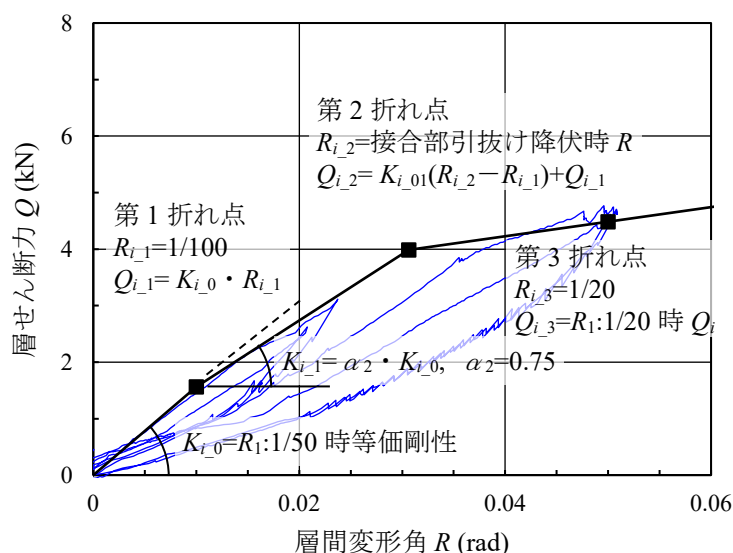
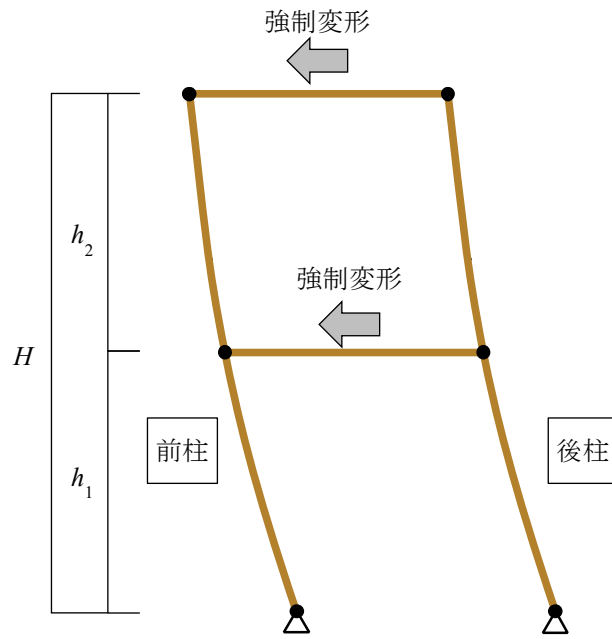
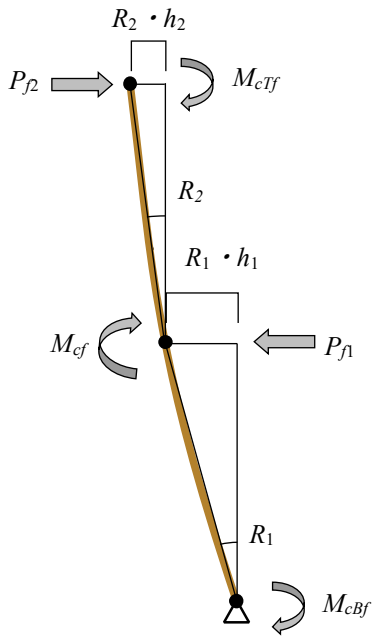


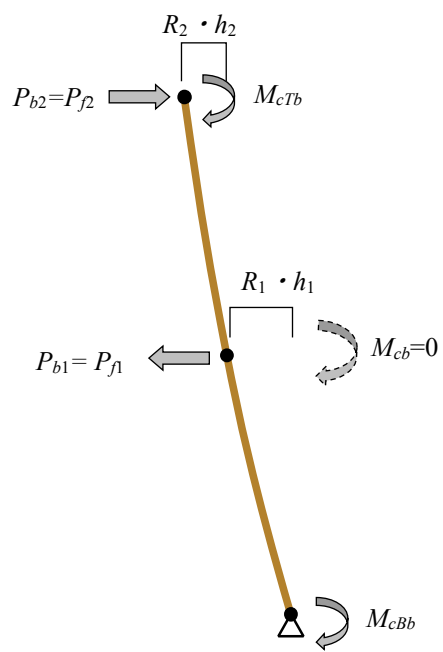
図 6-47 提案手法における軸組架構各層の復元力特性の設定手法



(a) 架構全体の变形



(b) 前柱作用外力



(c) 後柱作用外力

図 6-48 $R_1 = 1/50\text{rad}$ 時の 2 層軸組架構の变形と作用外力

6.4.2 復元力特性の推定結果

前項で示した手順により求めた、2層軸組架構の接合部降伏時層間変形角を2層軸組架構の各層の復元力特性の計算例を表6-7に、その計算過程を表6-8に示す。計算例では復元力特性は試験体Kを対象とし、層間変形角比として $R_1:R_2$ が1:1, 1:0.75, 1:0.5, 1:0.25, 1:0.01の5ケースについて計算している。試験体Kの実験における層間変形角比が1:0のケースについては、2層の層間変形角を0とすると計算が不可能となるため、変形角比を1:0.01として近似値で計算を行っている。1/20rad変形時の接合部の降伏時引抜け変形 x_{pv} については、6.3.1と同様に3.3mmとしている。計算は表計算ソフトにより行っている。

$R_1:R_2$ が1:1, 1:0.5, 1:0.01のケースについて、計算によって求めた各層の復元力特性を試験体Kの実験で得られた復元力特性に重ね合わせたものを図6-49に示す。また、実験では行っていない $R_1:R_2$ が1:0.75, 1:0.25のケースの復元力特性を推定したものを図6-50に、 $R_1:R_2$ の1:1, 1:0.75, 1:0.5, 1:0.25, 1:0.01の5ケースの復元力特性を各層ごとに重ね合わせたものを図6-51に示す。図中のグラフでは、計算で得られた折れ点を■で表示している。

図6-49より、 $R_1:R_2$ が1:1, 1:0.5および1:0.01のケースについて、推定による復元力特性は、 $R_1:R_2$ が1:0.01のケースの第2折れ点以降を除き、実験結果と良い対応を示している。また、図6-51より、本提案手法による推定復元力特性は、 $R_1:R_2$ の変化に対し連続的に剛性・強度が変化するのが見てとれる。 $R_1:R_2$ が1:0.01のケースについては、第2折れ点とした接合部が引抜け破壊する層間変形角が1/20radに近くなったため第2折れ点以降の復元力が負勾配となっており、第3分枝以降の復元力の設定が課題であるが、補正を加えかつ推定手法の適用範囲を1/20rad以下とすることで十分適用可能である。以上より、提案手法はよい精度で軸組架構の復元力特性を推定できると考えられる。

ここで示した通し柱を有する軸組架構各層の復元力特性の推定については、架構を構成する部材の強度・剛性特性を把握し2層各層の変形分布を仮定すれば、第2章で示した各層の変形分布の違いによって異なる架構各層の復元力特性の違いを容易に評価することができ、限界耐力計算などの地震時応答値の推定の際に容易に復元力特性を設定することを可能としている。

なお、本提案手法により復元力特性を推定し限界耐力計算を行う場合、実験結果から分かるように、履歴によるエネルギーの消費は期待できないため、軸組架構負担分せん断力の履歴による等価粘性減衰定数は0とすることが望ましいと考えられる。

表 6-7 各層の復元力特性の計算例 (試験体 K)

層間変形角比 $R_1:R_2$		1:1	1:0.75	1:0.5	1:0.25	1:0.01
接合部の降伏時引抜け変形 x_{py} (mm)		3.30	3.30	3.30	3.30	3.30
接合部降伏時の 接合部回転角 θ_y (rad) $\theta_y = 1/167 \times x_{py}$		1.98×10^{-2}	1.98×10^{-2}	1.98×10^{-2}	1.98×10^{-2}	1.98×10^{-2}
θ/R_{1jy} (θ : 接合部回転角)		0.890	0.768	0.645	0.523	0.405
接合部降伏時の 1層層間変形角 R_{1jy} (rad)		2.22×10^{-2}	2.57×10^{-2}	3.06×10^{-2}	3.78×10^{-2}	4.88×10^{-2}
$R_1=1/50$ rad 時 層間変形角(rad)	2層	2.00×10^{-2}	1.50×10^{-2}	1.00×10^{-2}	5.00×10^{-3}	2.00×10^{-4}
	1層	2.00×10^{-2}	2.00×10^{-2}	2.00×10^{-2}	2.00×10^{-2}	2.00×10^{-2}
$R_1=1/50$ rad 時 層せん断力(kN)	2層	1.46	0.44	-0.59	-1.61	-2.60
	1層	1.46	2.10	2.74	3.38	4.00
初期剛性 K_{i0} (kN/rad)	2層 K_{20}	73.1	29.2	-58.7	-322.3	-1.30×10^4
	1層 K_{10}	73.1	105.1	137.1	169.1	199.8
第1折れ点層間変形角 R_{i1} (rad)	2層 R_{21}	1.00×10^{-2}	7.50×10^{-3}	5.00×10^{-3}	2.50×10^{-3}	1.00×10^{-4}
	1層 R_{11}	1.00×10^{-2}	1.00×10^{-2}	1.00×10^{-2}	1.00×10^{-2}	1.00×10^{-2}
第1折れ点強度 Q_{i1} (kN)	2層 Q_{21}	0.73	0.22	-0.29	-0.81	-1.30
	1層 Q_{11}	0.73	1.05	1.37	1.69	2.00
第2分枝剛性 K_{i1} (kN/rad)	2層 K_{21}	54.8	21.9	-44.0	-241.7	-9.73×10^3
	1層 K_{11}	54.8	78.8	102.8	126.8	149.8
第2折れ点層間変形角 R_{i2} (rad) (1層は R_{1jy})	2層 R_{22}	2.22×10^{-2}	1.93×10^{-2}	1.53×10^{-2}	9.45×10^{-3}	4.88×10^{-4}
	1層 R_{12}	2.22×10^{-2}	2.57×10^{-2}	3.06×10^{-2}	3.78×10^{-2}	4.88×10^{-2}
第2折れ点強度 Q_{i2} (kN)	2層 Q_{22}	1.40	0.48	-0.75	-2.49	-5.07
	1層 Q_{12}	1.40	2.29	3.49	5.22	7.81
1層 $R_1=0.05$ rad 時 層せん断力 $Q_{i0.05}$ (kN)	2層 R_{22}	2.08	0.48	-1.13	-3.55	-5.92
	1層 R_{12}	1.69	3.09	4.48	6.15	7.77
第3分枝剛性 K_{i2} (kN/rad)	2層 K_{22}	24.3	0.01	-39.6	-347.6	-7.07×10^4
	1層 K_{12}	10.4	32.7	51.2	76.7	-33.7

表 6-8 各層の復元力特性の計算例 計算過程 (試験体 K) (1)

■ 通し柱の応力・層せん断力算定 モーメントは時計回りを正とする

降伏後剛性低下率 0.75
 $\square R1=1/50rad$

R1(rad)		0.02				
架構形状	H(mm)	3,870	3,870	3,870	3,870	3,870
	h2(mm)	1,935	1,935	1,935	1,935	1,935
	h1(mm)	1,935	1,935	1,935	1,935	1,935
想定層間変形角	R2/R1	1.00	0.75	0.50	0.25	0.01
	R1(rad)	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02
	R2(rad)	0.02	0.015	0.01	0.005	0.00
	xpy(mm)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
前柱 接合部 モーメント特性	$\theta/R1$	0.92	0.80	0.69	0.57	0.45
	θ	0.02	0.02	0.01	0.01	0.01
	$Mc=\alpha R1^{1/3}$ $\alpha=a(R2/R1)+b$ a	4.40	4.40	4.40	4.40	4.40
		3.30	3.30	3.30	3.30	3.30
	α	7.7	6.6	5.5	4.4	3.344
前柱接合部モーメントMc(kNm)		2.1	1.8	1.5	1.2	0.9
柱短ほぞ差し接合 柱頭・柱脚 モーメント特性 M=aR+b	R1(rad)	0.025	0.025	0.025	0.025	0.025
	R2(rad)	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05
	0<R<R1 a	44.6	44.6	44.6	44.6	44.6
	b	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	R1<R<R2 a	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	b	1.12	1.12	1.12	1.12	1.12
	0.05<R2 a	-7.4	-7.4	-7.4	-7.4	-7.4
b	1.49	1.49	1.49	1.49	1.49	

