

論文 / 著書情報
Article / Book Information

題目(和文)	木鋼筋かいを配した圧着接合木質ラーメン構造の力学的特性と耐震性評価
Title(English)	
著者(和文)	谷川充丈
Author(English)	Mitsutake Tanigawa
出典(和文)	学位:博士(工学), 学位授与機関:東京科学大学, 報告番号:甲第333号, 授与年月日:2025年3月26日, 学位の種別:課程博士, 審査員:坂田 弘安,竹内 徹,堀田 久人,五十嵐 規矩夫,山崎 義弘
Citation(English)	Degree:Doctor (Engineering), Conferring organization: Institute of Science Tokyo, Report number:甲第333号, Conferred date:2025/3/26, Degree Type:Course doctor, Examiner:,,,,,
学位種別(和文)	博士論文
Type(English)	Doctoral Thesis

木鋼筋かいを配した圧着接合木質ラーメン構造の
力学的特性と耐震性評価

東京科学大学
谷川 充丈

目 次

第 1 章	序論	
1. 1	研究の背景と目的	・ ・ ・ 1
1. 2	既往研究と課題	・ ・ ・ 2
1. 3	提案する木質ラーメン構造	・ ・ ・ 4
1. 4	木質ラーメン構造の概要	・ ・ ・ 7
1. 5	木質ラーメン構造の構造設計ルート	・ ・ ・ 9
1. 6	構造用集成材における材料強度と剛性のばらつき	・ ・ ・ 10
1. 7	論文の構成	・ ・ ・ 10
第 2 章	木鋼筋かいの力学的特性	
2. 1	はじめに	・ ・ ・ 13
2. 2	実験方法	
2. 2. 1	実験概要	・ ・ ・ 14
2. 2. 2	試験体	・ ・ ・ 15
2. 2. 3	集成材の支圧実験と丸鋼の引張実験	・ ・ ・ 19
2. 3	実験結果	
2. 3. 1	実験結果概要	・ ・ ・ 19
2. 3. 2	履歴特性	・ ・ ・ 22
2. 3. 3	損傷性状	・ ・ ・ 22
2. 3. 4	拘束材の効果	・ ・ ・ 22
2. 3. 5	補剛集成材の断面寸法	・ ・ ・ 23
2. 3. 6	補剛集成材の材種	・ ・ ・ 23

2.3.7	芯材丸鋼の強度	・ ・ ・ 23
2.3.8	芯材丸鋼の端部ねじの種類	・ ・ ・ 23
2.3.9	スペーサー設置および芯材と補剛材の中間固定	・ ・ ・ 24
2.3.10	木鋼筋かいの設計における留意点	・ ・ ・ 24
2.4	芯材丸鋼の高次座屈と集成材による補剛	
2.4.1	考察概要	・ ・ ・ 25
2.4.2	支圧耐力 C_y	・ ・ ・ 25
2.4.3	支圧力 F	・ ・ ・ 26
2.4.4	支圧耐力 C_y と支圧力 F の比較	・ ・ ・ 28
2.4.5	全体座屈に対する検討	・ ・ ・ 30
2.5	長期的プレストレス力変動の確認実験	
2.5.1	実験概要	・ ・ ・ 31
2.5.2	実験結果	・ ・ ・ 31
2.6	まとめ	・ ・ ・ 32
第3章	圧着接合を適用した柱梁接合部の力学的特性	
3.1	はじめに	・ ・ ・ 35
3.2	実験方法	
3.2.1	実験概要	・ ・ ・ 36
3.2.2	試験体	・ ・ ・ 37
3.3	実験結果	
3.3.1	履歴特性と損傷性状	・ ・ ・ 39
3.3.2	柱面の繊維直角方向の歪み	・ ・ ・ 41
3.4	静的増分解析	
3.4.1	解析概要	・ ・ ・ 43
3.4.2	力学モデル	・ ・ ・ 43
3.4.3	履歴モデル	・ ・ ・ 44
3.4.4	解析結果	・ ・ ・ 48

3.5	長期的プレストレス力変動の確認実験	
3.5.1	実験概要	・・・49
3.5.2	実験結果	・・・49
3.6	まとめ	・・・50
第4章	柱筋かい接合部の力学的特性	
4.1	はじめに	・・・51
4.2	支圧実験	
4.2.1	実験概要	・・・52
4.2.2	試験体	・・・53
4.2.3	実験結果	・・・54
4.2.4	EYT 式, 弾性床上の梁理論の接合部耐力 $P_{y\theta}$ と剛性 $K_{I\theta}$	・・・55
4.3	接合部実験	
4.3.1	実験概要	・・・56
4.3.2	試験体	・・・60
4.3.3	実験結果	・・・60
4.3.4	接合部の回転変形	・・・63
4.3.5	柱の曲げ応力度－歪み関係	・・・64
4.4	力学モデルの検証	
4.4.1	2 本バネモデルと 4 本バネモデル	・・・64
4.4.2	解析結果と実験結果の比較	・・・65
4.5	まとめ	・・・66
第5章	木鋼筋かいと各接合部の力学モデル	
5.1	はじめに	・・・67
5.2	木鋼筋かいのモデル化	
5.2.1	木鋼筋かいと力学モデル	・・・67
5.2.2	履歴モデル	・・・69

5.2.3	プレストレス力の導入について	・ ・ ・ 70
5.2.4	解析結果と実験結果の比較	・ ・ ・ 70
5.3	ラーメン架構を構成する柱梁接合部のモデル化	
5.3.1	力学モデル	・ ・ ・ 72
5.3.2	履歴モデル	・ ・ ・ 73
5.3.3	柱梁接合部の $M-\theta$ 関係	・ ・ ・ 75
5.3.4	柱梁接合部実験と解析結果の比較	・ ・ ・ 76
5.4	柱筋かい接合部のモデル化（筋かいをひし形配置の場合）	
5.4.1	力学モデル	・ ・ ・ 77
5.4.2	履歴モデル	・ ・ ・ 77
5.4.3	解析結果と実験結果の比較	・ ・ ・ 80
5.5	まとめ	・ ・ ・ 81
第6章	圧着接合木質ラーメン構造の耐震性評価	
6.1	はじめに	・ ・ ・ 82
6.2	木質ラーメン架構の力学モデル	
6.2.1	検討建物概要	・ ・ ・ 83
6.2.2	力学モデル	・ ・ ・ 85
6.3	各部の概要と力学モデル	
6.3.1	木鋼筋かい	・ ・ ・ 87
6.3.2	柱梁接合部	・ ・ ・ 87
6.3.3	筋かい端部接合部	・ ・ ・ 87
6.3.4	柱筋かい接合部(筋かいを K 型配置の場合)と梁筋かい接合部	・ ・ ・ 87
6.3.5	柱筋かい接合部(筋かいをひし型配置の場合)	・ ・ ・ 88
6.3.6	柱脚接合部	・ ・ ・ 88
6.4	静的増分解析	
6.4.1	損傷経過と崩壊メカニズム	・ ・ ・ 91
6.4.2	等価減衰定数による評価	・ ・ ・ 94

6.5	地震応答解析	
6.5.1	解析概要	・・・95
6.5.2	最大応答値による評価	・・・96
6.5.3	弾塑性歪みエネルギーによる評価	・・・98
6.6	まとめ	・・・98

第7章 結論

7.1	第2章「木鋼筋かいの力学的特性」のまとめ	・・・100
7.2	第3章「圧着接合を適用した柱梁接合部の力学的特性」のまとめ	・・・101
7.3	第4章「柱筋かい接合部の力学的特性（筋かいをひし形配置の場合）」のまとめ	・・・101
7.4	第5章「各接合部の力学モデル」のまとめ	・・・102
7.5	第6章「圧着接合木質ラーメン構造の耐震性評価」のまとめ	・・・102
7.6	長期的プレストレス力の変動に関する設計の対応について	・・・103
7.7	今後の展望	・・・103

付録

付録1	・・・104
付録2	・・・105
付録3	・・・106

本研究に関連して発表した論文

あとがき

第 1 章

序論

1.1 研究の背景と目的

近年、地震後の建築物の継続使用や機能回復なども重要視され、木質構造においても損傷制御に関する研究が数多く行われている。

2010 年、2011 年においてニュージーランドで発生したカンタベリー地震では、ある一定の建築物は設計想定通りに人命確保の目標を達成したが、解体、再建、建築物利用の中断により、多くの経済的損失を生じている。1200 棟以上の建築物が取り壊され、その損失額はニュージーランドの国内総生産の 10%に相当する 300 億ドル程度に達すると見積もられた。その結果、カンタベリー王立委員会は、大地震に対する経済的損失に対して、これまでの倒壊防止や人命確保の目的を超えて、より適切な損傷制御に期待した設計思想へ移行する必要性を示し^{1.1)}、これ以降、木造建築物についても靱性やエネルギー吸収能力に着目した損傷制御に関する研究が盛んに行われている^{1.2)1.3)1.4)}。

2011 年東北地方太平洋沖地震、2016 年熊本地震、2024 年能登半島地震など建築物へ被害を及ぼした大地震が続いている日本では、高い防災、減災機能をもつ建築物への社会的な必要性が求められている。一方、国の地球温暖化の施策として、CO₂の削減と貯蔵効果が高い木材の利用が推進され、接合部や構造用木材、空間の有効利用の観点から木質ラーメン構造の開発が進み大断面集成材や CLT を利用した中大規模木造が世の中に普及し始めている。

本研究の対象となる木質ラーメン構造は、建築基準法においても構造設計ルートが確立されており、また具体的な設計・評価方法については、日本住宅・木材技術センターから発行された「木造ラーメンの評価方法・構造設計の手引き^{1.5)}」に示されている。しかしこの手引きでは、設計ルート 1、ルート 2 の許容応力度設計を主な対象としており、靱性の確保のための仕様や地震層せん断力の割り増しによる大地震に対する対応が示されているが、実務の設計においては、静的増分解析や地震応答解析による靱性やエネルギー吸収能力について検討している例は少なく、建築物の終局状態や損傷を把握されないままに設計を終えるケースが多いと考えられる。また、木質ラーメン構造は比較的柔らかい構造であり、その耐力と剛性は接合部に依存し、その履歴特性が木材のめり込みによるスリップ型である場合、エネルギー吸収能力は乏しく、大地震を想定した荷重に対し、接合部が損傷し大きな

層間変形が生じることを既往実験でも確認されている。さらに、筋かいを設ける場合、その軸耐力は一般に木材の座屈耐力または筋かいの接合部耐力により決定し、座屈による場合、脆性的な破壊となる。一方、接合部による場合、その履歴特性はエネルギー吸収能力が低いスリップ型であり、大地震時における変形は過大となることが想像できる。そのため、設計で想定した荷重を上回る地震が生じた場合、ニュージーランドと同様な被害と損失が日本においても生じる可能性は高い。

そこで本研究の目的は、想定を超える大地震に対し、木質ラーメン構造の過大な損傷と変形を抑えることができる新しい木質ラーメン構造の開発である。具体的には、柱梁接合部へ圧着接合を適用し、ラーメン架構の弾性変形性能を高め、その架構に靱性とエネルギー吸収能力が高い筋かいを配置することで、大地震時におけるラーメン架構の損傷を抑えることができる損傷制御型の「木鋼筋かいを配した圧着接合木質ラーメン構造」を提案し、その構造の力学的特性および耐震性について把握し評価する。

1.2 既往研究と課題

想定を超える大地震に対し、梁端や柱脚の接合部がスリップ型の履歴で大きく塑性化する設計による木質構造の場合、建物の変形や損傷は過大となり、地震後における建物の継続利用の観点から望ましい構造とは言い難い。

既往研究において中川ら^{1.6)}の振動台実験では、大地震に対して木質ラーメン構造の大きな層間変形と柱脚の損傷が確認されている。また、山口ら^{1.7)}は引きボルト形式の柱梁接合部と柱脚を持つ木質ラーメン架構について、様々な条件による門型フレーム試験を行っている。その中で木質ラーメン架構は降伏時変形角が 1/50 程度であり、終局時の変形角は 1/10 程度に達することを確認している。木質ラーメン構造は比較的柔らかい構造であり、その耐力と剛性は接合部に依存する。接合部の履歴特性は木材のめり込みによるスリップ型であり、エネルギー吸収能力に乏しい。そのためこれら研究では、大地震を想定した荷重に対し、接合部が損傷し大きな変形が確認されている。

一方、木筋かいを設ける場合、配置は K 型や N 型、接合部は鋼板挿入型や添板型が多く、その軸耐力は、一般に木材の座屈耐力または筋かいの接合部耐力により決定される。座屈により決定される場合、脆性的な破壊となるため、作用軸力に対し筋かいが座屈しないような弾性設計による断面算定を行うが、作用する軸力は地震力の大きさに比例して増大する。また、接合部耐力により決定される場合、その履歴特性はエネルギー吸収能力が低いスリップ型であり、大地震時における変形は過大となることが想像できる。

従来の木筋かいに関する既往研究では、安村ら^{1.8)}が柱、梁、ブレースからなる 6 種類の集成材構造骨組について水平交番荷重による加力実験を行っている。それぞれの試験体の荷重-層間変形角関係がスリップ型を含む履歴特性であることを確認し、等価粘性減衰定数を求めエネルギー吸収能力について評価している。この実験において集成材ブレースを有する骨組の脆性的な破壊に達するまでの最大変形角は 1/120 程度であり、その破壊は全て

引張側ブレース端部のボルト接合部におけるせん断破壊であったため、ブレース端部の接合が骨組の耐力に大きく影響を及ぼすと述べている。

北村ら^{1.9)}は中層大規模木造に適用可能な筋かい接合部を提案することを目的として鋼板挿入型の筋かい接合部に関して実験を重ねている。K型配置した筋かい構面の加力実験を行った結果、層間変形角 1/100 手前で引張側の筋かい接合部に耐力低下を伴う割裂破壊を生じ、筋かいの履歴特性はスリップ型を示しており、筋かい構面がエネルギー吸収能力と靱性に乏しいことを確認している。また、小林ら^{1.10)}は実験によりドリフトピン接合部配列において繊維方向へ2列1本と2列2本を比較すると、一列の本数が増加することにより終局変位が大きく低下することを確認し、五十田ら^{1.11)}は集成材に関しては、接合部の繰り返しによる終局変位のばらつきに関して検証する必要があるため、現段階では接合部の塑性変形に期待しない強度型で設計するのが良いと考えられることを示している。さらに秋山ら^{1.12)}は、鋼板挿入型の筋かい接合部について、ビスによる割裂防止、スリットの開き止め、ドリフトピンの鋼種が接合部の塑性変形能力に及ぼす影響を確認するために実験を行なっている。筋かい接合部の正負交番繰り返し加力実験により、無補強の筋かい接合部は早期に引張側の筋かい接合部のドリフトピン列で耐力低下を伴う割裂破壊が生じることを確認している。ビスの割裂防止およびスリット開き止めを施した接合部では顕在化するドリフトピン列の割裂を抑制する傾向にあり、塑性変形能力に対する有効性を確認しているが、補強を施した試験体では鋼板接触部におけるドリフトピン破断による破壊が確認され、接合部の終局変位は割裂を抑制してもドリフトピンの破断によって頭打ちとなることを示している。また、耐力についても接合部の変位 20mm～30mm 程度で接合部耐力が 50%程度まで低下することを示している。このように木筋かいに関する既往研究では、引張側の筋かい接合部の繊維方向へ並ぶドリフトピンやボルト列において割裂破壊が生じやすく、大地震時に対し期待する靱性、エネルギー吸収能力の確保が難しいことが課題として示されている。