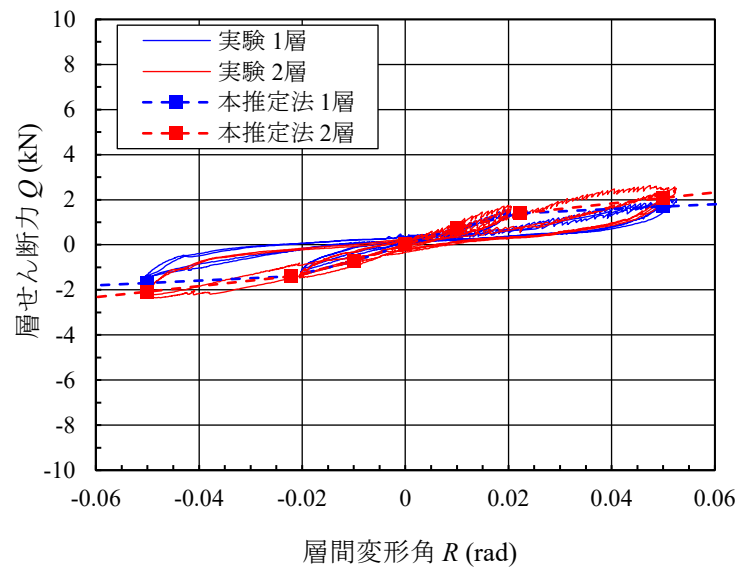
項目	前柱 左柱(Lc)	後柱 右柱(Rc)	前柱 左柱(Lc)	後柱 右柱(Rc)	前柱 左柱(Lc)	後柱 右柱(Rc)	前柱 左柱(Lc)	後柱 右柱(Rc)	前柱 左柱(Lc)	後柱 右柱(Rc)
柱特性	ヤング係数E(N/mm ²)	8,900	8,480	8,900	8,480	8,900	8,480	8,900	8,480	8,900
	断面2次モーメント I (mm ⁴)	1.73E+07	1.73E+07	1.73E+07	1.73E+07	1.73E+07	1.73E+07	1.73E+07	1.73E+07	1.73E+07
変位	2層強制変形 $\delta 2$ (mm)	77.4	77.4	67.7	67.7	58.1	58.1	48.4	48.4	39.1
	1層強制変形 $\delta 1$ (mm)	38.7	38.7	38.7	38.7	38.7	38.7	38.7	38.7	38.7
	強制変形 R2(rad)	2.00E-02	2.00E-02	1.50E-02	1.50E-02	1.00E-02	1.00E-02	5.00E-03	5.00E-03	2.00E-04
	強制変形 R1(rad)	2.00E-02	2.00E-02	2.00E-02	2.00E-02	2.00E-02	2.00E-02	2.00E-02	2.00E-02	2.00E-02
強制変位による応力	柱モーメント Mfd(kNm)	0.00	0.00	0.60	0.57	1.19	1.14	1.79	1.70	2.36
	荷重 P1(kN)	0.00	0.00	0.62	0.59	1.23	1.17	1.85	1.76	2.44
	2層柱脚モーメント M2fd(kNm)	0.00	0.00	-0.60	-0.57	-1.19	-1.14	-1.79	-1.70	-2.36
	1層柱頭モーメント M1fd(kNm)	0.00	0.00	0.60	0.57	1.19	1.14	1.79	1.70	2.36
接合部モーメントによる応力	2層柱せん断力 Q2fd(kN)	0.00	0.00	-0.31	-0.29	-0.62	-0.59	-0.92	-0.88	-1.22
	1層柱せん断力 Q1fd(kN)	0.00	0.00	0.31	0.29	0.62	0.59	0.92	0.88	1.22
	2層柱脚モーメント M2c(kNm)	1.05	0.00	0.90	0.00	0.75	0.00	0.60	0.00	0.45
	1層柱頭モーメント M1c(kNm)	1.05	0.00	0.90	0.00	0.75	0.00	0.60	0.00	0.45
柱頭・柱脚モーメントによる応力	2層柱頭モーメント M2Tt(kNm)	0.89	0.89	0.67	0.67	0.45	0.45	0.22	0.22	0.01
	1層柱脚モーメント M1Bt(kNm)	0.89	0.89	0.89	0.89	0.89	0.89	0.89	0.89	0.89
	2層柱脚モーメント M2Bt(kNm)	0.00	0.00	-0.11	-0.11	-0.22	-0.22	-0.33	-0.33	-0.44
	1層柱頭モーメント M1Tt(kNm)	0.00	0.00	0.11	0.11	0.22	0.22	0.33	0.33	0.44
	2層柱せん断力 Q2t(kN)	0.46	0.46	0.29	0.29	0.12	0.12	-0.06	-0.06	-0.22
	1層柱せん断力 Q1t(kN)	0.46	0.46	0.52	0.52	0.58	0.58	0.63	0.63	0.69
応力重ね合わせ	2層柱頭モーメント M2T(kNm)	0.89	0.89	0.67	0.67	0.45	0.45	0.22	0.22	0.01
	2層柱脚モーメント M2B(kNm)	1.05	0.00	0.19	-0.68	-0.67	-1.36	-1.53	-2.04	-2.35
	1層柱頭モーメント MIT(kNm)	1.05	0.00	1.60	0.68	2.16	1.36	2.72	2.04	3.26
	1層柱脚モーメント M1B(kNm)	0.89	0.89	0.89	0.89	0.89	0.89	0.89	0.89	0.89
	2層層せん断力 Q2(kN)	1.00	0.46	0.44	-0.01	-0.12	-0.47	-0.67	-0.94	-1.21
1層層せん断力 Q1(kN)	1.00	0.46	1.29	0.81	1.58	1.16	1.87	1.51	2.14	
初期剛性の計算	Q2(kN)	1.46		0.44		-0.59		-1.61		-2.60
	K2(kN/rad)	73.1		29.2		-58.7		-322.3		-12975.5
	Q1(kN)	1.46		2.10		2.74		3.38		4.00
降伏後剛性	K1(kN/rad)	73.1		105.1		137.1		169.1		199.8
	K2(kN/rad)	54.8		21.9		-44.0		-241.7		-9731.7
	K1(kN/rad)	54.8		78.8		102.8		126.8		149.8

表 6-8 各層の復元力特性の計算例 計算過程 (試験体 K) (2)

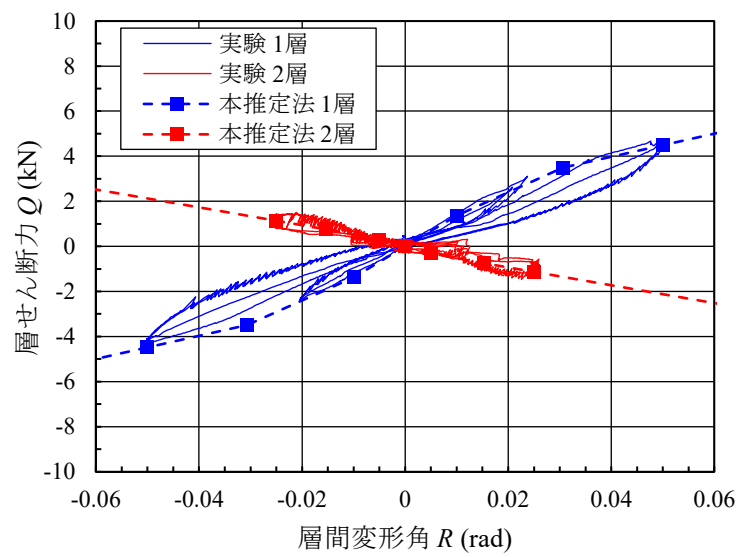
□R1=1/20rad

R1(rad)		3,870		3,870		0.05		3,870		3,870	
架構形状	H(mm)	3,870	3,870	3,870	3,870	3,870	3,870	3,870	3,870	3,870	3,870
	h2(mm)	1,935	1,935	1,935	1,935	1,935	1,935	1,935	1,935	1,935	1,935
	h1(mm)	1,935	1,935	1,935	1,935	1,935	1,935	1,935	1,935	1,935	1,935
想定層間変形角	R2/R1	1.00	0.75	0.50	0.25	0.25	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01
	R1(rad)	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05
	R2(rad)	0.05	0.0375	0.025	0.0125	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	xpy(mm)	3.3	3.3	3.3	3.3	3.3	3.3	3.3	3.3	3.3	3.3
前柱 接合部 モーメント特性	$\theta/R1$	0.92	0.80	0.69	0.57	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
	θ	0.05	0.04	0.03	0.03	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02
	$Mc=\alpha R1^{1/3}$ $\alpha=a(R2/R1)+b$	4.40	4.40	4.40	4.40	4.40	4.40	4.40	4.40	4.40	4.40
	a	3.30	3.30	3.30	3.30	3.30	3.30	3.30	3.30	3.30	3.30
	b	7.7	6.6	5.5	4.4	3.344	3.344	3.344	3.344	3.344	3.344
	前柱接合部モーメントMc(kNm)	2.8	2.4	2.0	1.6	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2
柱短ほぞ差し接合 柱頭・柱脚 モーメント特性 $M=aR+b$	R1(rad)	0.025	0.025	0.025	0.025	0.025	0.025	0.025	0.025	0.025	0.025
	R2(rad)	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05
	$0<R<R1$ a	44.6	44.6	44.6	44.6	44.6	44.6	44.6	44.6	44.6	44.6
	b	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	$R1<R<R2$ a	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	b	1.12	1.12	1.12	1.12	1.12	1.12	1.12	1.12	1.12	1.12
	$0.05<R2$ a	-7.4	-7.4	-7.4	-7.4	-7.4	-7.4	-7.4	-7.4	-7.4	-7.4
	b	1.49	1.49	1.49	1.49	1.49	1.49	1.49	1.49	1.49	1.49

項目		前柱 左柱(Lc)	後柱 右柱(Rc)	前柱 左柱(Lc)	後柱 右柱(Rc)	前柱 左柱(Lc)	後柱 右柱(Rc)	前柱 左柱(Lc)	後柱 右柱(Rc)	前柱 左柱(Lc)	後柱 右柱(Rc)
柱特性	ヤング係数E(N/mm ²)	8,900	8,480	8,900	8,480	8,900	8,480	8,900	8,480	8,900	8,480
	断面2次モーメント I (mm ⁴)	1.73E+07	1.73E+07	1.73E+07	1.73E+07	1.73E+07	1.73E+07	1.73E+07	1.73E+07	1.73E+07	1.73E+07
変位	2層強制変形 δ_2 (mm)	193.5	193.5	169.3	169.3	145.1	145.1	120.9	120.9	97.7	97.7
	1層強制変形 δ_1 (mm)	96.8	93.5	96.8	93.5	96.8	93.5	96.8	93.5	96.8	93.5
	強制変形 R2(rad)	5.00E-02	5.17E-02	3.75E-02	3.92E-02	2.50E-02	2.67E-02	1.25E-02	1.42E-02	5.00E-04	2.21E-03
	強制変形 R1(rad)	5.00E-02	4.83E-02	5.00E-02	4.83E-02	5.00E-02	4.83E-02	5.00E-02	4.83E-02	5.00E-02	4.83E-02
強制変位による応力	柱モーメント Mfd(kNm)	0.00	-0.39	1.49	1.03	2.98	2.45	4.47	3.87	5.90	5.24
	荷重 P1(kN)	0	-0.40	1.54	1.07	3.08	2.53	4.62	4.00	6.10	5.41
	2層柱脚モーメントM2fd(kNm)	0.00	0.39	-1.49	-1.03	-2.98	-2.45	-4.47	-3.87	-5.90	-5.24
	1層柱頭モーメントM1fd(kNm)	0.00	-0.39	1.49	1.03	2.98	2.45	4.47	3.87	5.90	5.24
	2層柱せん断力 Q2fd(kN)	0	0.20	-0.77	-0.53	-1.54	-1.27	-2.31	-2.00	-3.05	-2.71
接合部モーメント による応力	1層柱せん断力 Q1fd(kN)	0	-0.20	0.77	0.53	1.54	1.27	2.31	2.00	3.05	2.71
	2層柱脚モーメント M2c(kNm)	1.42	0.00	1.22	0.00	1.01	0.00	0.81	0.00	0.62	0.00
	1層柱頭モーメント M1c(kNm)	1.42	0.00	1.22	0.00	1.01	0.00	0.81	0.00	0.62	0.00
	2層柱せん断力 Q2c(kN)	0.73	0.00	0.63	0.00	0.52	0.00	0.42	0.00	0.32	0.00
	1層柱せん断力 Q1c(kN)	0.73	0.00	0.63	0.00	0.52	0.00	0.42	0.00	0.32	0.00
柱頭・柱脚 モーメントによる 応力	2層柱頭モーメント M2Tt(kNm)	1.12	1.10	1.12	1.12	1.12	1.12	0.56	0.63	0.02	0.10
	1層柱脚モーメント M1Bt(kNm)	1.12	1.12	1.12	1.12	1.12	1.12	1.12	1.12	1.12	1.12
	2層柱脚モーメント M2Bt(kNm)	0.00	-0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.28	-0.24	-0.55	-0.51
	1層柱頭モーメント M1Tt(kNm)	0.00	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.28	0.24	0.55	0.51
	2層柱せん断力 Q2t(kN)	0.58	0.57	0.58	0.58	0.58	0.58	0.14	0.20	-0.27	-0.21
応力重ね合わせ	1層柱せん断力 Q1t(kN)	0.58	0.58	0.58	0.58	0.58	0.58	0.72	0.70	0.86	0.84
	2層柱頭モーメント M2T(kNm)	1.12	1.10	1.12	1.12	1.12	1.12	0.56	0.63	0.02	0.10
	2層柱脚モーメント M2B(kNm)	1.42	0.38	-0.27	-1.03	-1.97	-2.45	-3.94	-4.11	-5.83	-5.74
	1層柱頭モーメント M1T(kNm)	1.42	-0.38	2.71	1.03	3.99	2.45	5.56	4.11	7.06	5.74
	1層柱脚モーメント M1B(kNm)	1.12	1.12	1.12	1.12	1.12	1.12	1.12	1.12	1.12	1.12
2層層せん断力 Q2(kN)	1.31	0.77	0.43	0.04	-0.44	-0.69	-1.75	-1.80	-3.00	-2.92	
1層層せん断力 Q1(kN)	1.31	0.38	1.97	1.11	2.64	1.84	3.45	2.70	4.23	3.55	

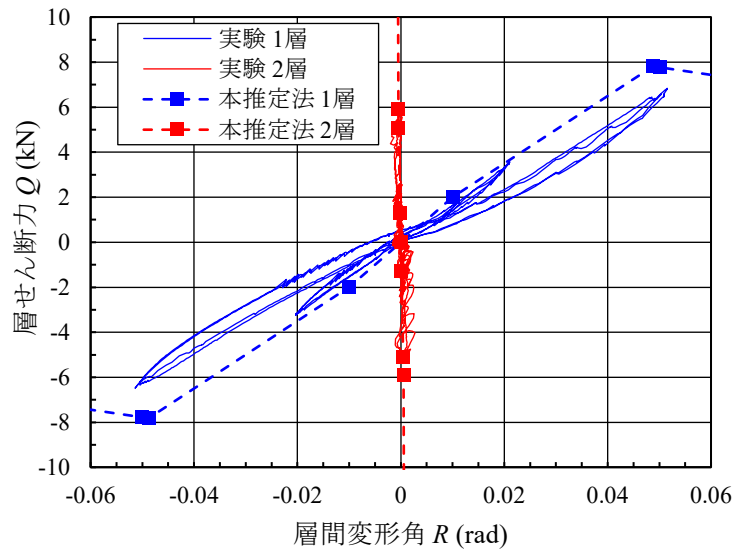


(a) $R_1 : R_2 = 1 : 1$



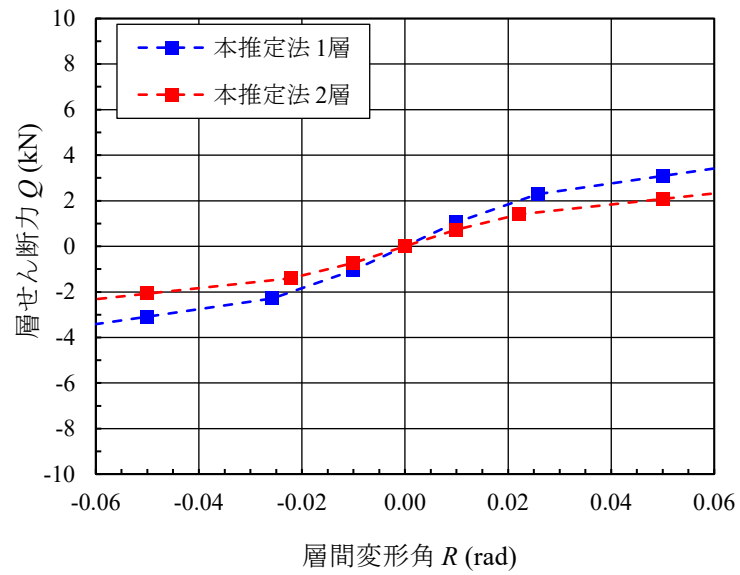
(b) $R_1 : R_2 = 1 : 0.5$

図 6-49 提案手法による推定復元力特性と実験の復元力特性の比較（試験体 K）(1)

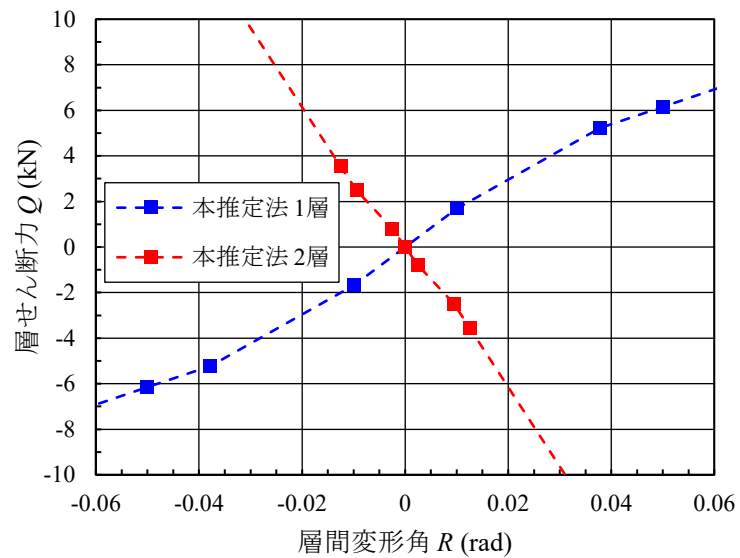


(c) $R_1 : R_2 = 1 : 0.01$

図 6-49 提案手法による推定復元力特性と実験の復元力特性の比較 (試験体 K) (2)