圧着接合を利用した柱梁接合部についても既往研究が見受けられる。塩屋ら^{1.13)}は引きボルト接合の柱梁接合部において、引きボルトを PC 鋼棒とし、プレストレスを導入する接合方法を提案し、実験により接合部の回転性能について評価している。この接合方法では、大地震時において PC 鋼棒の降伏によるエネルギー吸収を期待しており、本論の考えとは一線を画している。池上ら^{1.14)1.15)}は、梁の中心へ PC 鋼棒を配した圧着接合法による柱梁接合部について圧着面の応力伝達およびめり込み挙動を把握することを目的に、断面解析および柱梁接合部実験を行っており、その中で、曲げ圧縮側柱面のめり込み耐力確保の必要性について課題を示している。さらに一連の同研究において、根本ら^{1.16)1.17)}は架構実験を行い、架構の力学的挙動を確認したうえで、柱梁接合部に関する履歴モデルを提案している。

海外においても圧着接合法はポストテンションロッキング工法と呼ばれ、2005 年に木造へ適用、それ以降木造の壁やフレームについて大規模な実験が行われ、2011 年以降にはこの工法を用いた建物も建設されている。ここでは柱梁接合部の外側にエネルギー吸収機構を配し、圧着面のロッキング変形を利用するディテール等が用いられている^{1.1)}。

1.3 提案する木質ラーメン構造

本論では、柱梁接合部へ圧着接合を適用し、ラーメン架構の弾性変形性能を高め、その架構にエネルギー吸収能力と靱性が高い筋かいを配置することで大地震時におけるラーメン架構の損傷を抑えることができる損傷制御型を目指した構造が望ましいと考えており、「木鋼筋かいを配した圧着接合木質ラーメン構造」を提案する。

木鋼筋かいは、集成材の中心に孔を設けた補剛集成材に芯材丸鋼を通し、プレストレス力を導入した筋かいである。図 1.1 に提案する木鋼筋かいの概要を示す。プレストレス力はラーメン架構への設置前に導入し、端部の定着ナットを締め固定する。芯材丸鋼と補剛集成材の付着はない。木鋼筋かいは、既往研究における課題解決を目的とし、引張力に対して、芯材丸鋼の塑性変形能力を利用して高い靱性とエネルギー吸収能力を確保する。圧縮力に対しては、補剛集成材の断面をもつ弾性筋かいとして高い復元力を保持する。また、筋かいにプレストレス力を導入することにより、弾性域においてプレストレス力が抜けるまでは、集成材断面による圧縮側の剛性と同等の引張側の剛性を期待できる。

図 1.2 に提案する柱梁接合部の概要を示す。柱梁接合部へ適用する圧着接合は、PC 鋼棒を両側の柱側面から柱仕口部と大梁内部を引き通し、引張力を加え柱側面において定着し、大梁に圧縮のプレストレス力を加えることで、柱と大梁の一体化を図る接合方法である。PC 鋼棒を断面の中央ではなく上下に配置することにより、作用する曲げモーメントに対する有効せいを確保し、曲げ抵抗の効率化を図っている。また、梁が柱面にめり込むことに対する補強として、中心に孔を空けたラグスクリーボルト（以下、LSB）を柱仕口部へ設置する。PC 鋼棒はこの孔内を引き通すこととし、PC 鋼棒と集成材の付着はない。せん断抵抗要素として梁材の断面中心に丸鋼を設けている。

図 1.3 に提案する木質ラーメン構造の概要を示す。木鋼筋かいは、その端部接合部が圧着接合する柱梁接合部の動きを妨げないように、ラーメン架構に対してひし形に配置する。図 1.4 に地震レベルと提案する木質ラーメン構造の損傷過程を力学モデルにより示す。稀に発生する地震に対し、筋かいは弾性域として筋かいを配置したラーメン架構に高い剛性を確保する。木鋼筋かいへの初期導入プレストレス力はこの時の作用軸力に対し芯材丸鋼が降伏しない程度導入する。そのため、プレストレス力が抜ける荷重 P_{ps} までは筋かいに作用する軸力と剛性は引張、圧縮側で同程度となる。極めて稀に発生する地震に対しては、引張側筋かいの芯材丸鋼を降伏させることで地震エネルギーを吸収し、圧縮側では弾性筋かいとして筋かいを配置したラーメン架構の復元力を保持する。座屈拘束ブレースのように圧縮側の靱性を確保する既往研究もあるが^{1.21) 1.22) 1.23)}、損傷後のラーメン架構のみの水平剛性は低いため、圧縮側の筋かいは弾性を保持することで極めて稀に発生する地震に対して筋かいを配置したラーメン架構の過度な変形、損傷、残留変形を抑えることを意図する。4 本の筋かいのうち圧縮側 2 本の筋かいが弾性であるため、筋かいを配置したラーメン架構および引張側の筋かいには、すべての筋かいが降伏した場合と比べ大きな変形を見込めず、エネルギー吸収量は少なくなると考えられるが、芯材丸鋼の履歴特性はループの繰り返しに

よるエネルギー吸収を見込むことができるバイリニア型なので、圧縮側筋かいが弾性の状態におけるラーメン架構の変形においてもエネルギー吸収を期待できると考えられる。

極めて稀に発生する地震に対し、引張側筋かいの降伏およびエネルギー吸収により、筋かいを配置したラーメン架構の負担せん断力を抑え、圧縮側筋かいに作用する軸力の低減を期待できるが、想定を超える地震において、圧縮側筋かいに作用する軸力が大きくなり、その圧縮軸力により生じる柱中央の曲げモーメントも大きくなることが想定される。この場合、筋かいが短期許容圧縮耐力に達する前、かつ柱中央の曲げモーメントが短期許容曲げ耐力に達する前に、柱と筋かいの接合部を降伏させることで圧縮側筋かいの軸力および柱に作用する曲げモーメントを制御し、脆性的な筋かいの座屈および柱の曲げ破壊を回避する。柱と筋かい接合部へ作用する力により柱の繊維方向にはせん断力、繊維直角方向には圧縮力が作用し、柱材の端距離、縁距離を大きく確保することにより接合部（ドリフトピン）の曲げ降伏となる。そのため割裂は生じづらく必要な塑性変形能力を確保することができる。

なお、柱脚接合部については、柱集成材と柱脚は LSB 接合とし、柱脚と基礎は伸び性能の高い転造ねじを使用したアンカーボルト接合とする。既往の研究成果と設計方法がまとめられているラグスクリーボルト接合設計マニュアル (Ver.2.0) ^{1.20)}を参考に設計を行う。

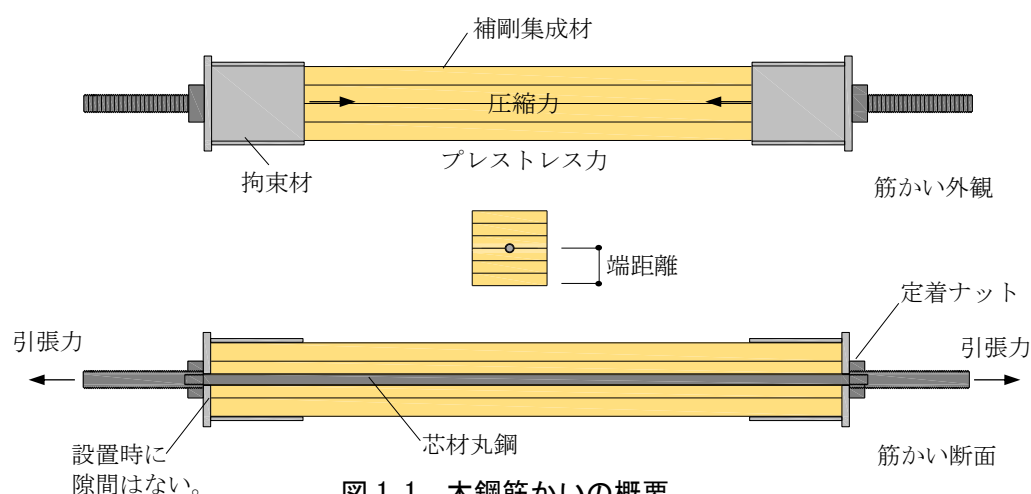


図 1.1 木鋼筋かいの概要

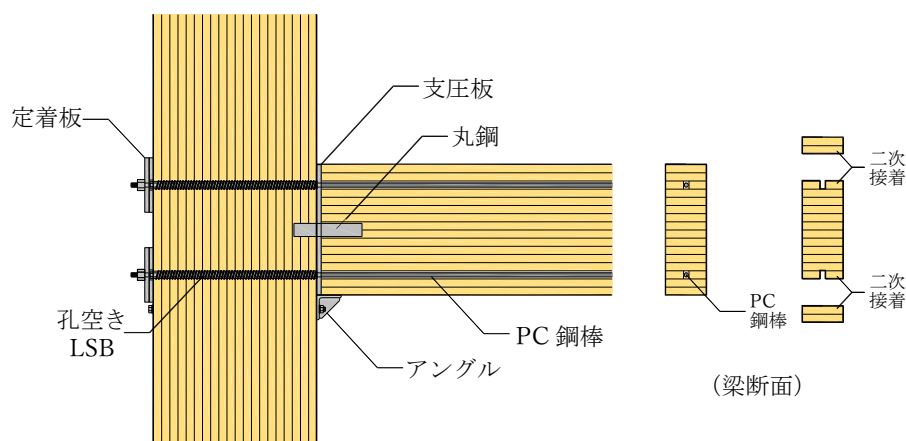
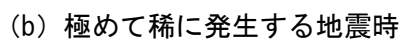
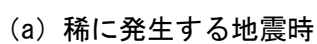
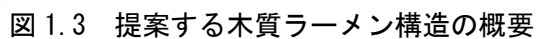
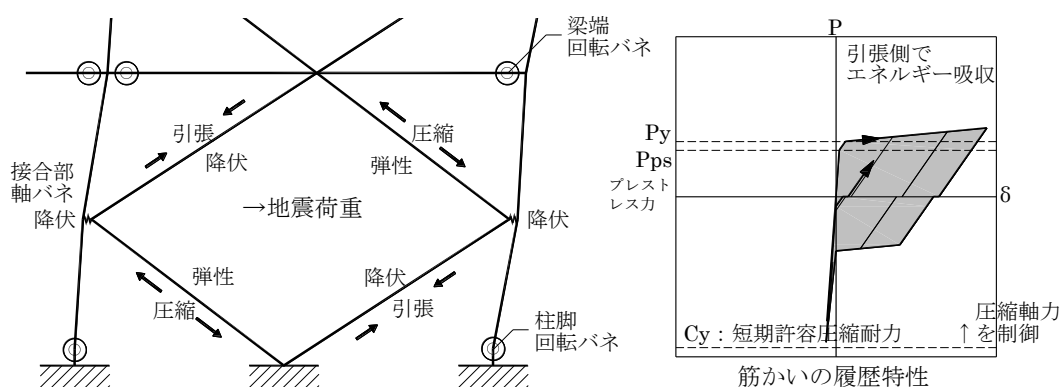


図 1.2 提案する柱梁接合部の概要





(c) 想定を超える地震時

図 1.4 地震レベルと提案する木質ラーメン構造の損傷過程

1.4 木質ラーメン構造の概要

本研究の対象となる木質ラーメン構造の概要を示す。木質構造は耐力壁や筋かいによる耐震要素を設けた耐震構造を基本とするが、空間の有効利用の観点から木質ラーメン構造が開発され、すでに実際の建物にも適用されている。

木質構造の場合、部材の繊維直角方向におけるめり込み変形が生じることから、鉄骨造や鉄筋コンクリート造のように柱梁接合部、柱脚を剛接合とすることはできないため、半剛接合の比較的柔らかいラーメン架構となる。柱梁接合部のディテールとして、引きボルト型、ラグスクリューボルト型、鋼板挿入型、合わせ梁型が代表例として挙げられるが、概要を以降に示す (1.18)(1.19) 1.20)。

(1) 引きボルト型 柱梁接合部

引きボルト型の柱梁接合部は、作用する曲げモーメントに対し、梁の上下フランジ位置に通した引きボルトにより引張力に抵抗し、梁木口の柱へのめり込み抵抗によって圧縮力へ抵抗する接合方法である。図 1.5 にその概要を示す。せん断力に対しては、ウェブ位置で柱にほぞ差しする丸鋼等のせん断抵抗要素が必要となる。引きボルトの梁への定着方法は、梁の上下面に座掘り孔を設け角座板で固定する方法等がある。

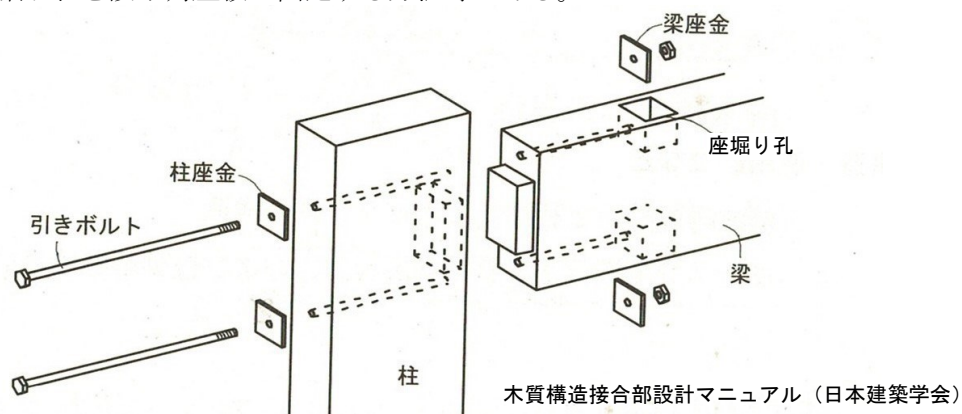


図 1.5 引きボルト型 柱梁接合部

(2) ラグスクリューボルト（以下、LSB）型 柱梁接合部

LSB型の柱梁接合部は、柱部材－接合金物、梁部材－接合金物に埋め込んだLSBを、接合金物を介してハイテンションボルトにより緊結する接合方法である。図1.6にその概要を示す。梁の上下フランジ位置に配置したLSBにより引張力に抵抗し、梁木口の柱へのめり込み抵抗とLSBによって圧縮力へ抵抗する接合方法である。せん断力に対しては、ウェブ位置で柱にほぞ差しする丸鋼等のせん断抵抗要素が必要となる。LSBの柱梁への定着方法は、LSBのねじによるせん断固定である。