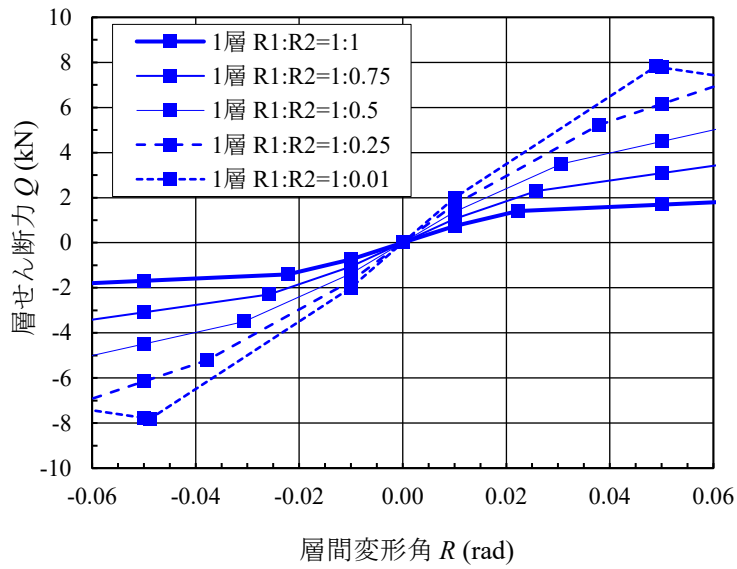


(a) $R_1 : R_2 = 1 : 0.75$

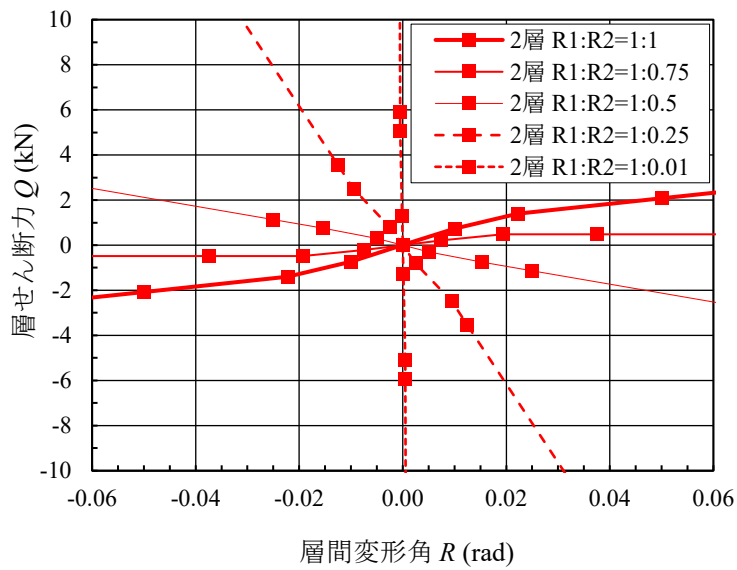


(b) $R_1 : R_2 = 1 : 0.25$

図 6-50 提案手法による復元力特性の推定 (試験体 K)



(a) 1層



(b) 2層

図 6-51 提案手法による推定復元力特性の層間変形角比による比較 (試験体 K)

6.5 通し柱を有する 2 層軸組架構における破壊モードの推定

6.5.1 通し柱を有する 2 層軸組架構における破壊モードの推定方法の提案

表 6-9 に、通し柱を有する 2 層軸組架構において想定する柱の破壊モードを示す。ここでは、接合部の降伏が栓の中央曲げ降伏あるいはほぞの端抜けであると、柱の破壊モードは、柱が前柱の場合の破壊、柱が後柱の場合の破壊に分けて考える。破壊モードの分類と破壊位置は、以下の考えに基づく。

- ・ 軸組架構の破壊モードは、柱が軸力保持能力を失い架構が崩壊する「曲げ折れ破壊」および「割裂破壊」、あるいは中間層の梁が脱落し 2 階床が崩壊する「梁脱落破壊」とする。
- ・ 栓の中央曲げ降伏あるいはほぞの端抜けは、すぐさま架構の崩壊にはつながらないため、柱の破壊モードには含めない。栓の中央曲げ降伏については、それ以降に続く柱の曲げ折れ破壊あるいは割裂破壊を軸組架構の破壊モードとして扱う。前柱時のほぞの端抜けについては、後柱となった時の端抜けとして扱い、後柱の検討において前柱と後柱の変形差による梁脱落破壊を破壊モードとして扱う。
- ・ 4.4.3 で示したように、接合部の破壊において、割裂破壊が他の破壊モード（栓の曲げあるいはせん断降伏・端抜け破壊）に先行することはなかったため、架構における破壊モードの検討においては、割裂破壊は接合部の破壊モードではなく、柱の破壊モードとして扱う。
- ・ 接合部引抜け破壊に続く、柱が前柱の場合の破壊モードとして、「割裂」 M_{FS} と「曲げ折れ」 M_{Fa} を考える。「曲げ折れ」の位置は、梁からの圧縮力が作用する梁下端位置とする。
- ・ 柱が後柱の場合の破壊モードとして、梁からの引張力による「割裂」 M_{BS} 、3.4.1 で示した栓曲げ降伏後の「ほぞの端抜け」 M_{BT} 、「曲げ折れ」 $M_{Ba} \sim M_{Bd}$ を考える。「曲げ折れ」については、接合部の切欠き形状が変わる位置ごとに検討を行うものとする。また、第 2 章で確認された梁下端位置での圧縮に起因する柱繊維断裂による柱の曲げ折れについては、 M_{Ba} で柱繊維断裂の有無を考慮する。

表 6-9 には、架構の破壊モードを考える場合の各モードの耐力評価法をあわせて示す。各耐力の評価において特記すべき事項は以下の通りである。

- ・ ほぞの端抜け耐力と柱の割裂耐力は、第 4 章での検討により接合部マニュアル耐力評価式は過大評価を与え、現状では適切な耐力評価法がない。そのため、以降の検討では各耐力値を仮定して検討を行う。
- ・ 柱が後柱となった場合の「ほぞの端抜け」 M_{BT} は、端抜け発生後ほぞの引張抵抗が消失するため、ほぞ脱落検討をあわせて行う。
- ・ 柱が後柱となった場合の曲げ耐力の評価には、梁下端位置で柱断裂が生じない場合以外には、2.7 でも示したように、文献(6.4), (6.5)を参考に切欠きが引張側となる場合の有効断面係数を正味断面係数の 0.45 倍として評価する。

表 6-9 通し柱を有する 2 層軸組架構において想定する破壊モード (1)

破壊の部位	接合部		柱	
柱の状態	前柱		前柱	
モード名	M_{CP}	M_{CT}	M_{FS}	M_{Fa}
破壊モード				
破壊形式	栓の 曲げ降伏	ほぞ端抜け	割裂	曲げ折れ
耐力評価	栓の降伏時 引抜き耐力	端抜け耐力 既往耐力評 価式は過大 評価	割裂耐力 既往耐力評 価式は過大 評価	曲げ耐力

(接合部破壊は架構の破壊として
は扱わない)

表 6-9 通し柱を有する 2 層軸組架構において想定する破壊モード (2)

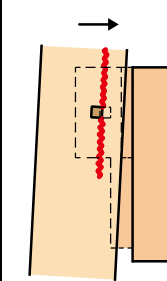
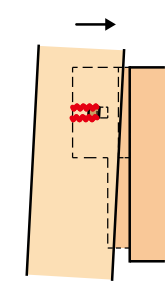
破壊の部位	柱	
柱の状態	後柱	
モード名	M_{BS}	M_{BT}
破壊モード		
破壊形式	割裂	ほぞ端抜け
耐力評価	割裂耐力 既往耐力評価式は過大評価	端抜け耐力 既往耐力評価式は過大評価 脱落の検討をあわせて実施

表 6-9 通し柱を有する 2 層軸組架構において想定する破壊モード (3)

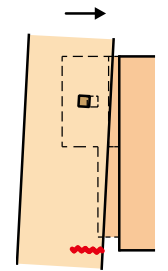
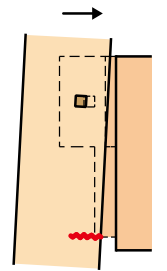
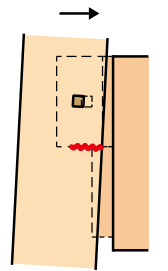
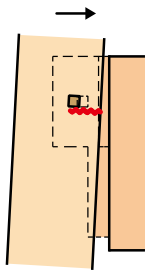
破壊の部位	柱			
柱の状態	後柱			
モード名	M_{Ba-1}, M_{Ba-2}	M_{Bb}	M_{Bc}	M_{Bd}
破壊モード				
破壊形式	曲げ折れ 1 は繊維断裂なし 2 は繊維断裂あり	曲げ折れ	曲げ折れ	曲げ折れ
耐力評価	曲げ耐力 1:低減無し 2:低減率 0.45	低減率 0.45	低減率 0.45	低減率 0.45

表 6-9 に示す破壊モードのうち、接合部破壊を除いては、柱の軸力保持能力が失われ崩壊につながる破壊であるため、最初に生じたモードを軸組架構の破壊モードとする。

破壊モードの判定は、次の 2 段階で行う。

- ① 接合部の引抜け降伏が生じた時点での破壊の有無の判定と破壊が生じた場合のモードの判定
- ② 接合部の引抜け降伏が生じたのち、引抜け変形が進んだ後の破壊モードの判定

①については、接合部の破壊自体は軸組架構の崩壊にはすぐさまつながらないが、接合部の破壊に先行して柱の破壊が生じないことを確認するために行う。これについては、前項までで求めた接合部の引抜け降伏が生じる各層の層間変形角・層せん断力に対し、各部位の応力を計算して耐力と比較して破壊モードの破壊が生ずるかどうかを判定する。

②については、接合部の引抜け降伏が生じた後を想定し、接合部の引抜け降伏が生じる層間変形角より大きな層間変形角を仮定して、その時の各部の応力を算定して、各耐力との比をとり余裕度を計算して破壊モードの判定を行う。

上記に示した破壊モードの判定用の変形・応力のイメージを図 6-53 に、判定のフローチャートを図 6-54 に示す。具体的には以下の手順となる。

① 接合部の引抜け降伏時の検討

【前柱・後柱】

- ・前項までの検討で求めた接合部引抜け降伏時の柱の応力に対し、接合部の断面欠損を考慮した柱断面の検定を行うことで、柱曲げ折れの発生の有無を判定する。
- ・柱の曲げ折れが発生しない場合は、接合部引抜け降伏（栓中央曲げ・端抜きのいずれか）が先行し、以降変形が進むものとして②の検討を行う。
- ・柱の曲げ折れが生ずる場合は柱の曲げ折れが先行し、それを破壊モードとする。

② 引抜け変形が進んだ後の検討

- ・接合部の引抜け降伏が生じる層間変形角より大きな検討用の層間変形角 $\alpha R_1 \cdot \alpha R_2$ を仮定する。

【前柱】

- ・仮定した層間変形角に対する柱応力を算定する。柱は梁から圧縮力を受けるため、柱の変形は意図する層間変形と同じである。
- ・「曲げ折れ」 M_{Fa} の耐力を発生応力で除し、余裕度を算定する。
- ・「割裂」 M_{FS} については、割裂が生ずる接合部引抜け変形 x_{ps} を仮定し（第 4 章の実験結果ではおよそ 15mm）、その時の接合部回転角を $\theta_{FS} = 1/167 \times x_{ps}$ として求め、図 6-37 の接合部回転角

と層間変形角の関係から割裂が生ずる R_{IFS} を求め、仮定した層間変形角 ϵR_1 で除したものを余裕度とする。

【後柱】

- ・後柱については、既に接合部の引抜け降伏が生じているとして柱の曲げ折れ破壊と接合部の割裂破壊・ほぞ端抜け破壊の比較を行う。この時、柱の外力は、図 6-39 (c) に示す通り、頂部の変形が意図する加力の変位、2 階床位置に梁からの引張力 P_{b1} が作用する状態である。
- ・図 6-39 (c) 中の P_{b1} は、既に起きた接合部の引抜け降伏のモードにより下記とする。ここでは、ほぞと柱の間の摩擦力は無視する。
 - ・引抜け降伏が栓中央曲げ降伏の場合：図 6-52 に示す栓中央曲げ降伏以降の下降伏点の荷重 P_{ly} となるが、その後の耐力上昇を考慮し、栓中央曲げ降伏耐力とする。
 - ・引抜け降伏が栓せん断降伏の場合：柱の割裂耐力とする。
 - ・接合部の引抜け降伏が端抜けの場合：0 とする。この場合、梁の脱落が生じないかどうかの確認が必要である。具体的には、前柱と後柱の 2 階床位置の変位差が込栓ほぞのかかり代（試験体 K の場合 30mm）を超えるかどうかの確認を行う。

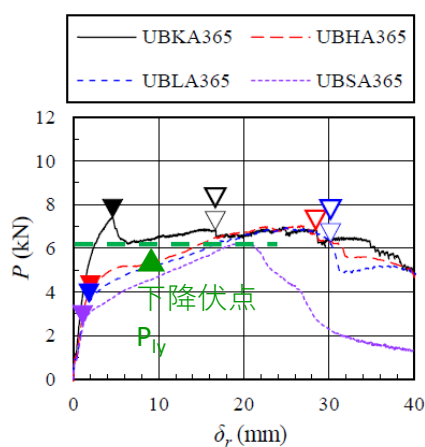
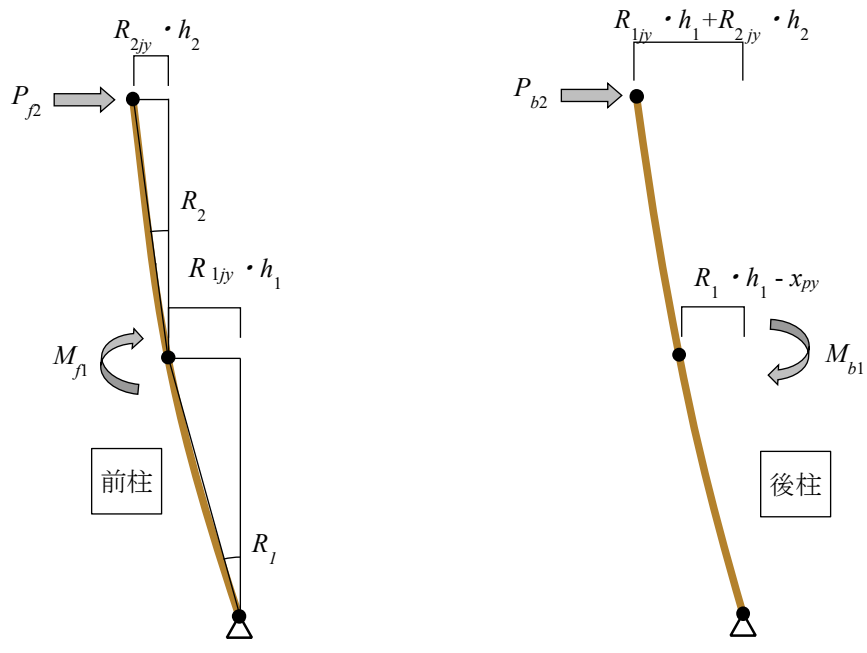
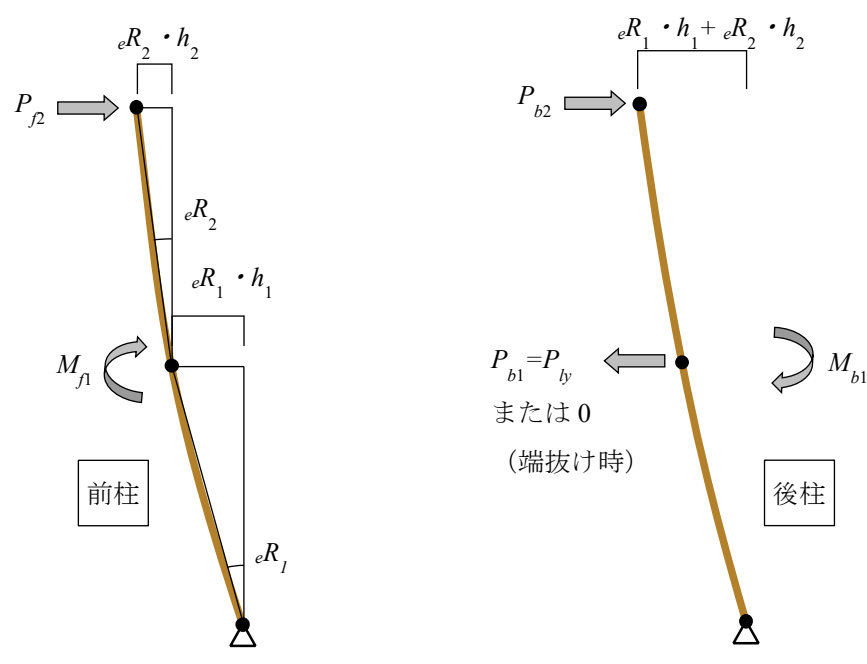


図 6-52 栓中央破壊の場合の下降伏点



(a) 接合部の引抜け降伏が生じる時点



(b) 接合部の引抜け降伏が生じたのちの状態

図 6-53 破壊モードの判定用の変形・応力算定のイメージ

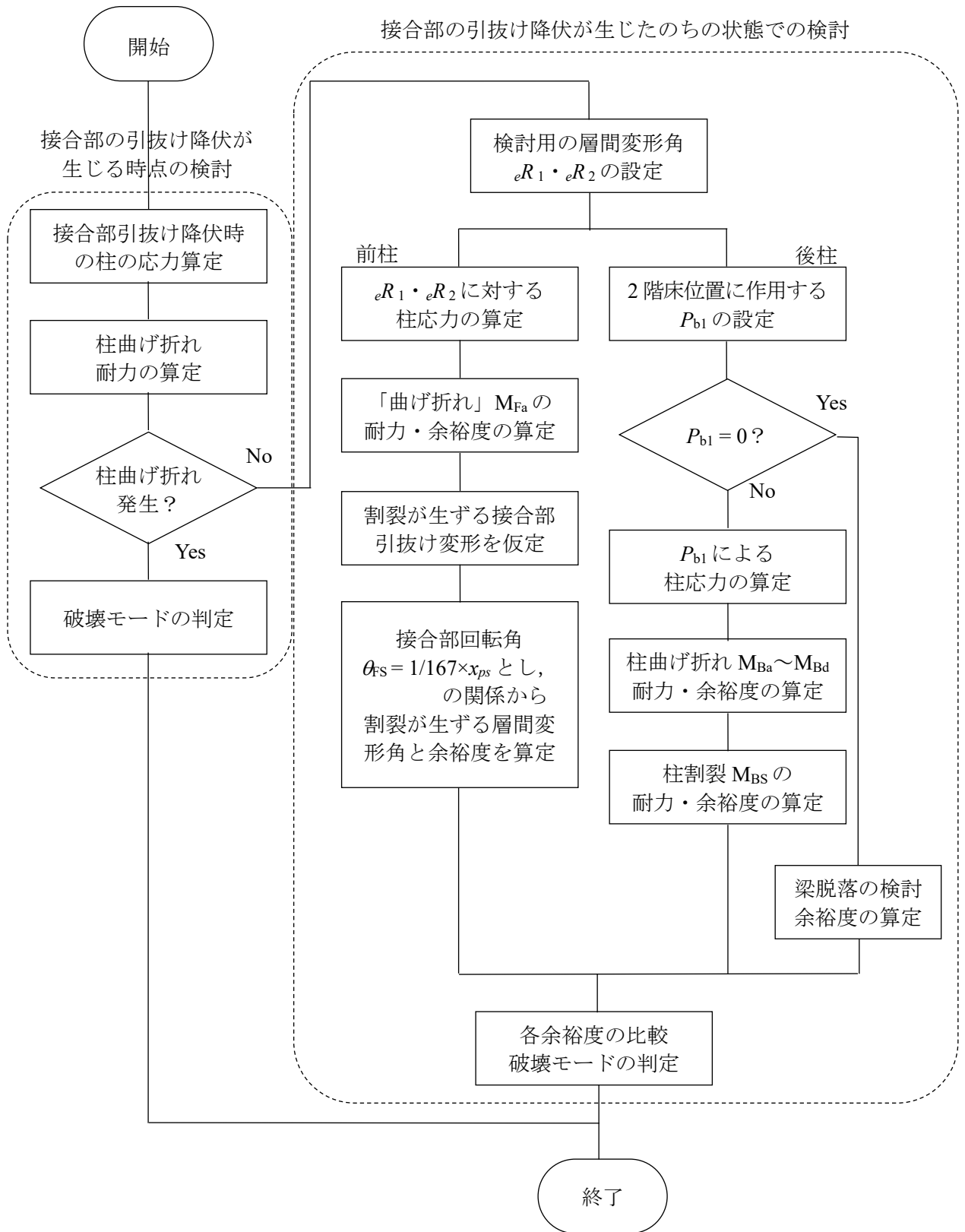
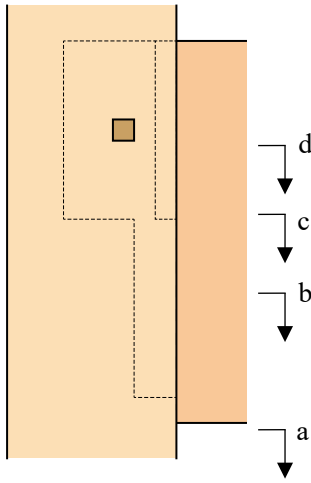
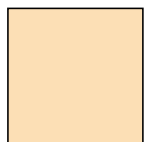
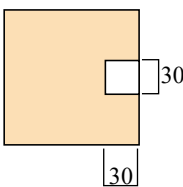
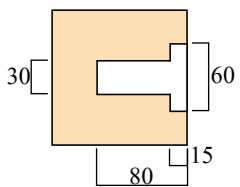
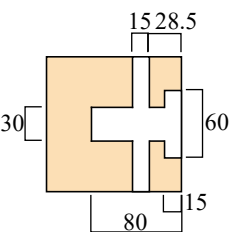


図 6-54 軸組架構の破壊モード判定のフローチャート

表 6-10 に、柱接合部での曲げ耐力の算定結果を試験体 K を例に示す。梁下端圧縮に起因する柱繊維断裂が生ずる場合の接合部切欠きを有する曲げ材の曲げ耐力の評価として、第 2 章と同様に文献 6.4, 6.5)を参考に切欠きが引張側となる場合の有効断面係数を正味断面係数の 0.45 倍として評価する。

前柱については、軸組架構の実験結果より接合部内（梁せい内）の曲げ応力分布は、いずれの層間変形角分布においても梁下端位置で最大となる。したがって、梁下端（1 層柱頭）の曲げモーメントに対して表 6-10 中の a 断面についての柱曲げ折れの検定を行う。後柱については、接合部内のモーメントが梁下端位置より大きくなるため、1 層柱のせん断力により断面検定位置でのモーメントに補正し、a ～ d 各断面での検定を行う。

表 6-10 試験体 K 接合部での柱断面形状と降伏曲げモーメント

接合部形状	 <p>※：柱繊維断裂が生じたのち梁側（本図右側）が引張となる場合、降伏曲げモーメントは 0.45 倍に低減する</p>				
	断面位置	a	b	c	d
柱外形 (mm)	120×120				
断面形状 (mm)					
曲げ強度 F_b (N/mm ²)	試験体 K 左柱：75.6 右柱：71.5				
断面係数 Z_{x1} (mm ³)	288,000	267,868	248,093	239,500	
断面係数 Z_{x2} (mm ³)	288,000	242,357	201,614	169,910	
降伏曲げモーメント M_y (kNm)	左柱	21.8	18.3	15.2	12.9
	右柱	20.6	17.3	14.4	12.2
	※左柱	21.8	—	—	—
	※右柱	20.6	—	—	—

6.5.2 破壊モードの推定結果

前項で述べた推定方法により，試験体 K の実験条件（材料強度・部材形状・載荷条件）を適用して軸組架構の破壊モードを推定した結果を表 6-12 に示す．同表では，下記の諸量について第 4 章での実験結果から下記のように値を仮定して計算を行っている．

- ・柱が後柱となった時の梁から作用する引張力 P_{b1} $P_{b1} = 6.0(\text{kN})$
- ・割裂が生ずる接合部の抜け出し量 x_{ps} $x_{ps} = 15(\text{mm})$
- ・接合部割裂強度 T_{SP} $T_{SP} = 8.0(\text{kN})$

このケースでは，後柱となった時の割裂のモードの余裕度が最も小さく，軸組架構の破壊モードは接合部の引抜け降伏が生じたのちの状態での「後柱の割裂」となった．試験体 K の実験においては，左柱が後柱となった時に割裂が生じている．

表 6-11 に，上記のパラメータを変えた場合の破壊モードの変化を示す．パラメータの設定によって，破壊モードが変化することが見てとれる．

表 6-11 パラメータを変えた場合の破壊モードの変化

後柱に梁から作用する引張力 $P_{b1}(\text{kN})$		6.0	2.0	6.0	6.0
割裂が生ずる接合部の抜け出し量 $x_{ps}(\text{mm})$		15.0	15.0	5.0	15.0
接合部割裂強度 $T_{SP}(\text{kN})$		8.0	8.0	8.0	12.0
モードごとの余裕度	①前柱 断面 a 曲げ折れ M_{Fa}	3.92	3.92	3.92	3.92
	②前柱 割裂 M_{Fs}	3.44	3.44	1.15	3.44
	③後柱 断面 a 曲げ折れ M_{Ba-1}	3.55	10.64	3.55	3.55
	④後ろ柱 断面 a 曲げ折れ (柱繊維断裂あり) M_{Ba-2}	1.60	4.79	1.60	1.60
	⑤後柱 断面 b 曲げ折れ M_{Bb}	2.74	8.01	2.74	2.74
	⑥後柱 断面 c 曲げ折れ M_{Bbc}	2.21	6.41	2.21	2.21
	⑦後柱 断面 d 曲げ折れ M_{Bbd}	1.85	5.34	1.85	1.85
	⑧後柱 割裂 M_{Bs}	1.33	4.00	1.33	2.00
最小値		1.33	3.44	1.15	1.72
軸組架構の破壊モード		⑧	②	②	④

網掛部分はパラメータを変えた箇所を示す．

表 6-12 試験体 K 破壊モードの推定結果 計算過程(1)

■ 破壊モードの判定

□各条件

モーメントは時計回りを正とする

架構形状	H(mm)	3,870
	h2(mm)	1,935
	h1(mm)	1,935
想定層間変形角	R2/R1	0.500
	R1(rad)	5.00E-02
	R2(rad)	2.50E-02
	xpy(mm)	3.30
前柱 接合部 モーメント特性	$\theta/R1$	0.69
	θ	3.43E-02
	$Mc=\alpha R1^{1/3}$ $\alpha=a(R2/R1)+b$ a	4.40
	b	3.30
	α	5.5
	前柱接合部モーメント Mc(kNm)	2.03
柱短ほぞ差し接合 柱頭・柱脚 モーメント特性 M=aR+b	R1(rad)	0.025
	R2(rad)	0.05
	0<R<R1 a	44.6
	b	0.0
	R1<R<R2 a	0.0
	b	1.12
	0.05<R2 a	-7.4
b	1.49	
柱曲げ強度	Fb(N/mm) 左柱・右柱	75.6 71.5

表 6-12 試験体 K 破壊モードの推定結果 計算過程(2)

□ 接合部の引抜け降伏が生じる時点の検討

・ 柱応力算定

項目		前柱 左柱(Lc)	後柱 右柱(Rc)
柱特性	ヤング係数E(N/mm ²)	8,900	8,480
	断面2次モーメント I (mm ⁴)	1.73E+07	1.73E+07
変位	2層強制変形δ ₂ (mm)	145.1	145.1
	1層強制変形δ ₁ (mm)	96.8	93.5
	強制変形 R ₂ (rad)	2.50E-02	2.67E-02
	強制変形 R ₁ (rad)	5.00E-02	4.83E-02
強制変位による 応力	柱モーメント M _{fd} (kNm)	2.98	2.45
	荷重 P ₁ (kN)	3.08	2.53
	2層柱脚モーメント M _{2fd} (kNm)	-2.98	-2.45
	1層柱頭モーメント M _{1fd} (kNm)	2.98	2.45
	2層柱せん断力 Q _{2fd} (kN)	-1.54	-1.27
	1層柱せん断力 Q _{1fd} (kN)	1.54	1.27
接合部モーメントによる 応力	2層柱脚モーメント M _{2c} (kNm)	1.01	1.01
	1層柱頭モーメント M _{1c} (kNm)	1.01	1.01
	2層柱せん断力 Q _{2c} (kN)	0.52	0.52
	1層柱せん断力 Q _{1c} (kN)	0.52	0.52
柱頭・柱脚 モーメントによる 応力	2層柱頭モーメント M _{2Tt} (kNm)	1.12	1.12
	1層柱脚モーメント M _{1Bt} (kNm)	1.12	1.12
	2層柱脚モーメント M _{2Bt} (kNm)	0.00	0.00
	1層柱頭モーメント M _{1Tt} (kNm)	0.00	0.00
	2層柱せん断力 Q _{2t} (kN)	0.58	0.58
	1層柱せん断力 Q _{1t} (kN)	0.58	0.58
応力重ね合わせ	2層柱頭モーメント M _{2T} (kNm)	1.12	1.12
	2層柱脚モーメント M _{2B} (kNm)	-1.97	-1.44
	1層柱頭モーメント M _{1T} (kNm)	3.99	3.47
	1層柱脚モーメント M _{1B} (kNm)	1.12	1.12
	2層層せん断力 Q ₂ (kN)	-0.44	-0.17
	1層層せん断力 Q ₁ (kN)	2.64	2.37

表 6-12 試験体 K 破壊モードの推定結果 計算過程(3)