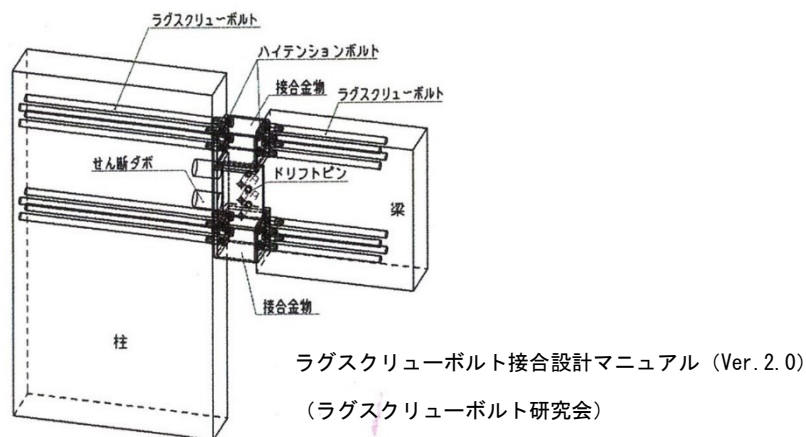


図1.6 ラグスクリューボルト型 柱梁接合部

(3) 鋼板挿入型 柱梁接合部

鋼板挿入型の柱梁接合部は、鋼板ガセットプレートとドリフトピンを組み合わせる曲げモーメント、せん断力、軸力を同時に伝達する。図1.7にその概要を示す。柱通しとした架構において、柱中間部、梁端部にスリットを設け、そこへ鋼板ガセットプレートを挿入し、複数本のドリフトピンにより接合する。梁の曲げモーメントは、ドリフトピン接合部のせん断力、鋼板ガセットプレートの曲げ、ドリフトピン接合部のせん断力、柱の曲げモーメントという経路で応力は伝達する。そのため、ドリフトピンの配置は、曲げモーメントに抵抗できるように、円形または四角形の配置となることが一般的である。

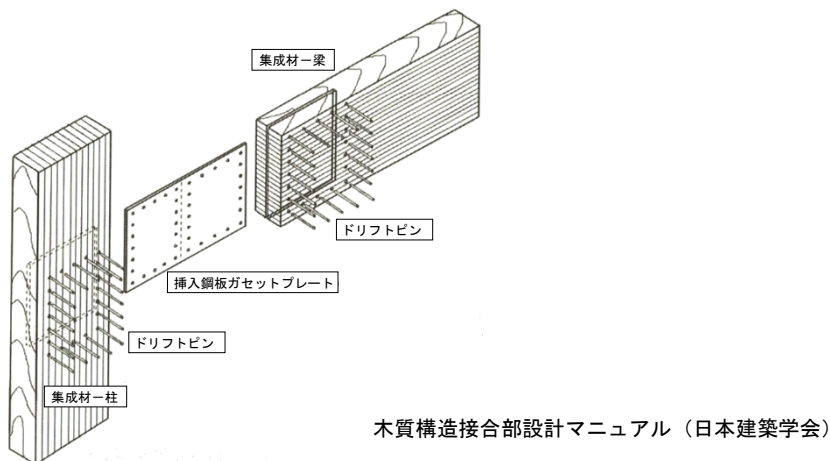


図1.7 鋼板挿入型 柱梁接合部

(4) 合わせ梁型 柱梁接合部

合わせ梁型の柱梁接合部は、柱通しとした架構において、主材である柱を一对の側材である梁によって挟み込み、ボルトを用いて接合する。曲げモーメントに対し、ボルトの2面せん断によって抵抗する接合方法である。図1.8にその概要を示す。一对の側材で主材を挟み込む接合部の構成は鋼板挿入型と同様ではあるが、接合部における耐力発現の基となるボルトの主なめり込みが、側材のみで発生する鋼板挿入型に対し、この接合方法は主材と側材の両方で発生する点で大きく異なる。ボルトの配置は、曲げモーメントに抵抗できるように、円形配置となることが一般的であり、そのボルトを配置する円の接線方向に作用するボルトのせん断力によってモーメントを伝達する。

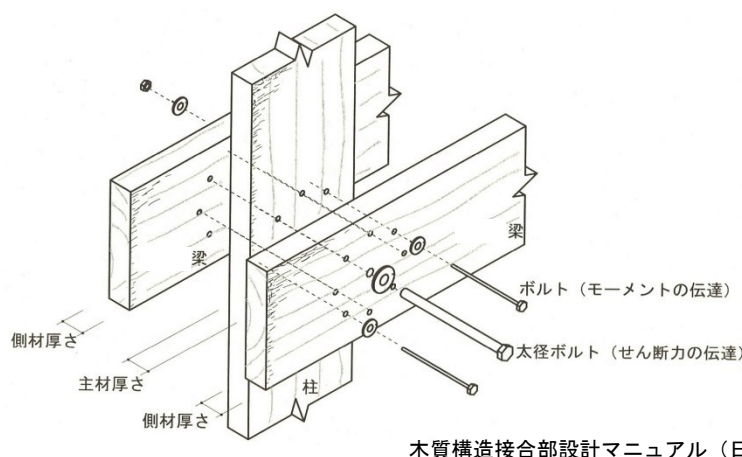


図1.8 合わせ梁型 柱梁接合部

1.5 木質ラーメン構造の構造設計ルート

本研究の対象となる木質ラーメン構造の構造設計ルートについて概要を示す。木質ラーメン構造の構造設計ルートは、建築基準法施行令第46条2項に示される構造設計ルートを採用する。令第46条1項には、水平力に対して耐力壁をつり合いよく配置する旨が示されており、令第46条4項に壁量計算の仕様規定が定められているが、令第46条2項は壁量計算の規定の適用除外として定められている。つまりは、木質ラーメン構造の構造設計において壁量計算を必要としない。

令第46条2項には第一号と第二号がある。第一号には、集成材等を用いて構造計算により水平力に抵抗できる架構を構成する場合について定められている。第二号には、「方杖、控柱又は控壁があつて構造耐力上支障がないもの」と定められているが、具体的な仕様規定については示されていない。そのため、設計は第一号によることとなる。

令第46条2項の第一号には、「構造耐力上主要な柱、梁材に使用する材料の強度と耐久性が国土交通大臣の定める基準に適合していること。」「構造耐力上主要な柱脚が、鉄筋コンクリート造の布基礎に緊結する土台に緊結する、または鉄筋コンクリート造の基礎に緊結すること。」「国土交通大臣が定める基準に従った構造計算（許容応力度計算、層間変形角

および偏心率の検討)によって、構造耐力上安全であることが確かめられた構造であること。」が定められている。木質ラーメン構造の構造設計手順および試験法・評価法は文献 1.5) にまとめられているが、その内容は純ラーメン構造およびルート 1、ルート 2 の構造設計を主な対象としている。また、木質ラーメン構造の構造設計を行う場合、曲げモーメント抵抗接合部の回転剛性、降伏耐力と変形角、終局耐力と変形角、塑性率などの力学的特性値を把握することが重要であり、既往研究成果に基づき木質構造接合部マニュアル^{1.18)}等により構造計算方法が与えられている接合方式による場合と実験により求める場合が示されている。

1.6 構造用集成材における材料の強度と剛性のばらつき

本論の解析で使用する構造用集成材は、原則として、日本農林規格に基づいて製造され一定の品質が確保された材料とし、その基準強度や弾性係数は、木質構造設計規準・同解説^{1.24)}に示される値を使用する。この規準において、これら値は以下のような定義となっている。基準強度は、材料のばらつきを考慮するため、標準試験体を用いた標準試験により得られた強度分布において、信頼水準 75%の 95%下側許容限界値、つまりは 5%下限値を採用している。弾性係数は、材料のばらつきを考慮するため、標準含水率 (15%) 状態の標準荷重条件に調整された弾性係数値分布において、信頼水準 75%の 50%下側許容限界値、つまりは 50%下限値を採用している。よって本論の解析では、構造用集成材の材料ばらつきを安全側に考慮した検討を行っている。

1.7 論文の構成

本論文は、全 7 章により構成する。

第 1 章では、本研究の背景と目的、既往研究と課題、提案する木質ラーメン構造の概要、従来の木質ラーメン構造の概要、構造用集成材における材料強度と剛性のばらつきを説明し、最後に論文の構成を示す。

第 2 章では、実験により木鋼筋かいの履歴特性および損傷性状を確認し、材料、寸法およびディテールについての検討を行う。また筋かいの芯材丸鋼の高次座屈と補剛効果について力学的な考察を行う。

第 3 章では、提案する柱梁接合部の実験を行い、LSB の有無による履歴特性と損傷の違いを確認する。次に曲げ圧縮縁に生じる歪みについて比較し、LSB の柱面のめり込みに対する補強の効果を確認する。最後に柱梁接合部について静的増分解析を行い、LSB の有無による柱梁接合部の損傷の過程について考察する。

第 4 章では、支圧実験および接合部実験により、荷重角度 0°方向 (繊維方向)、90°方向 (繊維直角方向)、53.5°方向 (筋かい方向) について、支圧強度、めり込み剛性、接合部耐力、接合部剛性を確認し、木鋼筋かいと柱接合部に適用できる、荷重角度を考慮した力学モデルの検証を行う。

第 5 章では、第 6 章の木鋼筋かい付きラーメン架構を構成する各部位の力学モデルを検

証する。実験により把握した履歴特性をもとに、木鋼筋かい、柱梁接合部、柱筋かい接合部の力学モデルを用いて解析し、実験結果と解析結果の比較を行うことで、力学モデルの妥当性を確認する。

第6章では、第5章で示した力学モデルを用いて、ある検討建物の1構面に対して、木質ラーメン架構の力学モデルを作成し、静的増分解析および地震応答解析を行う。静的増分解析では木鋼筋かい付きラーメン架構、筋かい付きラーメン架構、純ラーメン架構について崩壊メカニズムと損傷過程を確認し、等価減衰定数による定量的な比較検証を行う。地震応答解析では最大応答値と弾塑性歪みエネルギーによる耐震性の評価を示す。

第7章では、本論を総括する。

[参考文献]

- 1.1) Alessandra M., Gabriele G., Alessandro P., Stefano P.: Overview of Connection Detailing for Post-tensioned Dissipative Timber Frames, *Structural Engineering International*, Nr.2, pp209~216, 2020
- 1.2) Asif L., Stefano P., Alessandro P., Andrew B.: Seismic Performance of Full-Scale Post-Tensioned Timber Beam-Column Connections, *Journal of Earthquake Engineering*, 20: pp383~405, 2016
- 1.3) T. Smith., S. Pampanin., P. Di Cesare., F. C. Ponzo., M. Simonetti., D. Nigro., D. Carradine.: Shaking Table Testing of a Multi-Storey Post-Tensioned Timber Building, 2014 NZSEE Conference, Paper Number O64, pp1~8, 2014
- 1.4) Tobias S., Antonio Di C., Felice Carlo P., Stefano P.: Post-Tensioned Glulam Beam-Column Joints with Advanced Damping System: Testing and Numerical Analysis, *Journal of Earthquake Engineering*, 18: pp147~167, 2014
- 1.5) 木造ラーメンの評価方法・構造設計の手引き 日本住宅・木材技術センター, pp1-1~1-15, 2016
- 1.6) 中川学、五十田博、岡野瑛貴：木質ラーメン構造，軸組構造，併用構造の耐震性能評価と実大振動台実験 日本建築学会構造系論文集 Vol.74、pp321~330, 2009
- 1.7) 山口和弘、稲山正弘、志村智、畠山太志、河合直人：スパン，層高，鉛直荷重の有無などを変化させた木質ラーメン架構の実験的研究 日本建築学会構造系論文集 Vol.78 No.683、pp119~128, 2013
- 1.8) 安村基、坂井英明：集成材構造ブレース付骨組の水平加力試験 日本建築学会大会学術講演梗概集 C 構造Ⅱ, pp1257~1258, 1986
- 1.9) 北村俊夫、五十田博、小林研治、小谷竜城：EYT 接合部による K 型筋かい構面の実験 日本建築学会大会学術講演梗概集 構造Ⅲ, pp159~160, 2016, pp211~214, 2017, pp435~pp438, 2018
- 1.10) 小林研治、北村俊夫、五十田博：EYT 接合部による K 型筋かい構面の実験 その2 接

- 合部の終局変位に及ぼす諸因子の影響 日本建築学会大会学術講演梗概集 構造Ⅲ, pp211～214, 2017
- 1.11) 五十田博、北村俊夫、荒木康弘、小林研治、小谷竜城、中島昌一：EYT 接合部による K 型筋かい構面の実験 その 5 筋かい構面のパラメータスタディ 日本建築学会大会学術講演梗概集 構造Ⅲ, pp437～pp438, 2018
- 1.12) 秋山信彦、岡本滋史、小林研治、槌本敬大：塑性変形能に期待した全ねじビス割裂補強による鋼板挿入ドリフトピン式集成材ブレース接合部の力学的挙動に関する実験的研究、日本建築学会技術報告集 第 28 巻 第 69 号, pp643～648, 2022
- 1.13) 塩屋晋一、松木和彦、有馬桃子：プレストレスを利用する木造ラーメンの剛接合法に関する実験的研究 日本建築学会構造系論文集 Vol.73、pp1787～1796, 2008
- 1.14) 池上寛樹、山崎義弘、坂田弘安：集成材を用いた圧着工法による圧着部の力学的挙動に関する研究（その 1 圧着工法の考え方と予備解析） 日本建築学会大会学術講演梗概集、構造Ⅲ、pp15～16, 2017
- 1.15) 池上寛樹、山崎義弘、坂田弘安：集成材を用いた圧着工法による圧着部の力学的挙動に関する研究（その 2 実験と解析） 日本建築学会大会学術講演梗概集、構造Ⅲ、pp595～596, 2018
- 1.16) 根本夏帆、野村佳亮、山崎義弘、坂田弘安：集成材柱梁接合部に圧着工法を用いた木質架構の力学的挙動に関する研究（その 1 研究概要および部分架構実験） 日本建築学会大会学術講演梗概集、構造Ⅲ、pp591～592, 2018
- 1.17) 野村佳亮、根本夏帆、山崎義弘、坂田弘安：集成材柱梁接合部に圧着工法を用いた木質架構の力学的挙動に関する研究（その 2 骨組架構実験およびフレーム解析） 日本建築学会大会学術講演梗概集、構造Ⅲ、pp593～594, 2018
- 1.18) 木質構造接合部設計マニュアル 日本建築学会、pp196～238, 2009
- 1.19) 稲山正弘、中大規模木造建築物の構造設計の手引き、pp116～124, 2019
- 1.20) ラグスクリュールボルト研究会：ラグスクリュールボルト接合設計マニュアル, 2015
- 1.21) HE. Blomgren, JP. Koppitz, A.D. Valdes, E. Ko : The Heavy Timber Buckling-Restrained Braced Frame as A Solution for Commercial Building in Regions of High Seismicity, Proceedings of 14th World Conference Timber Engineering, 2016
- 1.22) C.P. Pantelides, C. Murphy, H.E. Blomgren, D.R. Rammer : Mass Timber Buckling-Restrained Brace for Seismic Regions, Proceedings of 17th World Conference Earthquake Engineering, 2020
- 1.23) 小室翔吾、寺澤友貴、倉田高志、小西克尚、竹内徹：拘束材に集成材を用いた座屈拘束ブレースの繰返し変形性能と破壊モード 日本建築学会構造系論文集 Vol.87、pp1059～1070, 2022
- 1.24) 木質構造設計規準・同解説 日本建築学会、pp149～168, 2006