・柱断面検定

前柱 断面 a 	断面係数(mm ³)	288,000	—
	曲げ耐力低減係数	1.00	—
	降伏曲げモーメント My (kNm)	21.8	—
	1層柱頭モーメント MIT(kNm)	3.99	—
	曲げ折れ 余裕度	5.5	—
	判定	降伏しない	—
後柱 断面 a 	断面係数(mm ³)	—	288,000
	曲げ耐力低減係数	—	1.00
	降伏曲げモーメント My (kNm)	—	20.6
	1層柱頭モーメント MIT(kNm)	—	3.47
	曲げ折れ 余裕度	—	5.9
	判定	—	降伏しない
後柱 断面 a 柱繊維断裂あり	曲げ耐力低減係数	—	0.45
	降伏曲げモーメント My (kNm)	—	9.3
	曲げ折れ 余裕度	—	2.7
	判定	—	降伏しない
断面 b 	断面係数(mm ³)	—	242,357
	曲げ耐力低減係数	—	1.00
	降伏曲げモーメント My (kNm)	—	17.33
	梁下端からの高さ(mm)	—	144
	1層層せん断力(kN)	—	2.37
	補正モーメント	—	0.34
	1層柱頭モーメント MIT(kNm)	—	3.47
	補正後1階柱頭モーメント(kNm)	—	3.81
	曲げ折れ 余裕度	—	4.6
	判定	—	降伏しない
断面 c 	断面係数(mm ³)	—	201,614
	曲げ耐力低減係数	—	1.00
	降伏曲げモーメント My (kNm)	—	14.42
	梁下端からの高さ(mm)	—	199.5
	1層層せん断力(kN)	—	2.37
	補正モーメント	—	0.47
	1層柱頭モーメント MIT(kNm)	—	3.47
	補正後1階柱頭モーメント(kNm)	—	3.94
	曲げ折れ 余裕度	—	3.66
	判定	—	降伏しない
断面 d 	断面係数(mm ³)	—	169,910
	曲げ耐力低減係数	—	1.00
	降伏曲げモーメント My (kNm)	—	12.15
	梁下端からの高さ(mm)	—	214.5
	1層層せん断力(kN)	—	2.37
	補正モーメント	—	0.51
	1層柱頭モーメント MIT(kNm)	—	3.47
	補正後1階柱頭モーメント(kNm)	—	3.97
	曲げ折れ 余裕度	—	3.06
判定	—	降伏しない	
接合部引抜け降伏時の柱の降伏発生		発生しない	

表 6-12 試験体 K 破壊モードの推定結果 計算過程(4)

□ 接合部の引抜け降伏が生じたのちの状態
・柱応力算定

想定層間変形角	R2/R1	0.25	
	R1(rad)	0.05	
	R2(rad)	0.0125	
前柱 接合部 モーメント特性	$\theta/R1$	0.57	
	θ	2.84E-02	
	$Mc=\alpha R1^{1/3}$ $\alpha=a(R2/R1)+b$ a	4.40	
	b	3.30	
	α	4.4	
	前柱接合部モーメントMc(kNm)	1.62	
柱短ほど差し接合 柱頭・柱脚 モーメント特性 M=aR+b	R1(rad)	0.025	
	R2(rad)	0.050	
	0<R<R1 a	44.6	
	b	0.0	
	R1<R<R2 a	0.0	
	b	1.12	
	0.05<R2 a	-7.44	
b	1.49		
項目		前柱 左柱(Lc)	後柱 右柱(Rc)
変位	2層強制変形 $\delta 2$ (mm)	120.9	120.9
	1層強制変形 $\delta 1$ (mm)	96.8	—
	強制変形 R2(rad)	1.25E-02	3.13E-02
	強制変形 R1(rad)	5.00E-02	3.13E-02
外力	梁引張力 Pb1(kN)	—	6.00
	梁脱落の検討	—	不要
強制変位による 応力	柱モーメント Mfd(kNm)	4.47	0.00
	荷重 P1(kN)	4.62	0.00
	2層柱脚モーメントM2fd(kNm)	-4.47	0.00
	1層柱頭モーメントM1fd(kNm)	4.47	0.00
	2層柱せん断力 Q2fd(kN)	-2.31	0.00
	1層柱せん断力 Q1fd(kN)	2.31	0.00
外力による応力	2層柱脚モーメントM2p(kNm)	0.00	-5.81
	1層柱頭モーメントM1p(kNm)	0.00	5.81
	2層柱せん断力 Q2p(kN)	0.00	-3.00
	1層柱せん断力 Q1p(kN)	0.00	3.00
接合部モーメントによる応力	2層柱脚モーメントM2c(kNm)	0.81	0.00
	1層柱頭モーメントM1c(kNm)	0.81	0.00
	2層柱せん断力 Q2c(kN)	0.42	0.00
	1層柱せん断力 Q1c(kN)	0.42	0.00
柱頭・柱脚 モーメントによる 応力	2層柱頭モーメントM2Ti(kNm)	0.56	1.12
	1層柱脚モーメントM1Bi(kNm)	1.12	1.12
	2層柱脚モーメントM2Bt(kNm)	-0.28	0.00
	1層柱頭モーメントM1Tt(kNm)	0.28	0.00
	2層柱せん断力 Q2t(kN)	0.14	0.58
	1層柱せん断力 Q1t(kN)	0.72	0.58
応力重ね合わせ 結果	2層柱頭モーメントM2T(kNm)	0.56	1.12
	2層柱脚モーメントM2B(kNm)	-3.94	-5.81
	1層柱頭モーメントM1T(kNm)	5.56	5.81
	1層柱脚モーメントM1B(kNm)	1.12	1.12
	2層層せん断力Q2(kN)	-1.75	-2.42
	1層層せん断力Q1(kN)	3.45	3.58

表 6-12 試験体 K 破壊モードの推定結果 計算過程(5)

・柱余裕度の検討

前柱 断面 a	降伏曲げモーメントMy (kNm)	21.8	—
	1層柱頭モーメントMIT(kNm)	5.56	—
	曲げ折れ 余裕度	3.92	—
後柱 断面 a	降伏曲げモーメントMy (kNm)	—	20.6
	1層柱頭モーメントMIT(kNm)	—	5.81
	曲げ折れ 余裕度	—	3.55
後柱 断面 a 柱繊維断裂あり	降伏曲げモーメントMy (kNm)	—	9.27
	1層柱頭モーメントMIT(kNm)	—	5.81
	曲げ折れ 余裕度	—	1.60
断面 b	降伏曲げモーメントMy (kNm)	—	17.33
	梁下端からの高さ(mm)	—	144
	1層層せん断力(kN)	—	3.58
	補正モーメント	—	0.52
	1層柱頭モーメントMIT(kNm)	—	5.81
	補正後1階柱頭モーメント(kNm)	—	6.32
	曲げ折れ 余裕度	—	2.74
断面 c	降伏曲げモーメントMy (kNm)	—	14.42
	梁下端からの高さ(mm)	—	199.5
	1層層せん断力(kN)	—	3.58
	補正モーメント	—	0.71
	1層柱頭モーメントMIT(kNm)	—	5.81
	補正後1階柱頭モーメント(kNm)	—	6.52
	曲げ折れ 余裕度	—	2.21
断面 d	降伏曲げモーメントMy (kNm)	—	12.15
	梁下端からの高さ(mm)	—	214.5
	1層層せん断力(kN)	—	3.58
	補正モーメント	—	0.77
	1層柱頭モーメントMIT(kNm)	—	5.81
	補正後1階柱頭モーメント(kNm)	—	6.57
	曲げ折れ 余裕度	—	1.85

表 6-12 試験体 K 破壊モードの推定結果 計算過程(6)

・割裂の検討

前柱	接合部 割裂が生ずる引抜け量 x_{ps} (mm)		15.0	
	割裂が生ずる接合部回転角 θ_{ps} (rad)		8.98E-02	
	θ / R_1 と R_2 / R_1 の関係式 $y=ax+b$	a		0.49
		b		0.40
	R_2 / R_1		0.25	
	θ_{ps} / R_1		0.5225	
	R_1		0.172	
	割裂余裕度 $R_1 a / R_1$		3.4	
後柱	接合部割裂強度 T_{sp} (kN)		8.0	
	梁引張力 T (kN)		6.00	
	割裂余裕度 T_{sp} / T		1.33	

・破壊モードの判定

余裕度	①前柱 断面 a 曲げ折れ		3.92
	②前柱 割裂		3.44
	③後柱 断面 a 曲げ折れ		3.55
	④後ろ柱 断面 a 柱繊維断裂あり 曲げ折れ		1.60
	⑤後柱 断面 b 曲げ折れ		2.74
	⑥後柱 断面 c 曲げ折れ		2.21
	⑦後柱 断面 d 曲げ折れ		1.85
	⑧後柱 割裂		1.33
最小値	1.33		
破壊モード	⑧後柱 割裂		

6.5.3 本論文での提案手法の課題

前項までで提案した、簡易な復元力特性および破壊モードの推定手法については、いくつかの仮定を含んでおり、今後その妥当性の検証が必要である。以下に、推定手法でおいた仮定を整理し、今後本手法の妥当性を確認していくうえでの課題を以下に示す。

【実験結果からの仮定】

① 栓位置引抜け量 x_p と接合部回転角 θ の関係

栓位置引抜け量 x_p と接合部回転角 θ の関係を、 $x_p = 167\theta$ 、 -167θ としているが、これは1体の試験体Kのみの計測結果から導き出されたもので、部材の断面・剛性・強度が変わるとこの関係式は適用できない可能性がある。また、試験体K_B・K_Pに見られるように、部材のガタ等により载荷初期の原点がずれこの比例関係が成立しない場合がある。

② 接合部回転角 θ と層間変形角の関係

θ/R_1 と層間変形角比 R_2/R_1 は線形関係にあるとしており、これについては、試験体K、K_B、K_Pのいずれも同様の関係となっており、また、FEM解析によってもほぼ同様の結果が得られていることから確実性は高いと考えられるが、さらにデータの蓄積が必要である。

③ 接合部曲げモーメント M_c と層間変形角の関係

接合部曲げモーメント M_c について、軸組架構の実験結果より図 6-41 に示す1層層間変形角と2層層間変形角の比 R_2/R_1 に応じて変動し、1層層間変形角 R_1 の1/3に比例するものとしているが、これについては試験体Kのみの計測結果から導き出されたもので、部材の断面・剛性・強度が変わるとこの関係式は適用できない可能性がある。また、実際には付録 6-1 に示すように接合部曲げモーメントは接合部に生ずる圧縮力によって変動すると考えられ、接合部曲げモーメント M_c の適切な評価が必要である。

④ 接合部の引抜きにおける下降伏値および割裂強度・変位

柱の破壊モードの評価において、接合部の引抜きにおける下降伏値および割裂強度・変位を仮定して評価を行っているが、下降伏値および割裂強度・変位は現時点では第4章での実験結果からの推定値であり、特に割裂の現象は第4章で示したように複雑なメカニズムにより生ずることから評価が難しい。

⑤ 土台・桁接合部の曲げモーメント

柱と土台および桁接合部（今回は短ほぞとVP金物両面貼り）に生ずる曲げモーメントについて、過去の実験結果に基づき層間変形角に応じた曲げモーメントを仮定しているが、参照した実験の部材寸法と今回の部材寸法が異なる等の問題があり、実際の接合部の仕様に応じた曲げモーメントの設定が必要である。

【工学的判断による仮定】

⑥ 後柱の応力を求める際の梁ほぞ引抜き量

後柱の応力を求める際に、梁ほぞが引抜けているものとしてその引抜き量をほぞ引抜き降伏時の変位と仮定しているが、実際には層間変形角に応じた引抜き量となっており、検討が必要である。

⑦ 復元力特性の推定における剛性低下率の設定

復元力特性の推定において、初期剛性に対する第2分枝剛性の比率を0.75とおいているが、この数値の妥当性の検証が必要である。

【手法の前提における仮定】

⑧ 変形分布の変化

各推定手法では、1次モードが卓越し、1層と2層の層間変形角比が一定値をとる条件のもとでの検討を行っているが、実際の地震時には2次モードでの振動も生じ、また、各層の損傷により層間変形角比は時々刻々変化するため、その検討が必要である。

本章で提案した簡易な復元力特性および破壊モードの推定手法の精度向上のためには、多くの軸組架構の実験に基づいて栓位置引抜き量や接合部曲げモーメント等の特性を把握し、提案手法の検証を行うことが必要である。

6.6 接合部および軸組架構の破壊モード評価に関する将来的展開

6.6.1 込栓接合部の引抜きにおける破壊モードの確率論的評価

木質材料の特徴として、他の建築材料と比して剛性・強度のばらつきが大きいことがあげられる。第4章で扱った接合部の引抜き降伏強度や破壊モード、前節で示した軸組架構の接合部降伏時層せん断力や破壊モードについては、材料の剛性・強度のばらつきによって結果が変わることが予想される。

木質構造の耐力や破壊モードを扱う場合には、確率論的なアプローチが必要であると考えられる。本論文の検討により、接合部引抜き時の降伏耐力や破壊モードの判定、通し柱を有する2層軸組架構の破壊モードの判定が、簡易なフローチャートにのったプログラムで行うことができるようになり、その結果それらの確率的な評価が容易になったと考える。本節では、第4章で扱った接合部の引抜き時の破壊モードの評価と、前節で示した軸組架構の破壊モードについて、各モードでの破壊確率の評価手法についての試案を示す。本来、本節で示す確率論的な議論は、十分な信頼できるデータに基づいて行われるべきであるが、本論文で扱う材料や接合部・架構の挙動についてはそれに耐えうるデータ数はないため、あくまでも試案としての扱いとなる。将来的には、例えば脆性的な破壊モードでの破壊確率が最も小さくなる部材形状の設定等に有用な技術となりうると考えられる。

まず本項では、第4章で示した込栓接合部の引抜き破壊の破壊モードについて、接合部マニュアルによる評価式が実現を模擬できているという前提で、モンテカルロシミュレーションによる降伏モードの確率論的評価を行う。各破壊モードの算定に用いる材料の強度を、ある分布を有する確率変数とし、その分布に従う乱数を発生させて各モードの降伏荷重を算定し、最小値をその試行での降伏モードとする。十分な多数回の試行を行い、各試行での降伏モードを判定・カウントし、各降伏モードの発生確率を評価する。また、どの強度の特性が降伏モードの発生確率に影響を与えるか、感度解析を行う。検討は以下の条件による。

- ・シミュレーションを行う対象は、第4章のUBKN試験体とし、樹種は梁ほぞ：ベイマツ・柱・スギ・栓：カンとする。
- ・各材料強度は、対数正規分布に従うものとして評価を行う。
- ・各材料強度の平均値は、材料試験で得られた強度の平均値とする。変動係数は10%とする。
- ・材料試験で得られなかった強度については、試験片の密度を確率変数とし、既往の推定式により求める。
- ・モンテカルロシミュレーションは表計算ソフトにより行い、試行回数は10,000回とする。

図 6-55 にモンテカルロシミュレーションの結果のうち、ほぞの端あき距離を変化させた場合の破壊確率の変化を検討したものを示す。シミュレーションの結果の考察を以下に示す。