第2章

木鋼筋かいの力学的特性

2.1 はじめに

本論では、集成材の中心に丸鋼を通した木鋼筋かいを提案する。図 2.1 に木鋼筋かいの概要を示す。既往研究 2.1)~2.5)において示されている「引張力に対する筋かい端部の接合部の靱性とエネルギー吸収能力の確保が難しい」という課題の解決を目的とし、木鋼筋かいは引張力に対し芯材丸鋼の塑性変形能力を利用して、高い靱性とエネルギー吸収能力を確保する。圧縮力に対しては、補剛集成材の断面をもつ弾性筋かいとして高い復元力を保持する。また、筋かいにプレストレス力を導入することにより、弾性域においてプレストレス力が抜けるまでは、集成材断面による圧縮側の剛性と同等の引張側の剛性を期待できる。

木鋼筋かいはラーメン架構においてひし形に配置することを考えている。筋かいは稀に発生する地震に対し弾性設計とし、極めて稀に発生する地震に対しては、引張側の芯材丸鋼を降伏させることでエネルギー吸収を行う。よって本章に示す筋かいの部材実験では引張側に軸歪み 3%の変形性能を要求している。

本章では、実験により木鋼筋かいの履歴特性および損傷性状を確認し、材料、寸法およびディテールについての検討を行う。また筋かいの芯材丸鋼の高次座屈と補剛効果について力学的な考察を行う。

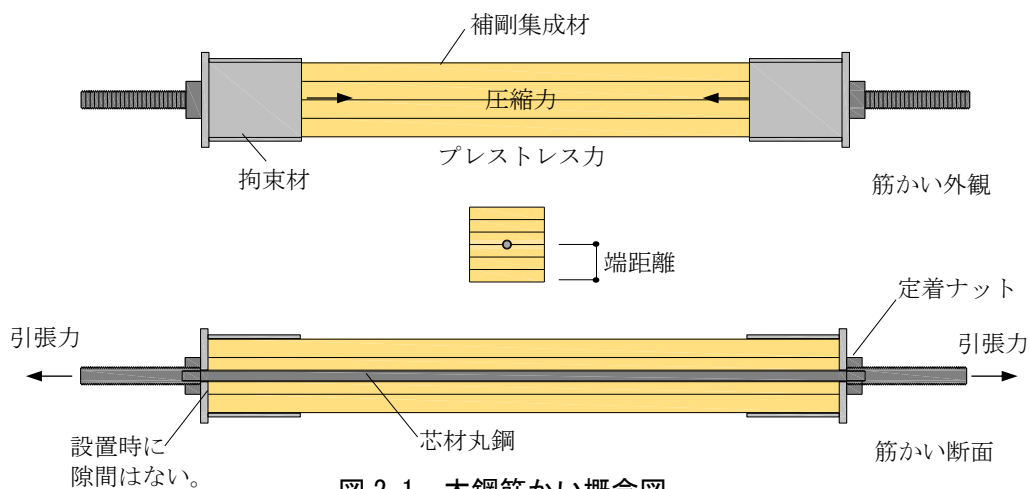


図 2.1 木鋼筋かい概念図

2.2 実験方法

2.2.1 実験概要

木鋼筋かいの履歴特性および損傷性状の確認を目的とし、静的載荷試験を行う。図 2.2 に試験体の設置および変位計測位置を示す。筋かいの履歴特性に用いる軸変形はレーザー変位計により計測した両端部の定着ナット間の変形 δ_I とする。軸力 P は試験機内のロードセル値とする。図 2.3 に示すように、弾性載荷を行った後、引張側に漸増変位、圧縮側には 300kN に達するまでの載荷計画とする。この値は代表的な試験体であるベイマツ E120-F375、120 角の集成材断面における短期許容圧縮耐力と同程度である。載荷サイクルにおける軸歪み ε は軸変形 δ_I を定着ナット間の部材長さ L で除すことにより算出する。

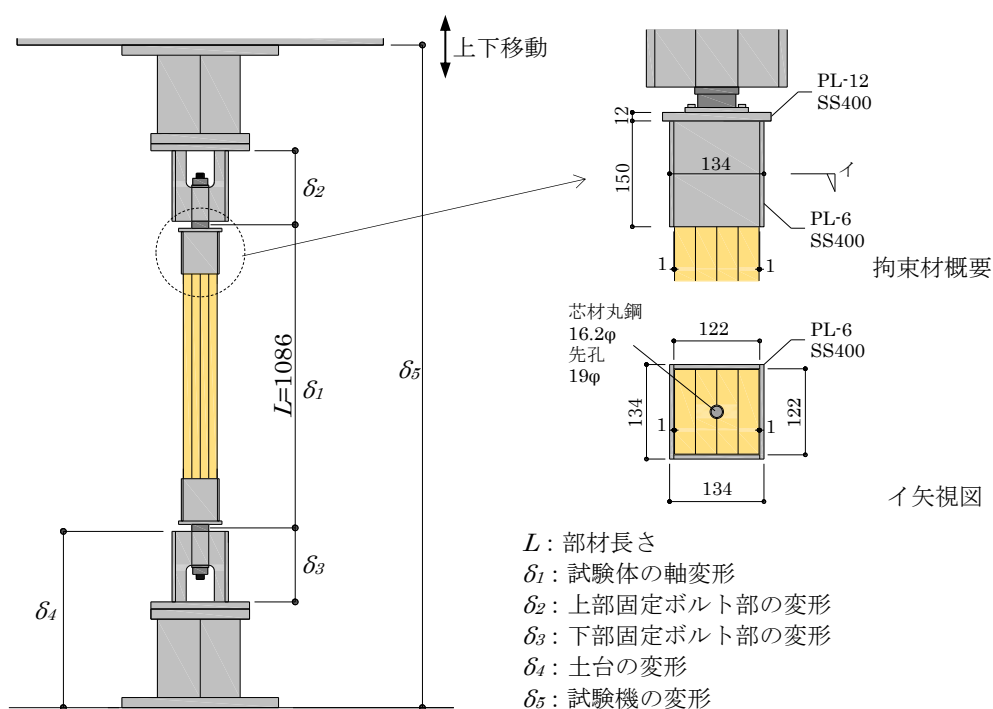


図 2.2 試験体の設置と変位計測位置

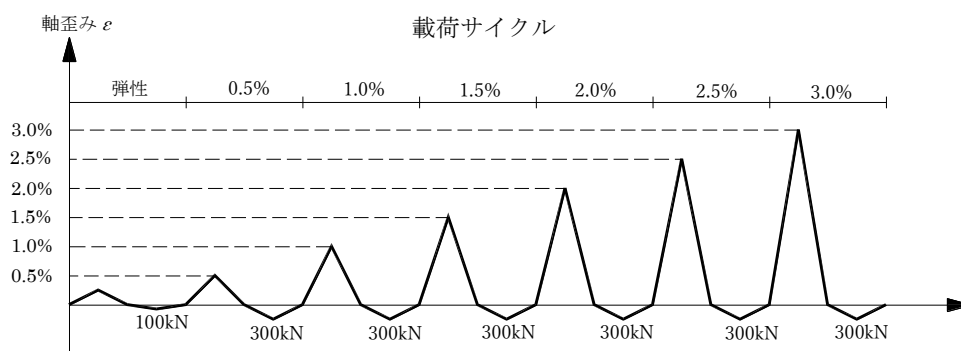


図 2.3 載荷計画

2.2.2 試験体

各試験体の仕様を表 2.1 に、代表的な試験体の姿図を図 2.4.a～図 2.4.d に示す。試験体は芯材丸鋼の軸径 d を 16mm 程度で統一し、①芯材丸鋼の強度・ねじの種類、②補剛集成材の断面寸法・材料、③端部拘束材のありなし、④端部スペーサーおよび芯材と補剛材の中央固定の有無をパラメーターとし各試験体の履歴特性の違いを確認するために設定する。

プレストレス力は全試験体 30kN とする。30kN はジャッキの緊張により芯材丸鋼が降伏しない荷重として安全を見て設定した値である。この値は SNR400B 芯材丸鋼の短期許容引張耐力(48.4kN)の 60%程度(30.0kN/48.4kN=0.62)に、ベイマツ 120 角集成材の短期許容圧縮耐力(282.3kN)の 10%程度(30.0kN/282.3kN=0.11)に相当する。試験体を試験機に設置する前にセンターホール型油圧ジャッキにより手動ポンプを用いて筋かい試験体の丸鋼にプレストレス力を導入している。プレストレス力の値は芯材丸鋼の表裏に貼り付けた歪みゲージの平均値から確認し、引張側の定着ナット（写真 2.1）を締めることでプレストレス力の導入は完了する。

端部に設置する拘束材は、丸鋼端部の回転固定度を高めるとともに既往実験 2.6,2.7 で確認される筋かい端部での芯材の高次座屈に起因する補剛集成材の割裂に対する補強を意図する。拘束材は定着ナットとねじで一体化し、引張変形時には拘束材エンドプレートと補剛集成材には図 2.5 に示すような隙間を生じる。図 2.6 に示すように中心に孔が空いた補剛集成材は U 溝加工を施した二つの集成材を二次接着して製作する。

スペーサー（写真 2.2）は芯材丸鋼が高次座屈を生じると思われる端部において、補剛集成材と芯材丸鋼のクリアランスを縮め、芯材丸鋼が面外へはらみ出す力（支圧力 F ）を抑えることを目的としている。なお、本章で示す高次座屈は、補剛集成材が補剛効果を発揮した上で生じる耐力低下を伴った 1 波長以上の局部座屈と定義する。スペーサーは幅 100mm、厚さ 0.75mm の硬質ゴムを芯材丸鋼に対し巻き付け固定する。芯材丸鋼と補剛集成材の中央部における固定は、引張時における芯材丸鋼が補剛集成材から抜け出す変形を上下端に分散させることで、その後の圧縮力負担時における芯材丸鋼と補剛集成材の接触長さを確保し、補剛効果を高めることで端部における芯材丸鋼の高次座屈を補剛する力（支圧耐力 C_y ）を向上させることを意図する。4T16B160YY 試験体の対応を図 2.7 に示す。

表 2.1 筋かい試験体

試験体名		4T16B120NN	4T16B120YN	4T16B160YN	4T16B160YY	4S16B120YN	4S16B160YN	5T16B120YN	5T16D120YN	5T16K120YN
芯材	材 料	SNR400B	SNR400B	SNR400B	SNR400B	SNR400B	SNR400B	SNR490B	SNR490B	SNR490B
	軸径 d	16.2φ	16.2φ	16.2φ	16.2φ	16.0φ	16.0φ	16.2φ	16.2φ	16.2φ
	ね じ	M18 転造ねじ	M18 転造ねじ	M18 転造ねじ	M18 転造ねじ	M16 切削ねじ	M16 切削ねじ	M18 転造ねじ	M18 転造ねじ	M18 転造ねじ
補剛材	材 料	E120-F375 ベイマツ	E120-F375 ベイマツ	E120-F375 ベイマツ	E120-F375 ベイマツ	E120-F375 ベイマツ	E120-F375 ベイマツ	E120-F375 ベイマツ	E135-F405 ダフリカカラマツ	E150-F465 ダフリカカラマツ
	断 面	120角	120角	160角	160角	120角	160角	120角	120角	120角
	先孔径	19φ	19φ	19φ	19φ	18φ	18φ	19φ	19φ	19φ
プレストレス力		30kN	30kN	30kN	30kN	30kN	30kN	30kN	30kN	30kN
芯材と補剛材のクリアランス		1.4mm×2	1.4mm×2	1.4mm×2	0.65mm×2	1.0mm×2	1.0mm×2	1.4mm×2	1.4mm×2	1.4mm×2
芯材の端距離		3.70d	3.70d	4.94d	4.94d	3.75d	5.00d	3.70d	3.70d	3.70d
拘束材		なし	あり	あり	あり	あり	あり	あり	あり	あり
スペーサー		なし	なし	なし	あり	なし	なし	なし	なし	なし
芯材と補剛材の中央固定		なし	なし	なし	あり	なし	なし	なし	なし	なし

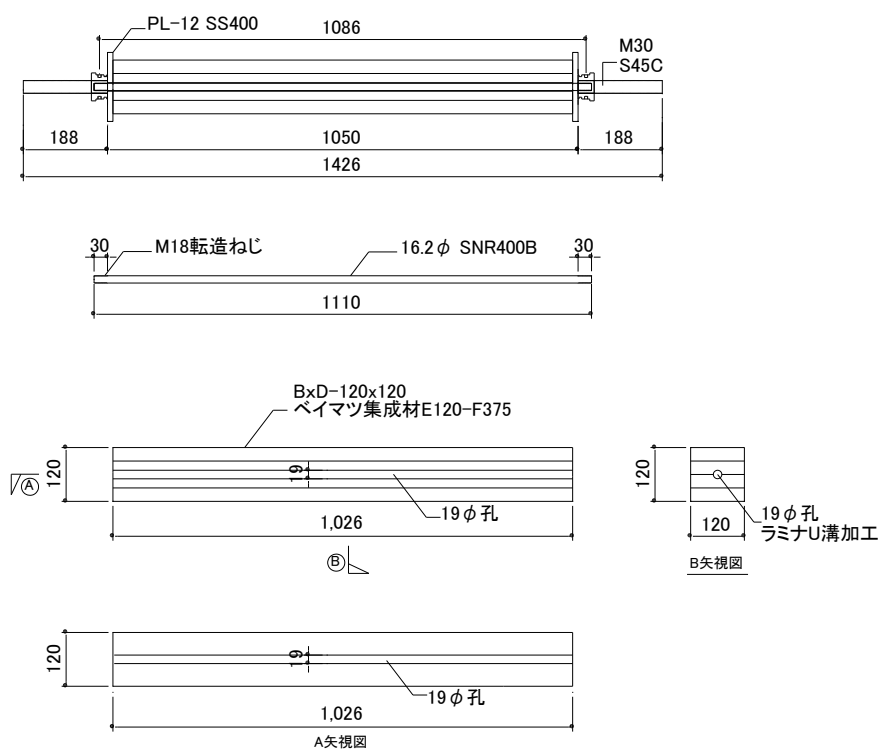


図 2.4. a 4T16B120NN 試験体姿図

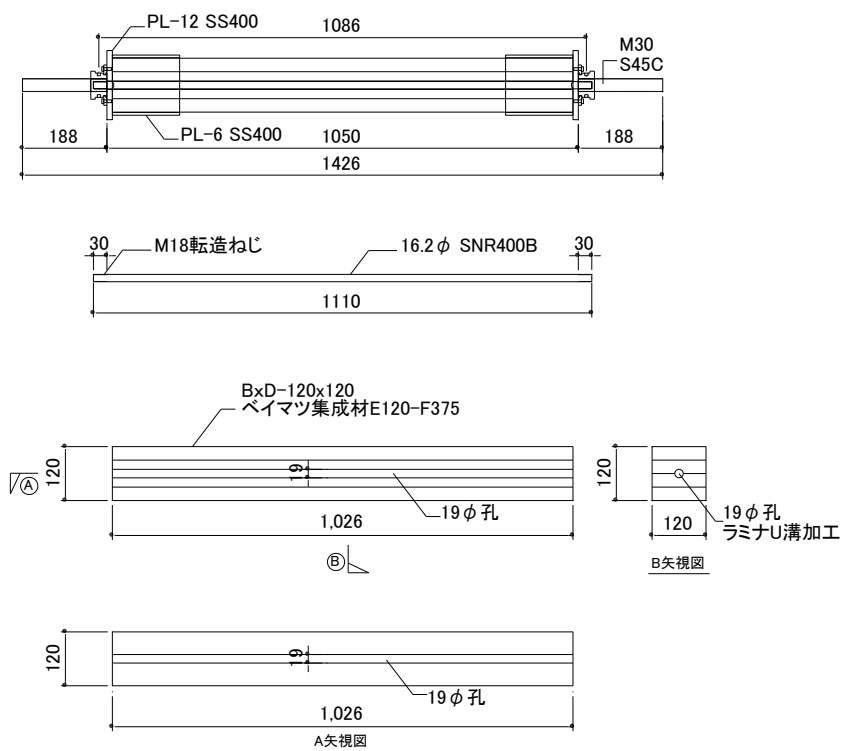


図 2.4. b 4T16B120YN 試験体姿図

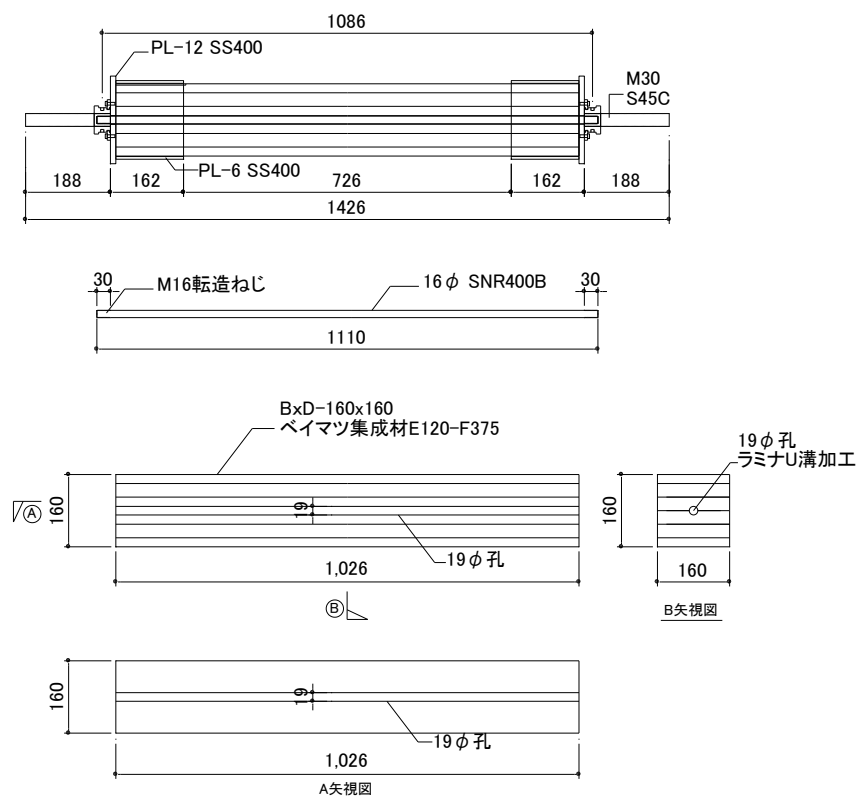


図 2.4.c 4T16B160YN 試験体姿図

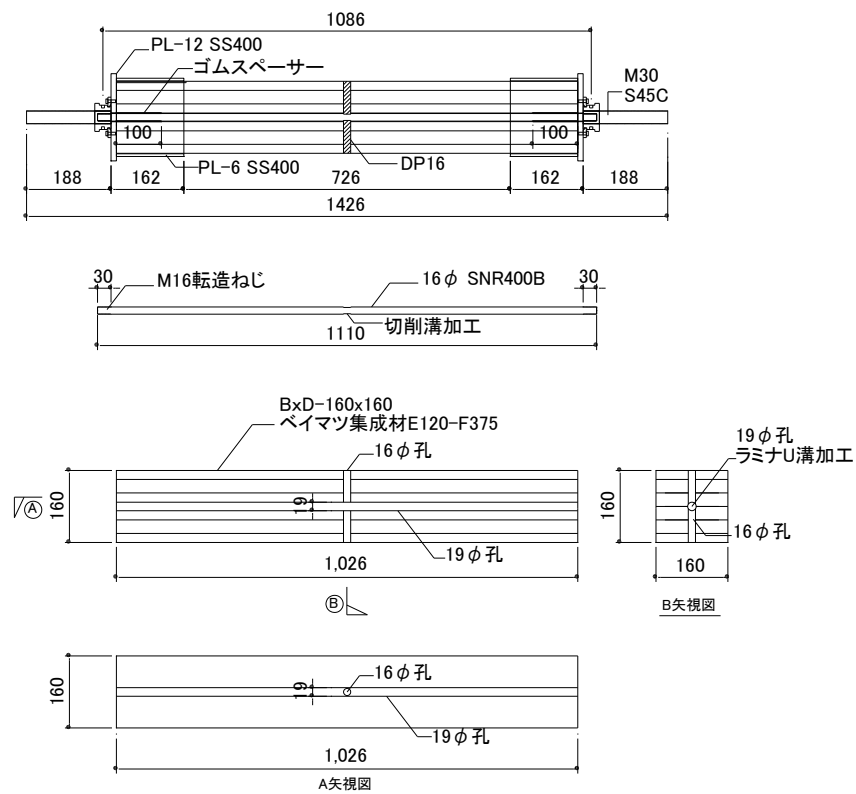


図 2.4.d 4T16B160YY 試験体姿図

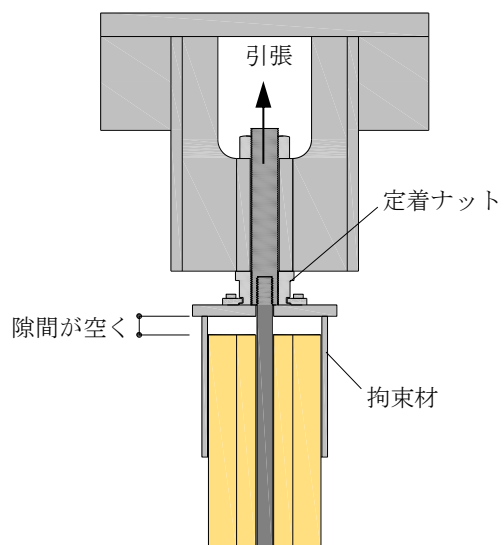


図 2.5 端部の変形

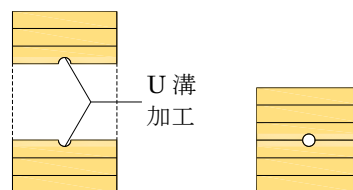


図 2.6 補剛集成材の製作



写真 2.1 定着ナット

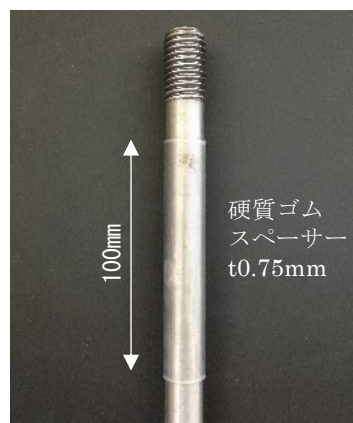
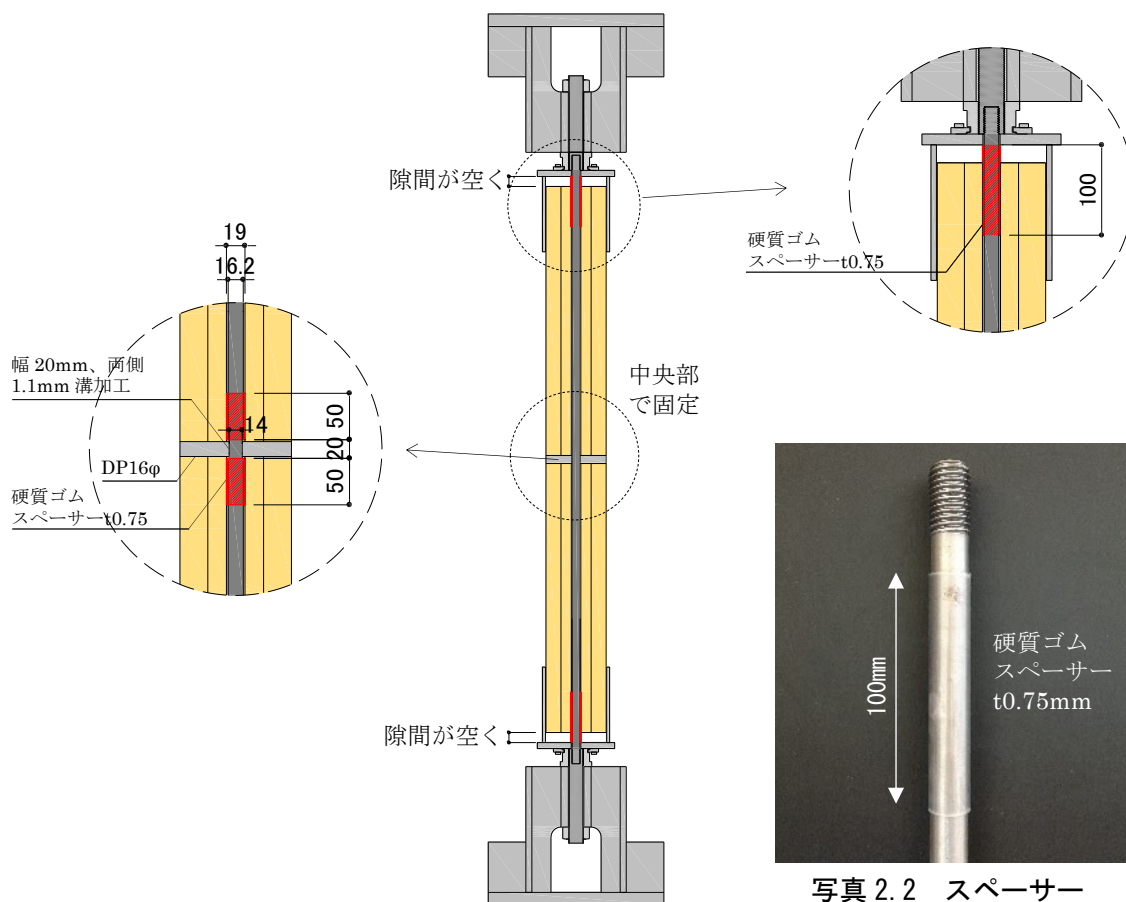


写真 2.2 スペーサー

図 2.7 4T16B160YY 試験体の対応

2.2.3 集成材の支圧実験と丸鋼の引張実験

表 2.2 に各試験体の集成材支圧実験と丸鋼引張実験の結果を示す。支圧実験は図 2.8 に示すように U 溝加工した集成材に 16φ の丸鋼を乗せ、圧縮試験機により行う。支圧実験の試験体は、筋かい実験で使用する集成材と同じものを半分に分割して使用する。図 2.9 に表 2.2 における支圧剛性 k_{90} および支圧降伏応力度 F_{e90} の定義を示す。支圧降伏後、耐力が上昇していく場合（図 2.9 左）、支圧降伏点は ASTM-D5764^{2.8)}の方法に準じてピン直径の 5% オフセット点とし、 k_{90} は原点と降伏点を結ぶ等価剛性とする。この際の初期剛性 k_e については最大応力度を σ_{max} として $0.1\sigma_{max}$ と $0.4\sigma_{max}$ における点を結ぶ傾きとする。支圧降伏後、応力度が頂点に達し降下する場合（図 2.9 右）、支圧降伏点はその頂点応力度とし、 k_{90} は原点と降伏点を結ぶ等価剛性とする。