- ・第 4 章に示したように、ほぞの端あき 36.5mm の UBKN365 試験体の場合、せん断強度を 5.0N/mm² の確定値として降伏モードを判定した場合は、「M3: 栓中央の曲げ降伏」となるが、材料の強度を確率変数とした場合、10 体に 1 体程度は「M7: 梁ほぞの端抜け」が生ずることになる。これは、引抜き実験でのほぞの端あき 36.5mm の UBKN365 シリーズの中で、4.2.4(5) に示した試験体 UBKN365_12 のみで端抜け破壊が生じたことの説明になりうる。
- ・端あき距離を 36.5mm から 44.5mm に大きくした場合、端抜けの発生確率は小さくなるが、降伏耐力の期待値はほぼ変わらない。

UBKN445 栓：カシ 端あき：**44.5mm**
全試行回数=10,000回 期待値=7.77kN

破壊モード	発生確率(%)
M3：栓中央の曲げ降伏	96.3
M5：栓のせん断降伏	2.5
M6：柱の割裂	0.2
M7：梁ほぞの端抜け	1.0

UBKN365 栓：カシ 端あき：**36.5mm**
全試行回数=10,000回 期待値=7.78kN

破壊モード	発生確率(%)
M3：栓中央の曲げ降伏	87.8
M5：栓のせん断降伏	2.2
M6：柱の割裂	0.1
M7：梁ほぞの端抜け	9.9

UBKN285 栓：カシ 端あき：**28.5mm**
全試行回数=10,000回 期待値=7.31kN

破壊モード	発生確率(%)
M3：栓中央の曲げ降伏	41.0
M5：栓のせん断降伏	1.3
M6：柱の割裂	0.2
M7：梁ほぞの端抜け	57.5

UBKN205 栓：カシ 端あき：**20.5mm**
全試行回数=10,000回 期待値=5.76kN

破壊モード	発生確率(%)
M3：栓中央の曲げ降伏	0.65
M5：栓のせん断降伏	0.05
M6：柱の割裂	0.0
M7：梁ほぞの端抜け	99.3

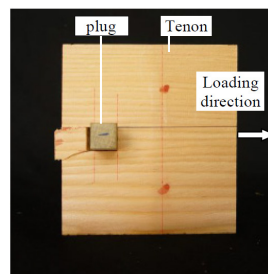
図 6-55 モンテカルロシミュレーションによるほぞ引抜き破壊モードの破壊確率の算定結果(1)
端あき距離を変化させた場合の破壊確率の変化

図 6-56 にモンテカルロシミュレーションの結果のうち、梁ほぞせん断強度の変動係数 V_x を変化させた場合の破壊確率の変化を検討したものを示す。シミュレーションの結果の考察を以下に示す。

- ・ 梁ほぞせん断強度の平均値が同じであっても、変動係数（ばらつき）によって端抜け破壊が生ずる確率・耐力の期待値が大きく変わる。
- ・ 端抜けせん断破壊は、図中写真のように木目に沿ったものになり、せん断強度のばらつきは大きいと想像できる..

UBKN365 はりほぞせん断強度 $V_x=10\%$
全試行回数=10,000回 期待値=7.78kN

破壊モード	発生確率(%)
M3：栓中央の曲げ降伏	87.8
M5：栓のせん断降伏	2.2
M6：柱の割裂	0.1
M7：梁ほぞの端抜け	9.9



(f) Block shear fracture of tenon (UBKN205)

UBKN365 はりほぞせん断強度 $V_x=20\%$
全試行回数=10,000回 期待値=7.31kN

破壊モード	発生確率(%)
M3：栓中央の曲げ降伏	77.2
M5：栓のせん断降伏	2.0
M6：柱の割裂	0.2
M7：梁ほぞの端抜け	22.6

UBKN365 はりほぞせん断強度 $V_x=30\%$
全試行回数=10,000回 期待値=5.76kN

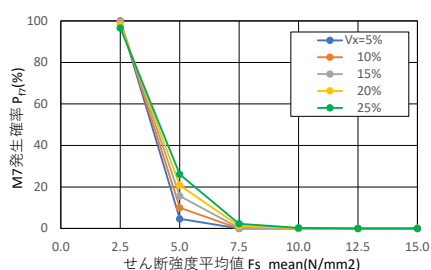
破壊モード	発生確率(%)
M3：栓中央の曲げ降伏	67.7
M5：栓のせん断降伏	1.6
M6：柱の割裂	0.2
M7：梁ほぞの端抜け	30.5

図 6-56 モンテカルロシミュレーションによるほぞ引抜き破壊モードの破壊確率の算定結果(2)
梁ほぞせん断強度の変動係数 V_x を変化させた場合

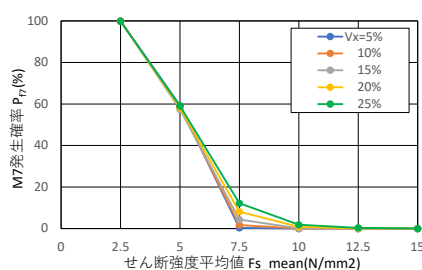
図 6-57 に、端抜け破壊に対する梁ほぞせん断強度の平均値と変動係数の感度解析を行った結果を示す。感度解析に関する考察を以下に示す。

- ・それぞれ、変動係数（ばらつきの状態）にかかわらず、端抜け破壊の確率が 0%になる、あるいは 100%になるせん断強度がある。
- ・また、端あき距離が大きいほどその強度の幅は小さい。
- ・端あき距離が 36.5mm の場合は、せん断強度の平均値が 5N/mm² の場合、変動係数によって端抜け破壊の確率が変動する。
- ・端あき距離が 28.5mm, 20.5mm と小さくなるにつれ、変動係数が端抜け破壊確率に与える影響は小さい。

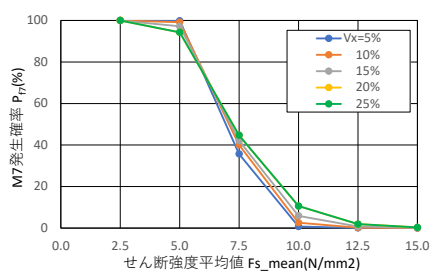
以上に述べたように、ほぞの引抜け破壊モードの確率的評価を行うことで、破壊の傾向として感覚的に捉えていたことが数値化されて理解が可能となる。



UBKN365 端あき距離36.5mm



UBKN285 端あき距離28.5mm



UBKN205 端あき距離20.5mm

図 6-57 端抜け破壊に対する梁ほぞせん断強度の平均値と変動係数の感度解析の結果

6.6.2 軸組架構破壊の破壊モードの確率論的評価

イベントツリーとは信頼性解析の分野で利用される樹形図のことで、システムを構成する各要素を階層的に記述し、各要素の成功事象または故障事象を上位から下位へ2分岐させて記述している。イベントツリー解析は、イベントツリーを用いて、1つの出来事（原因、事故など）によりどのような事象が発生し、どのような結果が予想されるかを一連の系統図で表して分析する方法である。図6-58に文献6.8)でのイベントツリー解析の例を示す。

軸組架構破壊の破壊モードの評価においても、接合部降伏等の1つの事象が次の事象の発生に影響を与えるため、イベントツリー解析を適用して破壊モードの確率的評価が可能であると考えられる。図6-59に、軸組架構破壊の破壊モードの評価に対するイベントツリー解析の試行例を示す。柱が前柱となった時の接合部引抜け降伏からスタートし、その破壊モードごとに次に生ずる事象を分岐させていき、それぞれの事象の発生確率をルートごとに乗ずることによってその破壊モードの発生確率を算出することができる。現時点では、各事象の発生確率を評価するための十分な信頼できるデータは蓄積されていないため、あくまでも試案となるが、将来的には、例えば脆性的な破壊モードでの破壊確率が最も小さくなる部材形状の設定等に有用な技術となりうると考えられる。

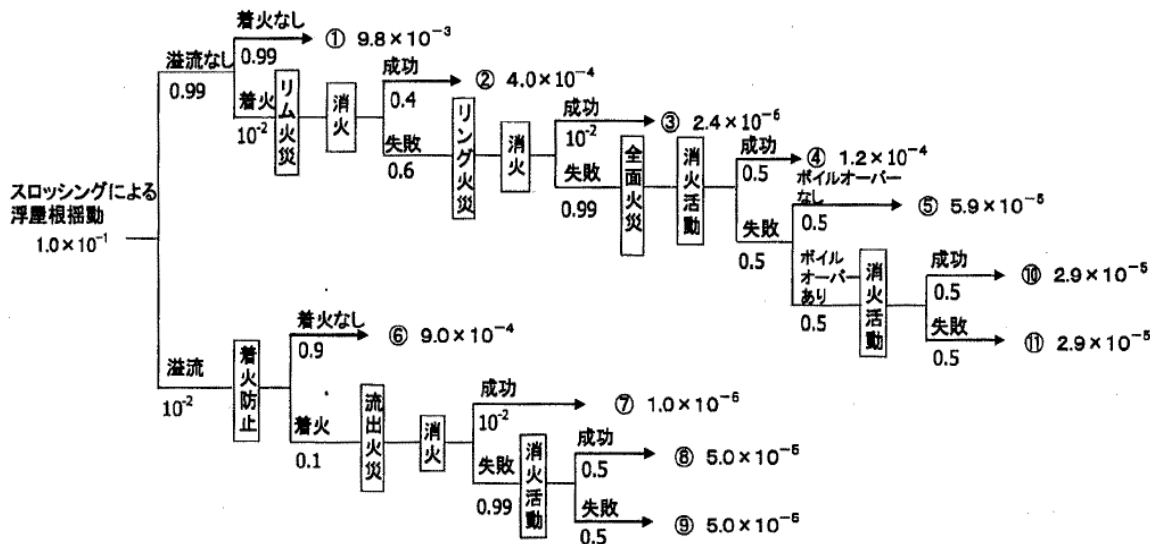


図3 スロッシングによる浮き屋根揺動 イベントツリー解析結果

図6-58 イベントツリー解析の例^{6.8)}

6.7 まとめ

第6章では、第2章での2層軸組架構の実験結果と第4章でのほぞ引抜実験の結果の整理、および第5章で提案した2次元FEMモデルを用いた解析により、軸組架構の込栓接合部ほぞ引抜破壊発生状況の詳細な検討を行い、軸組架構において込栓接合部の引抜破壊が生ずる層間変形角・層せん断力の推定を試み、任意の変形分布に対する各層の復元力特性の推定方法、および破壊モードの推定方法を提案した。以下に本章での検討の成果を示す。

- 1) 込栓を有する2層軸組架構の実験結果について、接合部の栓位置での引抜き量を整理し、ほぞ引抜実験の結果と照らし合わせた結果、柱が前柱（加力方向に向かって前側の柱）となった時に接合部の引抜き降伏が生じていることが分かった。
- 2) この結果について、軸組架構における耐震要素の配置や架構形状の違いによる梁軸力・栓位置引抜き量の差異について、2次元FEMモデルを用いて検証を行い、通常の軸組架構の階高の範囲では前柱となった時に接合部の引抜き降伏が生ずることを確認した。
- 3) 前柱において、接合部の回転角はほぞ引抜き量および1層の層間変形角とほぼ比例することに着目し、また、架構の層間変形角比と接合部曲げモーメントの関係の定式化を行い、接合部でのほぞ引抜き降伏時変位が分かっているならば、前柱となった時に接合部が引抜き降伏する層間変形角と層せん断力が推定できることを示した。
- 4) 3)の結果から、単純な計算による任意の変形分布に対する軸組架構の復元力特性の推定方法を考案した。また、軸組架構の破壊モードの推定方法についても提案を行った。接合部でのほぞ引抜き降伏時変位については、第5章で示した接合部FEMモデルにより推定することが可能であり、軸組架構を構成する各部材の剛性・強度特性と形状が分かっているならば、各層の復元力特性および破壊モードの推定が可能である。
- 4) 章の最後で、今後期待できる展開として、接合部引抜き耐力評価式を用いたモンテカルロシミュレーションによる接合部引抜き時の各破壊モードの発生確率の評価、軸組架構に対するイベントツリー解析の適用による各破壊モードの発生確率の評価の可能性を示した。

本章で示した手法の特長は、通し柱を有する2層軸組架構を構成する部材の剛性・強度特性と部材形状が分かっているならば、架構の接合部降伏時層間変形角・層せん断力・任意の変形分布に対する架構の各層の復元力特性および破壊モードの推定を可能とした点にある。特に、各層の復元力特性の推定については、架構を構成する部材の強度特性を把握し2層各層の変形分布を仮定すれば、第2章で示した各層の変形分布の違いによって異なる架構各層の復元力特性の違いを容易に評価することができ、限界耐力計算などの地震時応答値の推定の際に、容易に復元力特性を設定可能な一手法を提示した。

【付録】

付録 6-1 梁から圧縮力を受ける込栓接合部の回転特性について

文献 6.9)では、本論文で扱う込栓接合部に相当する小根ほぞ込栓打ち接合部の復元力特性として、図 6-60 の復元力特性を示している。本論文での試験体では、梁（差鴨居）のせいが 270mm であり、文献 6.9)によれば 3.5kNm 程度の抵抗曲げモーメントを発揮することになる。筆者の研究室で過去に行なわれた実験^{6.6)}においても、同形状の試験体において同程度の耐力を示した。

これに対し、第 2 章・3 章で行った 2 層軸組架構の実験では、接合部の最大曲げモーメントは 2kNm 程度にとどまっている。ここではこの理由について考察する。

込栓接合部に圧縮力を生じさせて実大载荷実験を行った例としては文献 6.7)があり、長ほぞ込栓打ち接合部を有する柱に 0, 3, 6 kN の 3 種の軸力をかけて繰り返し载荷実験を行った結果を示し、軸力が大きくなった場合の最大耐力の低下と軸力による傾斜復元力の負勾配の影響について示している。第 2 章・3 章における 2 層軸組架構の実験では、前柱側では梁に最大 6kN 程度の圧縮力が生じており、文献 6.7)と同様に軸力の影響を受けて最大耐力が低下している可能性が考えられる。

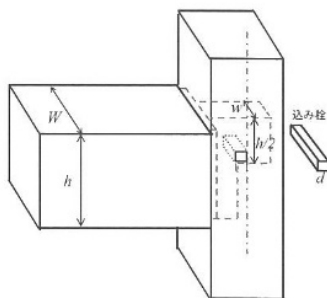


図 4.42 小根ほぞ込み栓打ち

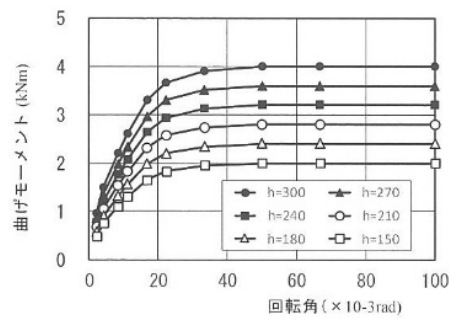


図 4.43 小根ほぞ込み栓打ち仕口の復元力特性 (h : 梁せい)