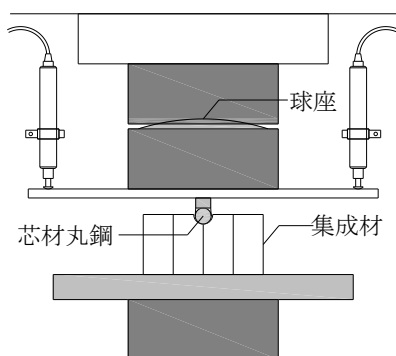


図 2.8 支圧実験

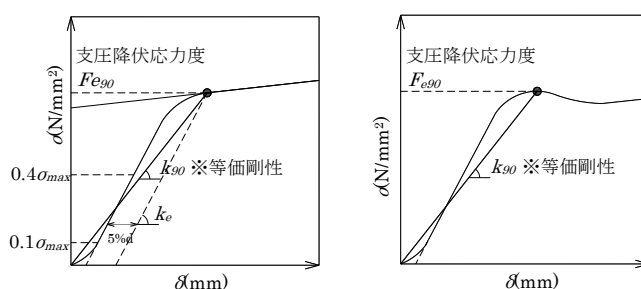


図 2.9 k_{90} と F_{e90} 定義

表 2.2 集成材の支圧実験結果と丸鋼の引張実験結果

試験体名	4T16B120NN	4T16B120YN	4T16B160YN	4T16B160YY	4S16B120YN	4S16B160YN	5T16B120YN	5T16D120YN	5T16K120YN
芯材丸鋼 σ_y (N/mm ²)	327	309	320	320	323	323	335	335	335
芯材丸鋼 σ_u (N/mm ²)	462	462	460	460	476	476	543	543	543
集成材	E120-F375 ベイマツ 120角	E120-F375 ベイマツ 120角	E120-F375 ベイマツ 160角	E120-F375 ベイマツ 160角	E120-F375 ベイマツ 120角	E120-F375 ベイマツ 160角	E120-F375 ベイマツ 120角	E135-F405 ダフリカ カラマツ 120角	E150-F465 ダフリカ カラマツ 120角
支圧丸鋼径	16φ	16φ	16φ	16φ	16φ	16φ	16φ	16φ	16φ
先孔径	19φ	19φ	19φ	19φ	18φ	18φ	19φ	19φ	19φ
含水率	10.3%	10.5%	9.8%	9.2%	8.7%	8.8%	10.5%	9.6%	9.2%
比重	0.51	0.52	0.54	0.55	0.48	0.54	0.62	0.59	0.67
k_{90} (N/mm ²)	3.9	3.1	2.6	4.8	2.5	4.1	3.6	3.3	5.1
支圧降伏応力度 F_{e90} (N/mm ²)	9.4	9.4	11.6	12.5	9.8	11.6	10.3	11.7	10.3

2.3 実験結果

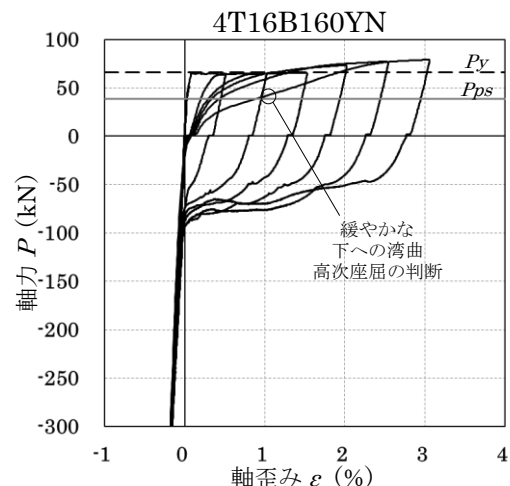
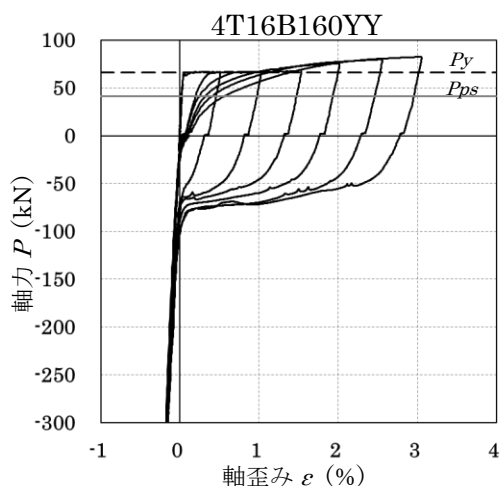
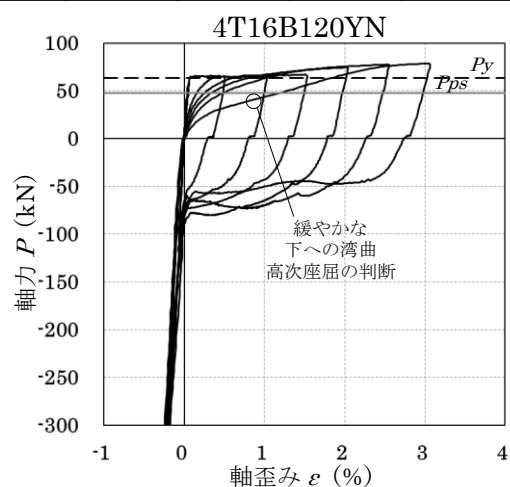
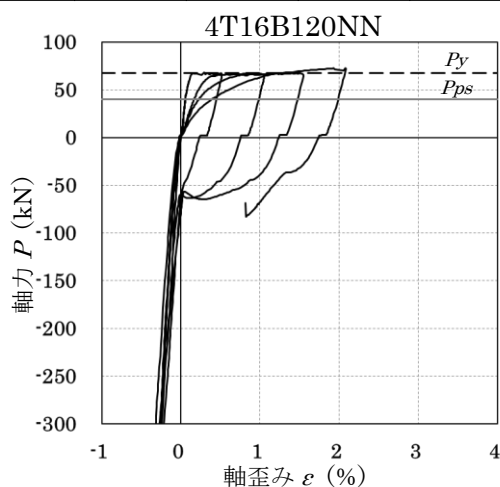
2.3.1 実験結果概要

図 2.10 に各試験体の軸力 P —軸歪み ϵ 関係を示し、表 2.3 に実験結果をまとめる。表 2.3 におけるプレストレス荷重 P_{ps} は、図 2.10 の弾性サイクルの引張載荷時において剛性変化を生じる点の荷重としている。また、引張降伏荷重 P_y は 0.5% の軸歪みサイクルの引張側に

において初めて芯材丸鋼が降伏する荷重とし、 P_{max} は実験における引張最大荷重とする。エネルギー吸収量 E_s は筋かいの弾塑性歪みエネルギーを示し、各サイクルにおける履歴ループの包絡面積の累加により算出する。表 2.3 の芯材丸鋼損傷性状に示す軸歪みは実験において座屈が生じたと考えられる軸歪みを示す。芯材丸鋼が圧縮負担時に耐力低下を生じ、次載荷サイクルの引張剛性が低下し、下に緩やかに湾曲する履歴形状を示した場合に高次座屈を生じたと判断している。表 2.3 における圧縮側の初期剛性では、実験値 eK_c は計算値 aK_c の-38%~-75%と低い値を示す。実験値 eK_c は計算値 aK_c の算出方法は図 2.11 による。

表 2.3 筋かい試験体の実験結果

試験体名	4T16B120NN	4T16B120YN	4T16B160YN	4T16B160YY	4S16B120YN	4S16B160YN	5T16B120YN	5T16D120YN	5T16K120YN
プレストレス荷重 P_{ps} (kN)	40.3	47.4	38.4	41.3	32.8	41.0	33.2	38.3	38.4
引張降伏荷重 P_y (kN)	67.4	63.6	66.9	66.3	64.3	65.1	65.7	66.5	64.1
引張最大荷重 P_{max} (kN)	72.6	78.6	79.1	82.4	73.2	72.2	96.3	95.9	99.0
エネルギー吸収量 E_s (kN・mm)	5176	12756	12110	12642	11408	10038	12889	12884	13526
芯材丸鋼 損傷性状	軸歪み2.0% 上端部 座屈	軸歪み2.5% 上端部 高次座屈	軸歪み2.5% 上端部 高次座屈	軸歪み3.0% 両端部 高次座屈	軸歪み2.5% 上端部 高次座屈	軸歪み2.5% 上端部 高次座屈	軸歪み2.5% 上端部 高次座屈	軸歪み2.5% 上端部 高次座屈	軸歪み2.5% 上端部 高次座屈
補剛集成材 損傷性状	割裂 めり込み	割裂 めり込み	めり込み	めり込み	割裂 めり込み	めり込み	割裂 めり込み	割裂 めり込み	割裂 めり込み
高次座屈長さ l_k (mm)	—	—	—	140	—	100	150	100	140
実験 圧縮側剛性 eK_c (kN/mm)	116.0	146.9	122.1	131.1	73.4	128.7	146.2	93.8	103.3
計算 圧縮側剛性 aK_c (kN/mm)	194.9	194.9	318.6	318.6	194.3	318.0	194.9	214.4	233.9
eK_c / aK_c	0.60	0.75	0.38	0.41	0.38	0.40	0.75	0.44	0.44



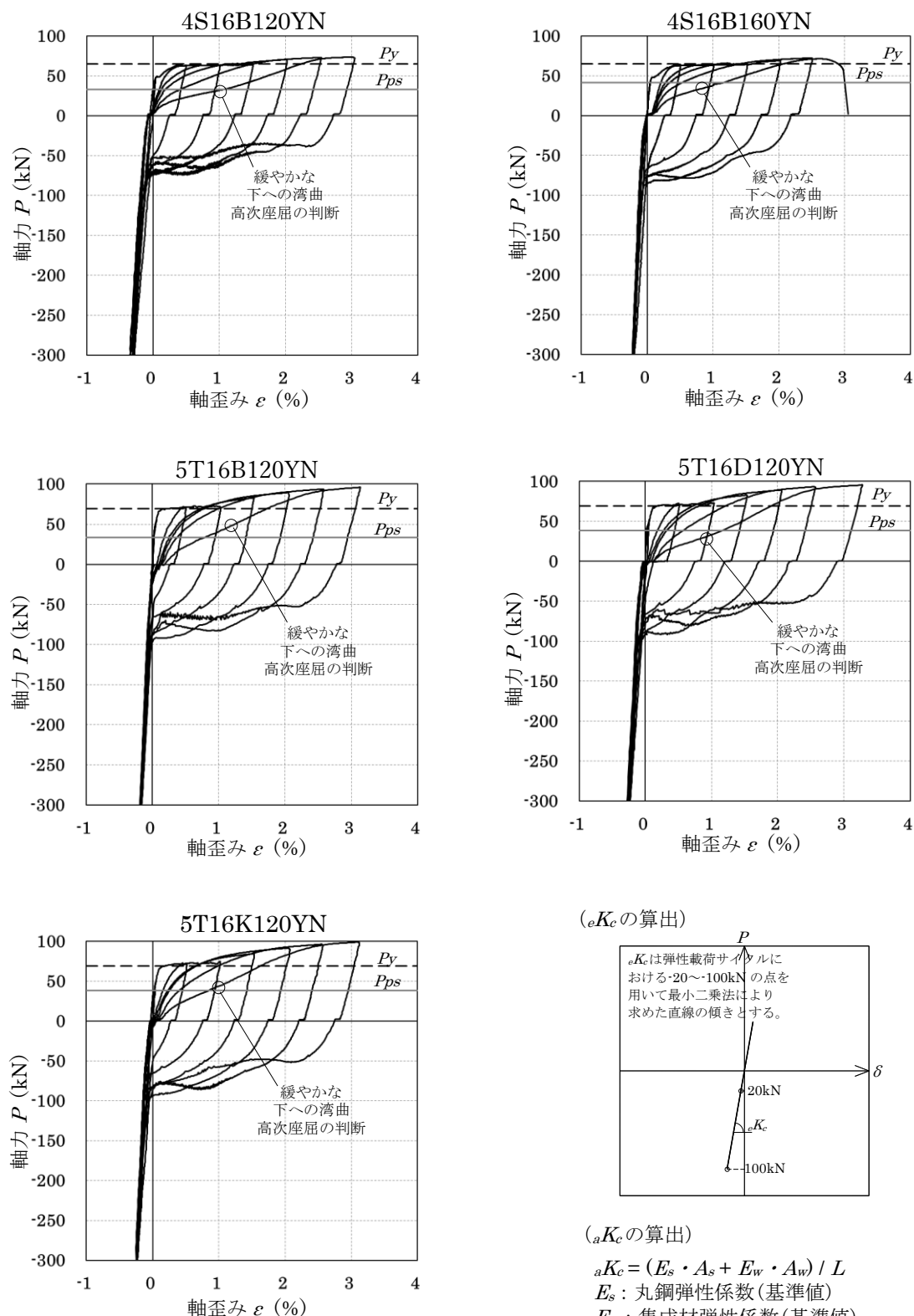
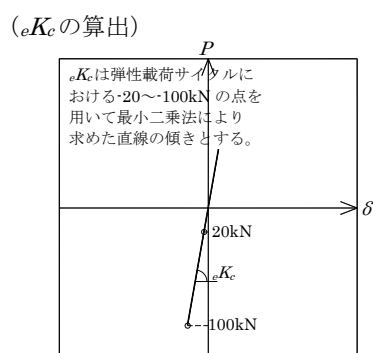


図 2.10 筋かい試験体の P - ε 関係



(${}_aK_c$ の算出)

$${}_aK_c = (E_s \cdot A_s + E_w \cdot A_w) / L$$

E_s : 丸鋼弾性係数(基準値)
 E_w : 集成材弾性係数(基準値)
 A_s : 丸鋼断面積
 A_w : 集成材断面積
 (芯材先孔による欠損を見込む)

図 2.11 圧縮軸剛性 ${}_eK_c$ と ${}_aK_c$ の算出

2.3.2 履歴特性

いずれの試験体も弾性サイクルにおいて導入したプレストレス力 30kN の近傍で引張剛性に変化を生じている。これは補剛集成材に作用していた芯材丸鋼によるプレストレス力が抜け、定着ナットとエンドプレートに離間を生じ芯材丸鋼のみの剛性となった現象と考察できる。その後の載荷サイクルでは、芯材丸鋼が塑性化しプレストレス力が抜けているため、引張剛性は芯材丸鋼の剛性となる。芯材丸鋼が塑性化する載荷サイクルにおいて、引張から圧縮に移る際に 1mm 程度のスリップ現象が見られる。これは、定着ナットのねじクリアランスによる影響と考えられる。弾性サイクルではプレストレス力が導入され、その力によりねじが片側によっているためスリップ現象は見られない。いずれの試験体も 1.5%の軸歪みサイクルまでは安定した履歴を描く。芯材丸鋼が圧縮力負担時において一時的な耐力低下を生じている。これは芯材丸鋼が曲がり始め補剛集成材に接し、表面的な割れが補剛集成材に生じたことによる影響と考えられる。軸歪み 2.0%~3.0%の載荷サイクルで芯材丸鋼に座屈を生じている。

2.3.3 損傷性状

試験体 4T16B120NN は 1.5%の軸歪みサイクルの芯材丸鋼が圧縮負担時において緩やかな耐力低下を生じ、2.0%の軸歪みサイクルの芯材丸鋼が圧縮負担時において剛性が上昇し、その後、補剛集成材の割裂とともに脆性的な耐力低下を生じ破壊した。上端部の芯材丸鋼において、くの字形状の座屈を生じていた（写真 2.4）。試験体 4T16B160YY は 3.0%の軸歪みサイクルの芯材丸鋼が圧縮負担時において緩やかな耐力低下を生じ始めたが、その後耐力は補剛効果により上昇している。高次座屈は実験後の補剛集成材を半分に割って形状を確認し、表 2.3 に示す高次座屈長さ l_k を計測する（写真 2.3）。座屈を計測した 5 つの試験体に生じる座屈モードは後述する図 2.12 に示す弾性床上の梁モデルにおける変形に近い形状を示す。

試験体 4T16B160YY では、試験体上部および下部の両端に生じており（写真 2.6、写真 2.7）、座屈長さは 140mm 程度だった。その他の試験体は 2.5%の軸歪みサイクルの芯材丸鋼が圧縮負担時において緩やかな耐力低下を生じている。3.0%の軸歪みサイクルにおいて引張側の初期剛性が低下したことから、前載荷サイクルにおいて芯材丸鋼に高次座屈を生じていたと考えられる。芯材丸鋼の座屈は上端部で生じ、高次座屈長さ l_k は 100mm から 150mm 程度だった。120 角の補剛集成材には芯材丸鋼の支圧による表面まで抜けた割裂が生じていたが、160 角の補剛集成材の表面には割裂が見られなかった。

2.3.4 拘束材の効果

拘束材がない 4T16B120NN と拘束材がある 4T16B120YN を比較した場合、塑性変形能力が軸歪み 2.0%から軸歪み 2.5%まで向上している。また、芯材丸鋼に高次座屈を生じ、その支圧により補剛集成材が割裂した後の破壊性状にも違いがある。拘束材がない

4T16B120NN の場合、補剛集成材が割裂した時点で脆性的な耐力低下を生じるのに対し、拘束材がある 4T16B120YN の場合、補剛集成材が割裂した後の耐力低下は緩やかである。

2.3.5 補剛集成材の断面寸法

補剛集成材が 120 角である 4T16B120YN と 160 角である 4T16B160YN を比較する。いずれも 2.5%の軸歪みサイクルにおいて芯材丸鋼に高次座屈を生じており、塑性変形能力に大きな差異はないが、履歴ループの形状において若干ではあるが 160 角である 4T16B160YN は安定性が高い。表 2.3 に示す補剛集成材の支圧強度を確認すると、端距離 $5d$ 程度を確保した 160 角補剛集成材の支圧強度は端距離 $3.75d$ 程度の 120 角補剛集成材の支圧強度より、同材料のそれぞれの平均値で 23%程度高く生じており、補剛集成材を大きくした方が支圧に対する材料のばらつきを抑え、補剛集成材の補剛性能を高めることができると思われる。

2.3.6 補剛集成材の材種

比重が 0.67 のダフリカカラマツを補剛集成材に使用した 5T16K120YN と比重が 0.62 のベイマツを補剛集成材に使用した 5T16B120YN を比較する。いずれも 2.5%の軸歪みサイクルにおいて芯材丸鋼に高次座屈を生じており、塑性変形能力、破壊性状および履歴ループの形状に大きな差異はない。補剛集成材の支圧試験による支圧強度を確認するとその値に向上は見られず、端距離 $3.75d$ 程度の補剛集成材において材種による性能の違いは確認できなかった。

2.3.7 芯材丸鋼の強度

芯材丸鋼が SNR400B、転造ねじである 4T16B120YN と SNR490B、転造ねじである 5T16B120YN を比較する。芯材丸鋼の材料特性から 5T16B120YN は歪み硬化が大きい。歪み硬化に伴い、芯材丸鋼が圧縮力負担時における軸力は大きくなるため補剛集成材に作用する支圧力も大きくなり 4T16B120YN と比べ、補剛集成材にはより高い支圧耐力が求められる。3.0%の軸歪みサイクルにおける補剛集成材の割裂の程度も大きく、芯材丸鋼の圧縮力負担時において履歴ループが細かな波を打っている。

2.3.8 芯材丸鋼の端部ねじの種類

芯材丸鋼が SNR400B、転造ねじである 4T16B120YN と SNR400B、切削ねじである 4S16B120YN を比較する。いずれも 2.5%の軸歪みサイクルにおいて芯材丸鋼に高次座屈を生じており、塑性変形能力に大きな差異はないが、履歴ループの形状において、転造ねじである 4T16B120YN は安定性が高い。切削ねじは、ねじ部が先行して降伏するため耐力上昇が少ない。軸歪み 2.5%以上の载荷サイクルの軸力を低減し芯材丸鋼の座屈を回避しようと試みたが、ねじ部における歪み集中が大きいため、ねじ部の亀裂による回転を生じ、高次座

屈形状がねじ側に片寄り(写真 2.5)、補剛集成材の支圧応力度が高まるため、4T16B120YN と同程度の軸ひずみにおいて芯材丸鋼に高次座屈を生じていたと考えられる。また、SNR400B、切削ねじである 4S16B160YN では 3.0%の軸歪みサイクルにおいて芯材丸鋼に引張破断を生じた。繰り返し加力に対する切削ねじの歪み集中が大きかったことがわかる。

2.3.9 スペーサー設置および芯材と補剛材の中間固定

スペーサー設置および芯材と補剛材の中間固定を行った 4T16B160YY と行っていない 4T16B160YN を比較する。スペーサー設置および芯材と補剛材の中間固定を行うことで、塑性変形能力が軸歪み 2.5%から軸歪み 3.0%まで向上し、芯材丸鋼が圧縮力負担時における履歴ループ形状が安定した。4T16B160YN では芯材丸鋼が曲がり始め補剛集成材に接した時点で剛性が若干上がっているが、4T16B160YY ではスペーサーにより芯材と補剛材のクリアランスを縮めたことにより、抵抗は少なくなだらかな塑性変形が促されている。

2.3.10 木鋼筋かいの設計における留意点

実験結果より、4T16B160YY 試験体は軸歪み 3.0%までの塑性変形能力を示し、それまでの履歴ループも他の試験体と比べ安定している。木鋼筋かいの設計における留意点として、①芯材丸鋼には転造ねじを使用、②芯材丸鋼と補剛集成材の端距離 $5d$ を確保、③両端部に拘束材を設置、④中央部において芯材丸鋼と補剛集成材を固定、⑤両端部にスペーサーを設置、以上のことが木鋼筋かいの靱性に対し有効であることを確認した。



写真 2.3 芯材丸鋼の高次座屈長さ l_k の計測



写真 2.4 4T16B120NN 芯材丸鋼の座屈



写真 2.5 4S16B120YN 芯材丸鋼の座屈



写真 2.6 4T16B160YY 芯材丸鋼の座屈



写真 2.7 4T16B160YY 芯材丸鋼の高次座屈（全体）

2.4 芯材丸鋼の高次座屈と集成材による補剛

2.4.1 考察概要

木鋼筋かいが圧縮力負担時に生じる芯材丸鋼の高次座屈と集成材の補剛効果について考える。図 2.12 に示すように芯材丸鋼は圧縮力が加わると座屈しようと補剛集成材の中心孔の表面に対し、押し出そうとする力、支圧力 F が生じる。補剛集成材はこの力に対し、材の支圧耐力 C_y により抵抗する。この時、支圧耐力 C_y が支圧力 F を上回れば芯材丸鋼の高次座屈による変形を補剛し、軸ひずみ 3% の変形性能を有することができると考えられる。ここではまず、支圧耐力 C_y 、支圧力 F に関する算出式をまとめ、次に実験試験体について支圧耐力 C_y 、支圧力 F を算出し比較することにより力学的な考察を行う。

2.4.2 支圧耐力 C_y

支圧耐力 C_y は補剛集成材に作用する支圧応力度を図 2.12 に示すような三角形分布と仮定し、式 2.1 より算出する。式 2.1 の繊維直角方向の支圧降伏応力度 F_{e90} は表 2.2 における支圧実験値とする。芯材丸鋼の塑性座屈長さ l_u は既往研究^{2.9)}をもとに式 2.2 より算出する。芯材丸鋼の接線係数は鋼構造制振設計指針^{2.10)}に示される値 $E_t=0.05E_s$ とする。

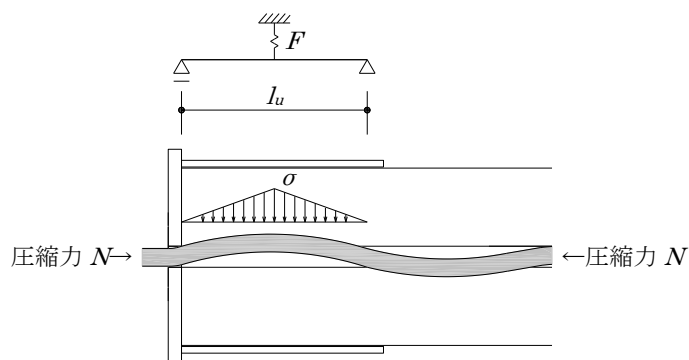


図 2.12 芯材丸鋼の高次座屈と支圧応力度

$$C_y = 0.5 \cdot d \cdot l_u \cdot F_{e90} \quad \dots (2.1)$$

d : 芯材丸鋼の軸径 (mm)

l_u : 芯材丸鋼の塑性座屈長さ (mm)

F_{e90} : 繊維直角方向の支圧降伏応力度 (N/mm²)

$$l_u = \sqrt{\frac{4I^2 \cdot E_t \cdot I_s}{P_u}} \quad \dots (2.2)$$

E_t : 芯材丸鋼の接線係数 (N/mm²) $E_t = 0.05 E_s$

I_s : 芯材丸鋼の断面二次モーメント (mm⁴)

P_u : 芯材丸鋼の終局軸耐力 (N)

E_s : 芯材丸鋼の弾性係数 (N/mm²)

2.4.3 支圧力 F

支圧力 F は既往研究^{2.9)}による支圧力 F と作用軸力 N の関係式をもとに、芯材丸鋼の作用軸力 N 、補剛剛性 k 、芯材丸鋼と補剛集成材のクリアランス α 、支圧耐力 C_y 時における支圧変形 δ_y から式 2.3 により算出する。作用軸力 N は終局軸耐力 P_u と考え、式 2.4 とし、補剛剛性 k は式 2.5^{2.9)} から、支圧耐力 C_y 時の支圧変形 δ_y は式 2.6 より算出する。補剛集成材の支圧剛性 K は、図 2.13 に示す弾性床上の梁モデルから支圧変形 δ を求め、式 2.7 より算出する。支圧変形 δ は図 2.13 に示す δ_0 および δ_2 の差として式 2.8 より算出し、 δ_0 、 δ_1 および δ_2 は式 2.9 から式 2.13 より算出する。なお、集成材の繊維直角方向のめり込み剛性 k_{90} の値は表 2.2 に示す支圧実験値とする。

$$F = 4 \cdot \frac{k}{k+1} \cdot \frac{\alpha + \delta_y}{l_u} \cdot N \quad \dots (2.3)$$

$$N = P_u \quad \dots (2.4)$$

N : 芯材丸鋼の作用軸力

k : 補剛剛性 (無次元量)

α : 芯材丸鋼と補剛集成材の初期クリアランス (mm)

δ_y : 支圧耐力 C_y 時の支圧変形 (mm)

$$k = \frac{K}{2N/(0.5l_u)} \quad \cdot \cdot \cdot (2.5)$$

$$\delta_y = C_y / K \quad \cdot \cdot \cdot (2.6)$$

$$K = P / \delta \quad \cdot \cdot \cdot (2.7)$$

K : 補剛集成材の支圧剛性 (N/mm)

P : 単位荷重 1N

δ : 単位荷重 P における支圧変形 (mm)

$$\delta = \delta_0 - \delta_2 \quad \cdot \cdot \cdot (2.8)$$

$$\delta_0 = \frac{1}{8\beta^3 \cdot E_s \cdot I_s} P \quad \cdot \cdot \cdot (2.9)$$

$$\delta_1 = \frac{e^{-\frac{1}{2}l_u\beta}}{8\beta^3 \cdot E_s \cdot I_s} \left(\cos \frac{1}{2}l_u\beta + \sin \frac{1}{2}l_u\beta \right) P \quad \cdot \cdot \cdot (2.10)$$

$$\delta_2 = \frac{\delta_1^2}{\delta_0} \quad \cdot \cdot \cdot (2.11)$$

$$\beta = \left(\frac{S}{4E_s \cdot I_s} \right)^{\frac{1}{4}} \quad \cdot \cdot \cdot (2.12)$$

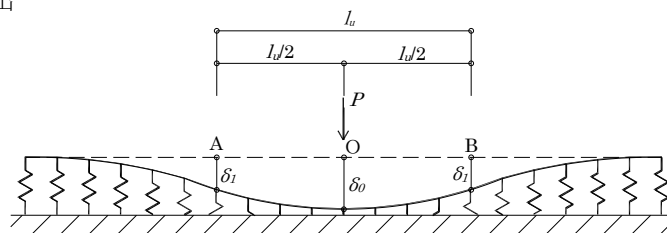
$$S = k_{90} \cdot d \quad \cdot \cdot \cdot (2.13)$$

S : 集成材の芯材丸鋼の単位長さあたりのめり込み剛性 (N/mm²)

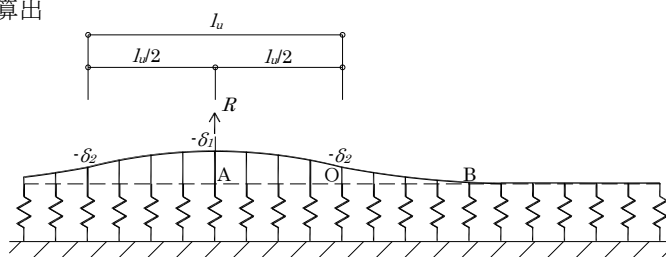
k_{90} : 集成材の繊維直角方向のめり込み剛性 (N/mm³)

d : 芯材丸鋼の軸径 (mm)

1. 荷重 P に対する塑性座屈長さ l_u 間の
変形 δ_0 、 δ_l を算出



2. A 点の変形が δ_l となる荷重 R に対する
O 点の変形 δ_2 を算出



3. 1 と 2 の足し合わせから A 点がピン支点
の時の P に対する変形 δ を算出

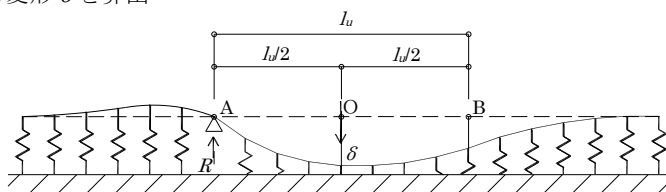


図 2.13 弾性床上の梁モデルにおける変形

2.4.4 支圧耐力 C_y と支圧力 F の比較

表 2.4 に実験試験体の支圧耐力 C_y と支圧力 F の算出結果を示す。参考として、木質構造設計規準・同解説^{2.11)}に示される設計基準値により算出した場合についても列記する。表 2.5 に 2.3.9 項において示した木鋼筋かいの対応を行った上で、芯材丸鋼の径を変化させた場合の支圧耐力 C_y と支圧力 F の算出結果を示す。算出においての各材料特性値は試験体 4T16B160YY の支圧実験値を用いる。