図 6-60 文献 6.9)における小根ほぞ込栓打ち接合部の曲げ復元力特性

一方、接合部の回転特性に関する既往の理論式においても、梁軸力の影響を考慮する必要があると考えられる。文献 6.2)では、各種接合部について、接合部耐力の理論式の妥当性を実験により確認しており、本論文で扱う込栓接合部の回転抵抗・剛性については「J3 胴付き小根ホゾ込栓止め」として記載があり、図 6-61 に示す「J2 胴付き小根ホゾ鼻栓止めの回転抵抗メカニズム」と同様とし、回転モーメントの評価式として式(6-8)を示している。ただし、この式は図 6-61 に示される支点まわりのモーメントの釣り合いによるものである。実際の軸組架構の接合部においては、図 6-61 の負曲げ（梁上端引張）の状態では柱が前柱となって梁に圧縮力が生じ、写真 6-1 のように梁下端にめり込みが生ずる。したがって、図 6-61 の支点が下方に移動することになり、接合部回転角 θ に対して栓位置での引抜け量は図中の $(h-hl/2)\theta$ より小さくなって、回転抵抗は式(6-8)右辺より小さくなる。したがって文献 6.2) 式(6-8)で示される接合部回転の復元力特性は、軸組架構の接合部においては過大評価となる。

$$M_0 = K_c \cdot \left(h - \frac{hl}{2}\right)^2 + \theta + \sum N \cdot W + \mu \sum N \cdot h + \sum M \quad (6-7)$$

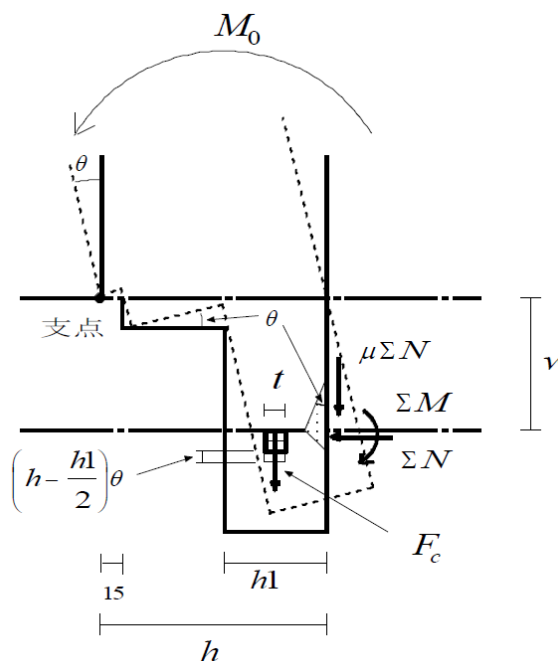


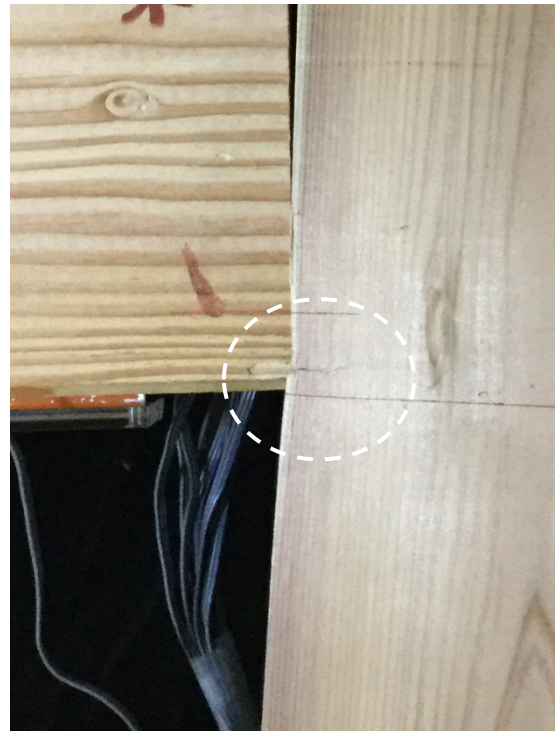
図 6-61 胴付き小根ホゾ鼻栓止めの回転抵抗メカニズム（文献 6.2）

本論文で扱う 2 層軸組架構の前柱接合部では、梁から圧縮力を受ける場合、写真 6-1 に示すように梁下端にめり込みが生ずる。文献 6.2)の回転抵抗の評価では、前述のとおり梁下端を回転中心としているが、接合部が圧縮力を受ける場合、梁下端のめり込みにより回転中心が上に移動する。図 6-62 にその状況を示す。6.3.1 において、接合部ではその引抜け降伏が生ずる接合部回転角 θ_y と引抜け降伏変位 x_{py} の関係を $\theta_y = 1/167 \times x_{py}$ としたが、これはすなわち回転中心の位置が栓中心位置から 167mm の位置にあるということを示している。文献 6.2)に従う場合、図 6-62(a)に示すように $\theta_y = 1/207 \times x_{py}$ で評価することになり、 θ_y は過小評価を行うこととなる。

以上のように、梁から圧縮力を受ける接合部の回転挙動には、梁からの圧縮力による傾斜復元力の影響や、柱のめり込みの影響を考慮する必要があるが、現状では圧縮力と回転抵抗の相関を定量的に示した研究はなく、今後の解明が待たれる。

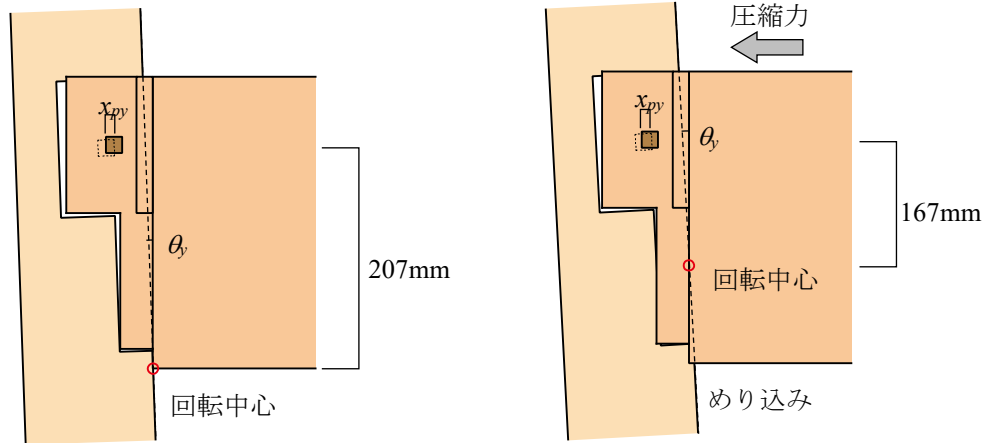


(a) 差鴨居下端の柱へのめり込み（負加力時右柱）



(b) (a)拡大

写真 6-1 梁下端のめり込み状況（試験体 K）



$$\theta_y = 1/207 \times x_{py}$$

(a) 文献 6.2)における回転中心

$$\theta_y = 1/167 \times x_{py}$$

(b) 試験体 K における回転中心

図 6-62 圧縮力を受ける込栓接合部の回転中心

第6章の参考文献

- 6.1) 陳 昕岩, 多幾山法子: 伝統木造架構の差鴨居の仕口形状や仕口まわりの応力状態による復元力特性への影響, 日本建築学会構造系論文集, 第86巻781号, pp. 437-447, 2021.3
- 6.2) 伝統的構法の設計法作成及び性能検証実験検討委員会: 平成24年度事業報告書, http://green-arch.or.jp/dentoh/report/_2012.html (参照 2022.5.27)
- 6.3) 杉野未奈, 林 康裕: 伝統木造軸組架構の仕様が復元力特性に及ぼす影響, 日本建築学会技術報告集, 第21巻第47号, pp. 113-118, 2015.2
- 6.4) (一社) 日本建築学会: 木質構造設計規準・同解説, pp. 188-192, 2006. 12
- 6.5) 杉山英男, 中田和夫: 木質系のはりの曲げ耐力と剛性におよぼす欠き込みの影響について(続報), 日本建築学会論文報告集, 第200号, pp. 15-25, 1972. 10
- 6.6) 横田治貴, 多幾山法子, 林 康裕: 静的加力実験に基づく柱-差鴨居接合部の復元力特性評価, 日本建築学会技術報告集, 第21巻第48号, pp. 603-608, 2015.6
- 6.7) 西村 督, 後藤正美, 鈴木祥之: 木造軸組構法における長ほぞ込栓打ち接合部の応力伝達に関する実験的研究, 日本建築学会構造系論文集, 第75巻658号, pp. 2197-2204, 2010.12
- 6.8) 大木雄介, 長橋純男: イベントツリー解析による石油コンビナートの地震被害予測手法の試み, 日本建築学会学術講演梗概集. B-2.構造Ⅱ, pp. 331-332, 2007.7
- 6.9) 伝統的構法木造建築物設計マニュアル編集委員会: 伝統的構法のための木造耐震設計法, pp. 325, 2019. 6

第7章 結論

7.1 本論文の結論

本論文では、京町家に代表される通し柱を有する伝統木造建物の耐震性能評価や耐震設計を合理的に行うために、通し柱を有する軸組架構と接合部単体それぞれの破壊モードおよび耐力と、両者の関係を明らかにし、軸組架構の破壊モードと耐力評価を容易に検討可能とした。

以下に、第2章から第6章で得られた結論を示す。

「第2章 通し柱を有する軸組架構の接合部の力学特性把握のための静的水平加力実験」では、伝統木造における2層軸組架構の各層に任意の変位分布を与えることができる加力システムを開発し、そのシステムを用いて通し柱を有する2層軸組架構の静的加力実験を実施した結果を報告した。今回新たに開発した加力システムにより、2層軸組架構に任意の変形分布の1/5radに至る大変形を与える実験が可能であることを確認した。これにより、通し柱の効果の評価、軸力の効果を考慮した接合部曲げ一回転角関係の評価、壁付架構の模擬実験等が可能となることで、木造軸組架構の力学特性のさらなる解明が今後期待できる。また、開発した加力システムを用いて、2層木造軸組架構の加力実験を行った結果、2層軸組架構の各層の剛性・変位分布および接合部仕様の違いにより破壊モード・各層および接合部の復元力特性が異なることが確認され、従来の研究での予測が実証された。具体的には、①1層の層間変形角が同じであっても、2層の層間変形角が異なることによって各層の層せん断力は変化する。②1層の層間変形角に対する2層の層間変形角の比率が小さいほど、通し柱に生ずる逆せん断力は大きくなる。③加力方向に対する柱の位置によって、柱の負担せん断力の大きさが変化する。④柱梁接合部においても、各層の変形分布によって接合部に生ずるモーメントおよび梁に生ずる軸力が異なる、等である。また、これらに加えて、鼻栓・込栓の接合部の違いによって、架構の崩壊形式が異なることが確認された。以上より、通し柱を有する2層建物の耐震性評価における各層および接合部の復元力特性の設定に、各層の剛性・変位分布、接合部仕様の違いを考慮することの必要性が確認された。

「第3章 接合部に補強を行った通し柱を有する軸組架構の静的水平加力実験」では、上記の加力システムを用いて、①柱断裂を防ぐステンレスプレート補強②梁の抜け出しを防ぐFMS合金ダンパー補強の2種類の補強を施した2層軸組架構の静的加力実験を実施した結果を報告した。今回考案のステンレスプレート補強は、簡易な対策で柱繊維断裂とそれに起因する柱の曲げ破壊を防ぐことが可能であり、実際の建物の補強に対しても有効な手段である。FMS合金ダンパー補強については、ダンパーを付加した柱の剛性を増大させ、エネルギー吸収能力を付加する効果が確認され、また、差鴨居のほぞ破損時にも引抜けの防止効果があり、架構全体の変形抑制・崩壊防止に効果があると考えられる。また、2種類の補強試験体の実験により、ダンパーによる接合

部補強を行う際に注意すべき点を明らかにした。以上のように、本実験の実施により軸組架構に対し補強を行うことによる効果と補強を行う際に注意すべき点が明らかになり、今後京町家の耐震補強を考えるうえでの有用な資料となった。

「第4章 込栓接合部ほぞの引抜き実験と破壊モードおよび耐力の評価」では、伝統木造建物における込栓接合部を模した試験体に対してほぞ引抜き実験と材料実験を行い、破壊メカニズムの考察および実験結果と既往の耐力評価式とによる降伏耐力値の比較を行うことで、既往の評価式の精度・有効性について検討を行った。まず、込栓接合部を模して様々なパラメータを設定した試験体に対してほぞ引抜き実験を行い、その結果についてパラメータごとに復元力特性や破壊性状の違いを確認し考察を行った。次に、破壊後の試験体の柱の切断を行い、切断面から代表的な破壊性状の破壊メカニズムについて観察および考察を行った。次に、試験体の材料試験を行い、部材形状およびほぞ引抜き実験で観察された破壊メカニズムに基づき設定した新たな試験方法で材料の強度特性の把握を行い、強度特性について新たな知見が得られた。最後に、材料試験による強度特性を用いて日本建築学会の「木質構造接合部設計マニュアル」記載の耐力評価式により込栓接合部のほぞ引抜き降伏耐力を計算し、計算値とほぞ引抜き実験の結果の比較および考察を行った。その結果、栓がカシのように強度が高いものについては栓曲げ降伏モードの耐力、栓がスギのように強度が低いものについては、栓せん断降伏モードの耐力がよく一致することを確認した。また、柱の繊維直交方向の部分圧縮強度として上記マニュアルに示される支圧強度を用いると、栓中央曲げ降伏モードの耐力が過大評価となること、柱の割裂破壊およびほぞの端抜け破壊について上記評価式は過大な耐力評価を与えることが分かった。以上により、込栓接合部のほぞ引抜きにおける破壊メカニズムが解明され、ほぞ引抜き時の破壊モードおよびほぞ引抜き耐力の精度の高い推定を行うことが可能となった。また、既往耐力式の問題点や今後の課題を新たに示した。

「第5章 通し柱を有する軸組架構の2次元FEMモデルの提案」では、梁の圧縮・抜け出しと曲げを伴う接合部を有する軸組架構および接合部単体の挙動を、様々なパラメータ下で評価するための簡便で実用的な2次元FEMモデルを構築・提案し、実験結果と解析結果との比較を行うことで提案モデルの有効性を示している。ここでは、第2章・第3章で示した2層軸組架構（補強無し・補強有り）の接合部および架構全体の挙動を評価するためのFEMモデルと、第4章で示した込栓接合部のほぞ引抜き時の接合部の荷重変形関係の評価するためのFEMモデルの2つを提案している。2層軸組架構のFEMモデルについては、接合部を材料の異方性を考慮した弾性シェル要素でモデル化し、接触要素を柱ほぞ穴と梁ほぞ間に設定することで梁ほぞのめり込み・抜け出しを表現できるようにした。このモデルによる解析はよい精度で実験結果を再現できることを確認した。また、補強軸組架構についても、補強部材を組み込んだ解析により、実験で観察された補強効果や接合部挙動を精度よく再現できることを確認した。本提案モデルの特長は、木材

料の複雑な 3 次元異方性や非線形特性との相関を考慮することなく、2 次元での弾性モデルによって架構全体の変形・応力および接合部の挙動を評価できることにある。また、ほぞ引抜け時の荷重変形関係を評価する FEM モデルについては、第 4 章での破壊メカニズムの観察に基づき、栓を梁要素として柱およびほぞとのめり込みバネで支持したモデルとし、柱の割裂およびほぞの端抜けを表現するバネと直列で連結することにより構成している。モデルの材料特性に第 4 章で得られた材料特性を反映した解析を行った結果、ほぞの引抜け時の荷重変形関係および破壊モードを良い精度で評価できることを確認した。本章での 2 次元 FEM モデルの提案により、2 層軸組架構の全体および接合部の挙動や、込栓接合部のほぞ引抜け時の荷重・変形関係を精度よく推定することを可能とした。

「第 6 章 通し柱を有する軸組架構の復元力特性および破壊モードの評価」では、第 2 章での 2 層軸組架構の実験結果と第 4 章でのほぞ引抜き実験の結果の整理、および第 5 章で提案した 2 次元 FEM モデルを用いた検証により、軸組架構の込栓接合部ほぞ引抜け破壊発生状況の詳細な検討を行い、軸組架構において込栓接合部の引抜け破壊が生ずる層間変形角・層せん断力の推定を試み、その結果を用いて任意の変形分布に対する軸組架構の復元力特性の推定および破壊モードの推定を行った。まず、込栓を有する 2 層軸組架構の実験結果について、接合部の栓位置での引抜け量を整理し、ほぞ引抜き実験の結果と照らし合わせた結果、柱が前柱（加力方向に向かって前側の柱）となった時に接合部の引抜け降伏が生じていることが分かった。この結果について、軸組架構における耐震要素の配置や架構形状の違いによる梁軸力・栓位置引抜け量の差異について、2 次元 FEM モデルを用いて検証を行い、通常の軸組架構の階高の範囲では前柱となった時に接合部の引抜け降伏が生ずることを確認した。次に、前柱において接合部の回転角はほぞ引抜け量および 1 層の層間変形角とほぼ比例することに着目し、また、架構の層間変形角比と接合部曲げモーメントの関係の定式化を行うことにより、接合部でのほぞ引抜け降伏時変位が分かれば、前柱となった時に接合部が引抜け降伏する層間変形角と層せん断力が推定できることを示した。次に、この結果を用いて、任意の変形分布に対する軸組架構の復元力特性の単純な計算による推定方法および軸組架構の破壊モードの推定方法を提案した。接合部でのほぞ引抜け降伏時変位については、5 章で示した接合部 FEM モデルにより推定することが可能であり、第 6 章で提案した手法を用いると、軸組架構を構成する各部材の剛性・強度特性と形状が分かれば、軸組架構の接合部降伏時層間変形角・層せん断力・任意の変形分布に対する各層の復元力特性および破壊モードの推定が可能である。特に、各層の復元力特性の推定については、架構を構成する部材の強度特性を把握し 2 層の変形分布を仮定すれば、第 2 章で示した変形分布の違いによって異なる架構各層の復元力特性の違いを容易に評価することができ、限界耐力計算等による地震時応答値の推定の際に容易に復元力特性を設定することを可能とした。また、章の最後では、今後期待できる展開として、接合部引抜き耐力評価式を用いたモンテカルロシミュレーションによ

る接合部引抜け時の各破壊モードの発生確率の評価，軸組架構に対するイベントツリー解析の適用による各破壊モードの発生確率の評価の可能性について述べた。

本研究の特色は，通し柱を有する2層軸組架構について，軸組架構と接合部単体それぞれの地震時挙動，破壊モードと耐力，および両者の関係を明らかにするとともに，架構を構成する部材の剛性・強度特性と部材形状が分かれば，任意の変形分布における架構各層の復元力特性および破壊モードを推定できる一手法を提示した点にある。特に，各層の復元力特性の推定については，架構を構成する部材の強度特性を把握し2層の変形分布を仮定すれば，第2章で示した各層の変形分布の違いによって異なる架構各層の復元力特性の違いを容易に評価することができ，限界耐力計算等による地震時応答値の推定の際に容易に軸組架構の復元力特性を設定することを可能とした。本論文での研究は，京町家にみられるような通し柱を有する伝統木造建物における軸組架構と接合部の耐震性能の合理的かつ容易な評価を可能とし，通し柱を有する伝統木造建物の地震による倒壊被害の低減に大きく貢献できると考えられる。

7.2 今後の課題

今後本論文の内容をさらに発展させるうえで、考えられる課題を以下にあげる。

① ほぞ引抜きに関する柱の割裂およびほぞの端抜け破壊耐力評価法の確立

第4章で示した通り、ほぞ端抜け耐力の評価において、JIS せん断試験等のせん断破壊面を規定する試験で求められたせん断強度を用いるのは、過大評価となると考えられる。ほぞ端抜け耐力の評価を行うには、せん断面が規定されていない場合のフリーパスにおけるせん断強度の評価が必要である。また、接合部マニュアルの耐力評価式による端抜け耐力は実際には他の破壊モードの耐力と近接し、ほぞのブロックせん断破壊が先行する可能性があり、軸組架構の破壊モード・耐力評価、設計において非安全側の評価を与えることになるので注意が必要である。

同じく第4章で示した通り、柱の割裂については柱側面割裂の耐力に関する計算値と実験値には大きな差がある。既往評価式による割裂耐力は過大評価され、計算上発生しないと判断された割裂破壊が、ほぞ引抜きの大変形時に発生する可能性があり、軸組架構の破壊モード・耐力評価、設計において非安全側の評価を与えることになるので注意が必要である。

今後は、架構の脆性的な破壊につながる柱の割裂破壊およびほぞの端抜け破壊のメカニズムの解明と耐力評価法の確立が課題である。

② 通し柱を有する2層軸組架構の復元力特性および破壊モード推定手法における仮定の妥当性の検証

第6章では、通し柱を有する2層軸組架構の任意の変形分布に対する復元力特性および破壊モードを推定する簡易な手法を提案したが、第6章で示した通り、そこでは下記の項目等について1体ないしは3体の試験体の実験から得られた計測結果や工学的判断に基づいて仮定をおいており、今後実験によるデータの蓄積等によってそれらの仮定の妥当性の検証を行うことが望まれる。

- ・ 栓位置引抜き量と接合部回転角 の関係
- ・ 接合部回転角と層間変形角の関係
- ・ 接合部曲げモーメントと層間変形角の関係
- ・ 接合部の引抜きにおける下降伏値および割裂強度・変位
- ・ 土台・桁接合部の曲げモーメント
- ・ 後柱の応力を求める際の梁ほぞ引抜き量
- ・ 復元力特性の推定における剛性低下率の設定
- ・ 実際の建物の振動における2次モードによる変形、および1層と2層の層間変形角比の時々刻々の変化に対する適用性

発表論文リスト

1. 本論文に関する発表論文

■ 査読付き学術論文（3 篇）

- 1) 青木和雄, 李 唐怡, 杉野未奈, 林 康裕 : 変形分布制御による伝統木造軸組架構の静的水平加力実験, 日本建築学会構造系論文集, 第 86 巻, 第 781 号, pp. 415~423, 2021.3
- 2) 青木和雄, 給田ありさ, 李 唐怡, 杉野未奈, 林 康裕 : 伝統木造軸組架構の接合部補強に関する研究, 日本建築学会技術報告集, 第 27 巻, 67 号, pp. 1249~1254, 2021.10
- 3) 青木和雄, 李 唐怡, 杉野未奈, 林 康裕 : 伝統木造建物における込栓接合部ほぞ引抜降伏耐力の評価精度向上に関する研究 : 日本建築学会構造系論文集 (2022.10 採用決定)

■ 国際会議論文（1 編）

- 1) Kazuo Aoki, Mina Sugino, Yasuhiro Hayashi : STATIC HORIZONTAL LOADING TEST OF 2-STORIED TRADITIONAL WOODEN FRAME AND BEHAVIOR SIMULATION BY 2D FEM MODEL : WCTE2023 (2022.11 採用決定)

■ その他発表論文（15 編）

- 1) 青木和雄, 李 唐怡, 杉野未奈, 林 康裕 : 変形分布制御による伝統木造軸組架構の静的水平加力実験 (その 1) 加力システムの開発と実験概要, 日本建築学会大会学術講演梗概集 構造Ⅲ, pp. 599~600, 2019.9
- 2) 李 唐怡, 青木和雄, 杉野未奈, 林 康裕 : 変形分布制御による伝統木造軸組架構の静的水平加力実験 (その 2) 実験結果の分析, 日本建築学会大会学術講演梗概集 構造Ⅲ, pp. 601~602, 2019.9
- 3) 青木和雄, 李 唐怡, 杉野未奈, 林 康裕 : 異なる接合部仕様を有する伝統木造軸組架構の変形分布制御静的水平加力実験, 日本建築学会近畿支部研究報告集, 第 60 号, pp. 389~392, 2020.6
- 4) 李 唐怡, 青木和雄, 杉野未奈, 林 康裕 : 変形分布制御による伝統木造軸組架構の静的水平加力実験 (その 3) 異なる接合部を有する試験体の実験結果, 日本建築学会大会学術講演梗概集 構造Ⅲ, pp. 587~588, 2020.9
- 5) 青木和雄, 李 唐怡, 杉野未奈, 林 康裕 : 変形分布制御による伝統木造軸組架構の静的水平加力実験 (その 4) 接触問題を適用した 2 次元 FEM モデルによる解析, 日本建築学会大会学術講演梗概集 構造Ⅲ, pp. 589~590, 2020.9

- 6) 李 唐怡, 青木和雄, 給田ありさ, 杉野未奈, 林 康裕: 通し柱を有する伝統木造軸組架構の接合部補強に関する研究 (その1 接合部補強を施した2層軸組架構の静的加力実験), 日本建築学会近畿支部研究報告集, 第61号 構造系, pp. 25~28, 2021.6
- 7) 青木和雄, 李 唐怡, 給田ありさ, 杉野未奈, 林 康裕: 通し柱を有する伝統木造軸組架構の接合部補強に関する研究 (その2 2次元FEMによる接合部挙動の検討), 日本建築学会近畿支部研究報告集, 第61号 構造系, pp. 29~32, 2021.6
- 8) 給田ありさ, 青木和雄, 杉野未奈, 林 康裕: 伝統木造建物における込栓接合部の破壊メカニズム評価に関する研究, 日本建築学会近畿支部研究報告集, 第61号 構造系, pp. 33~36, 2021.6
- 9) 木本雄太, 給田ありさ, 李 唐怡, 青木和雄, 杉野未奈, 林 康裕: 伝統木造建物における込栓接合部の破壊メカニズム評価に関する研究 その1 接合部引抜実験の試験体概要と材料試験, 日本建築学会大会学術講演梗概集 構造Ⅲ, pp. 529~530, 2021.7
- 10) 給田ありさ, 李 唐怡, 青木和雄, 杉野未奈, 林 康裕: 伝統木造建物における込栓接合部の破壊メカニズム評価に関する研究 その2 実験結果および考察, 日本建築学会大会学術講演梗概集 構造Ⅲ, pp. 531~532, 2021.7
- 11) 李 唐怡, 青木和雄, 給田ありさ, 杉野未奈, 林 康裕: 通し柱・差鴨居を有する伝統木造軸組架構の接合部補強に関する研究(その1 接合部補強を施した2層軸組架構の静的加力実験), 日本建築学会大会学術講演梗概集 構造Ⅲ, pp. 549~550, 2021.7
- 12) 青木和雄, 李 唐怡, 給田ありさ, 杉野未奈, 林 康裕: 通し柱・差鴨居を有する伝統木造軸組架構の接合部補強に関する研究 (その2 2次元FEMによる接合部挙動の検討), 日本建築学会大会学術講演梗概集 構造Ⅲ, pp. 551~552, 2021.7
- 13) 青木和雄, 杉野未奈, 林 康裕: 伝統木造建築における込栓接合部の耐力および破壊メカニズム評価に関する研究, 日本建築学会近畿支部研究報告集, 第62号 構造系, pp. 329~332, 2022.6
- 14) 山本歩実, 青木和雄, 杉野未奈, 林 康裕: 伝統木造建築における込栓接合部の耐力評価および破壊メカニズム評価に関する研究 その1 既往評価式による降伏耐力の評価と破壊モードに関する考察, 日本建築学会大会学術講演梗概集 構造Ⅲ, pp. 235~236, 2022.7
- 15) 青木和雄, 杉野未奈, 林 康裕: 伝統木造建築における込栓接合部の耐力評価および破壊メカニズム評価に関する研究 その2 接合部の引抜破壊を模擬する2次元FEMモデル, 日本建築学会大会学術講演梗概集 構造Ⅲ, pp. 237~238, 2022.7

2. その他の発表論文

■ 査読付き学術論文（0 篇）

■ 国際会議論文（0 編）

■ その他発表論文（2 編）

- 1) 臼井嵩人, 符栄吉, 笈田彬長, 生路有美子, 青木和雄, 杉野未奈, 林 康裕:2 階建て京町家試験体の静的水平加力実験のブラインド解析 その1 実験とブラインド解析の概要, 日本建築学会大会学術講演梗概集 構造Ⅲ, pp. 279~280, 2022.9
- 2) 生路有美子, 臼井嵩人, 符栄吉, 笈田彬長, 青木和雄, 杉野未奈, 林 康裕:2 階建て京町家試験体の静的水平加力実験のブラインド解析 その2 ブラインド解析 (Phase-I) の結果, 日本建築学会大会学術講演梗概集 構造Ⅲ, pp. 281~282, 2022.9

謝辞

本論文は、筆者が京都大学大学院工学研究科 建築学専攻 建築保全再生学講座において、博士後期課程在籍中、および研究指導認定退学後の研究成果をまとめたものです。

京都大学教授 林 康裕 先生には、指導教員として約4年にわたって御指導をいただきました。御縁があつて博士後期課程への編入学を勧めていただき、筆者がこの十年余り会社業務で関わってきた伝統木造建物の耐震性評価に関連する研究テーマを掘り下げて一つの論文に取りまとめるにあたって、丁寧な御指導と有益な御助言をいただきました。研究を進めるうえで、コロナ禍の混乱した状況の中においても実験が遂行できる環境を整えていただいたこと、オンラインによる打合せで多くの議論を交わしていただいたことで、本論文を取りまとめることができました。ここに深謝の意を表し、厚く御礼申し上げます。

同教授 西山峰広 先生、ならびに、同教授 聲高裕治 先生には、本論文の副査として御助言をいただくとともに、細部に至るまで丁寧に御指導をいただきました。ここに深謝の意を表し、厚く御礼申し上げます。

同准教授 杉野未奈 先生には、実験の実施や結果に関する考察、査読付き論文・その他の論文の執筆に至るまで、多大な御指導と御支援をいただきました。ここに深謝の意を表し、厚く御礼申し上げます。

本論文の第2章から第4章の実験では、多くの方々の御助力をいただきました。株式会社木村工務店 木村忠紀 氏には、試験体を製作していただくとともに、加力実験に立ち合いをいただき、貴重な御意見をいただきました。ならびに、京都大学 工学研究科技術部 藤平剛久 氏には、実験の実施に際し準備作業から加力に至るまで多大な御協力をいただきました。ここに深謝の意を表し、厚く御礼申し上げます。

建築保全再生学講座の卒業生、ならびに、在学生の皆様には、実験装置の整備や作業について多大な御協力をいただきました。特に、卒業生の 李 唐怡 氏、ならびに、在学生の 給田ありさ 氏には、本研究テーマについて共に研究を進めるとともに、実験の遂行や論文投稿に際して多大な御尽力をいただきました。ここに深謝の意を表し、厚く御礼申し上げます。

本研究の一部は、JSPS 科研費 JP19H00793 および JP18K13866 の助成を受けたものです。ここに感謝の意を表します。

最後になりましたが、学内外の各所でお世話になった皆様、ならびに、会社同僚、友人諸氏、家族には数多くの励ましのお言葉をいただきました。ここに感謝の意を表します。

2023年1月