式 2.3 および表 2.4 の結果より芯材丸鋼と補剛集成材とのクリアランス $\alpha + \delta_y$ を縮めることおよび補剛剛性 k の向上は、支圧力 F を低減し、芯材丸鋼の高次座屈による変形を抑えるために有効である。計算結果は実験結果とも一致する。算出に設計基準値を用いた場合、設計基準値における材料強度は下限値であることから式 2.3 において支圧力 F を過少に評

価する可能性が高く、芯材丸鋼の高次座屈に対し危険側の評価となる。

補剛集成材の繊維直角方向に対する設計基準値のめりこみ剛性 k_{90} は木質構造設計規準・同解説^{2.11)}で示される式より算出した値であるが、その値は初期すべりを除く初期剛性であり、初期すべりを含む等価剛性とした素材試験値と比べ大きな値を示す。また、素材試験では、部材実験に合わせ径 16ϕ の丸鋼を 18ϕ または 19ϕ の半円に溝加工した集成材へめり込ませており、支圧が偏ったため素材試験値が設計基準値の剛性よりも小さな値を示したと考えられる。そのため、芯材丸鋼と補剛集成材のクリアランスに影響する δ_y を算出する上では、めり込み剛性 k_{90} は素材試験による等価剛性が望ましいと考える。

F/C_y が 0.58 の試験体 4T16B160YY は実験において芯材丸鋼に高次座屈を生じるが軸歪み 3% の変形性能を有する。 F/C_y が 0.94 以上の試験体は、破壊性状として 2.5% の軸歪みサイクル以内で芯材丸鋼に座屈を生じている。また、 F/C_y が 1.63 以上の試験体では、3.0% の軸歪みサイクルにおける補剛集成材の割裂の程度が大きい傾向にある。これらは図 2.10 に示す 4T16B160YY、4T16B120YN、5T16D120YN の履歴特性から確認できる。実験における芯材丸鋼の損傷性状と F/C_y の大きさは、概ね整合しており、本論に示す支圧耐力 C_y および支圧力 F の評価式は力学的な傾向を捉えていると考えられる。

表 2.5 の結果より芯材丸鋼の径を太くした場合、芯材丸鋼の塑性座屈長さ l_u が長くなり補剛集成材に対する接触面積が広がることから支圧耐力 C_y が向上し、芯材丸鋼の高次座屈に対しては計算上有利となる。

表 2.4 試験体の支圧耐力 C_y と支圧力 F

試験体名	4T16B120NN	4T16B120YN	4T16B160YN	4T16B160YY	4S16B120YN	4S16B160YN	5T16B120YN	5T16D120YN	5T16K120YN	設計基準値
F_{e90} (N/mm ²)	9.4	9.4	11.6	12.5	9.8	11.6	10.3	11.7	10.3	12.7
k_{90} (N/mm ³)	3.9	3.1	2.6	4.8	2.5	4.1	3.6	3.3	5.1	17.0
l_u (mm)	120	120	120	120	117	117	111	111	111	129
$\alpha+\delta_y$ (mm)	3.3	3.3	3.5	1.9	2.6	2.6	3.3	3.3	3.2	3.2
k	5.9	5.4	5.0	6.6	4.8	5.9	5.0	4.8	5.8	14.7
F/N	0.13	0.14	0.15	0.07	0.11	0.11	0.15	0.15	0.14	0.10
F (N)	12544	13035	13839	6994	10734	10133	16480	17072	15604	8657
C_y (N)	9087	9093	11250	12131	9184	10823	9224	10478	9246	13251
F/C_y	1.38	1.43	1.23	0.58	1.17	0.94	1.79	1.63	1.69	0.65

表 2.5 芯材丸鋼の軸径と支圧耐力 C_y と支圧力 F

芯材丸鋼径	14.54φ	16.20φ	18.20φ	20.20φ	21.85φ	24.85φ
集成材断面	150角	160角	185角	205角	220角	250角
F_{e90} (N/mm ²)	12.5	12.5	12.5	12.5	12.5	12.5
k_{90} (N/mm ³)	4.8	4.8	4.8	4.8	4.8	4.8
l_u (mm)	108	120	135	150	162	184
$\alpha+\delta_y$ (mm)	1.8	1.9	1.9	2.0	2.0	2.0
k	6.3	6.6	7.0	7.4	7.6	8.1
F/N	0.08	0.07	0.07	0.06	0.06	0.05
F (N)	6225	6994	7936	8894	9695	11179
C_y (N)	9772	12131	15311	18861	22068	28544
F/C_y	0.64	0.58	0.52	0.47	0.44	0.39

2.4.5 全体座屈に対する検討

表 2.6 に全体座屈に対する検討を示す。全体座屈の検討は、全体座屈時に補剛集成材へ生じる曲げモーメント M_{B1} を補剛集成材の短期許容曲げ耐力 ${}_wM_y$ が上回ること、式 2.14^{2.9)} および軸力との組み合わせ応力に対する検討、式 2.16 を行う。曲げモーメント M_{B1} は補剛集成材のオイラー座屈荷重 N_E^B および芯材丸鋼の軸耐力 ${}_sN_y$ を用いて式 2.15^{2.9)} より算出する。曲げモーメント M_{B2} は式 2.17 より M_{B1} に補剛集成材の作用軸力 ${}_wN_D$ と曲げたわみにより生じる曲げモーメントを加え算出する。式 2.18 に示すように、芯材丸鋼の軸耐力は終局軸耐力 P_u と考える。算出に用いる筋かいの元たわみ s は構造用集成材の JAS 規格に示される許容曲がり寸法より筋かい部材長さの 1/1000 とする。補剛集成材の負担軸力 ${}_wN_D$ は芯材丸鋼の径が 16.2φ の場合を実験の最大軸力 300kN として、他の径の負担軸力 ${}_wN_D$ は、補剛集成材の圧縮軸耐力 ${}_wN_y$ と作用軸力 ${}_wN_D$ の割合を 16.2φ の場合に合わせることにする。

$${}_wM_y > M_{B1} \quad \dots 2.14$$

$$M_{B1} = \frac{{}_sN_y \cdot (\alpha + s)}{1 - \frac{{}_sN_y}{N_E^B}} \quad \dots 2.15$$

$$\frac{M_{B2}}{{}_wM_y} + \frac{{}_wN_D}{{}_wN_y} < 1.0 \quad \dots 2.16$$

$$M_{B2} = \frac{{}_sN_y \cdot (\alpha + s)}{1 - \frac{{}_sN_y}{N_E^B}} + {}_wN_D \cdot (s + u) \quad \dots 2.17$$

$${}_sN_y = P_u \quad \dots 2.18$$

$$u = \frac{mL^2}{8E_wI_w} \quad \dots 2.19$$

$$m = {}_wN_D \cdot s \quad \dots 2.20$$

M_{B1} : 全体座屈時における補剛集成材の曲げモーメント (N・mm)
(芯材丸鋼のみが圧縮力を負担する時)

M_{B2} : 全体座屈時における補剛集成材の曲げモーメント (N・mm)
(芯材丸鋼と補剛集成材が圧縮力を負担する時)

${}_wM_y$: 補剛集成材の短期許容曲げ耐力 (N・mm)

${}_wN_y$: 補剛集成材の短期許容軸耐力 (N)

${}_wN_D$: 補剛集成材の負担軸力 (N)

${}_sN_y$: 芯材丸鋼の軸耐力 (N)

N_{EB} : 補剛集成材のオイラー座屈荷重 (N)

s : 筋かいの元たわみ (mm)

u : モーメント m によるたわみ (mm)

E_w : 補剛集成材の弾性係数 (N/mm²)

I_w : 補剛集成材の断面二次モーメント (mm⁴)

L : 部材長さ (mm)

表 2.6 芯材丸鋼の軸径と全体座屈

芯材丸鋼径	14.54φ	16.20φ	18.20φ	20.20φ	21.85φ	24.85φ
補剛集成材断面	145角	160角	180角	200角	220角	250角
α (mm)	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30
s (mm)	1.09	1.09	1.09	1.09	1.09	1.09
u (mm)	0.09	0.07	0.06	0.05	0.04	0.03
$\alpha+s$ (mm)	2.39	2.39	2.39	2.39	2.39	2.39
$s+u$ (mm)	1.18	1.16	1.14	1.13	1.12	1.12
M_{B1} (kN・mm)	186	230	289	356	415	536
${}_wM_y$ (kN・mm)	12601	16930	24105	33066	44010	64581
$M_{B1}/{}_wM_y$	0.015	0.014	0.012	0.011	0.009	0.008
M_{B2} (kN・mm)	476	578	724	887	1054	1354
${}_wN_D$ (kN)	247	300	380	469	568	733
${}_wN_y$ (kN)	417	508	643	794	961	1240
${}_wN_D/{}_wN_y$	0.591	0.591	0.591	0.591	0.591	0.591
$M_{B2}/{}_wM_y+{}_wN_D/{}_wN_y$	0.629	0.625	0.621	0.618	0.615	0.612

2.5 長期的プレストレス力変動の確認実験

2.5.1 実験概要

実験を行ったプレストレスト木鋼筋かいについて、プレストレス力の変動を1年間(2022年2月15日から2023年2月9日まで)、観察する。実験環境は、工場室内であり、空調による温湿度管理は行われていない。プレストレス力は筋かい実験と同様に30kNとする。実験後の4T16B160YYを使用し、プレストレス力の変動に影響がないと考えられるスペーサーの設置、芯材と補剛材の中央固定は行っていない。芯材丸鋼の表裏に貼り付けた歪みゲージから計測した歪みの平均値を芯材丸鋼の歪み ε とし、この歪みの変動によりプレストレス力の変動を確認する。グラフに示す含水率の測定は、電気抵抗式含水率計によって行い、集成材の表面含水率3点を計測した値の平均値とする。

2.5.2 実験結果

図 2.14、図 2.15 に芯材丸鋼の歪み推移と集成材の含水率の推移を示す。2 月に開始した実験において、歪みは 3 ヶ月程度経過した時点で変動は少なくなり、1 年後では 6.1%の歪みが低減し、1 年を通した歪みの最小値と最大値の差は 13.0%である。プレストレス力についても歪みと同様な増減が生じていると考えられる。図 2.15 より、集成材の含水率は図 3.20 の校舎内における含水率推移と比べ 8%から 12%程度であり安定している。

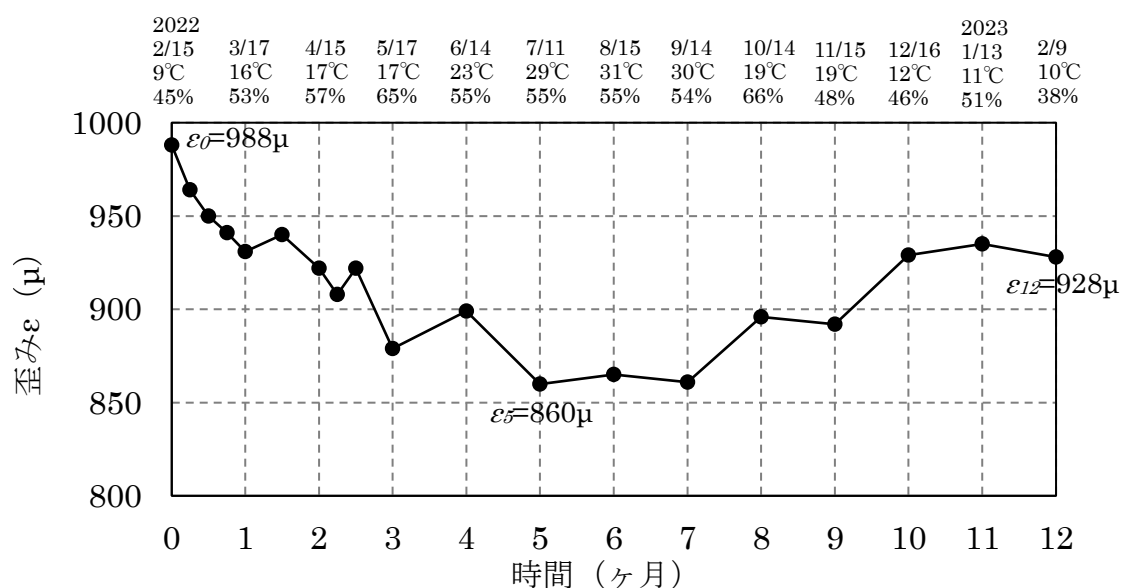


図 2.14 芯材丸鋼の歪み推移

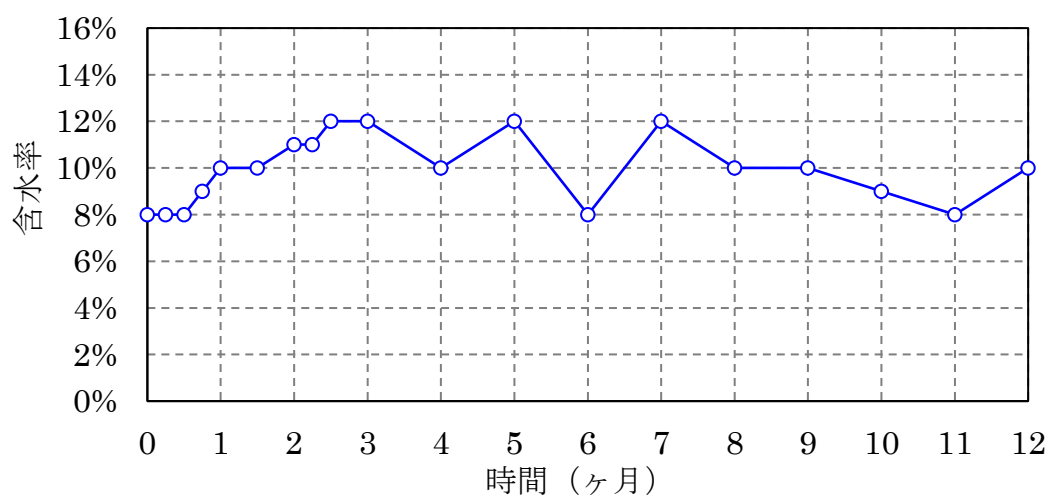


図 2.15 集成材の含水率の推移

2.6 まとめ

補剛集成材の中心に芯材丸鋼を通した構成とする木鋼筋かいについて部材実験、芯材丸鋼の高次座屈と補剛効果について力学的な考察を行った。木鋼筋かいには芯材丸鋼に引張

力を加え定着し、補剛集成材に圧縮のプレストレス力を与えている。以下に得られた知見を示す。

- ・弾性域において、木鋼筋かいはそのプレストレス力が抜けるまで、引張側にも集成材断面による圧縮側の剛性と同等の高い剛性をもつ。

引張力に対して、芯材丸鋼の塑性変形能力を利用した高い靱性とエネルギー吸収能力をもち、圧縮力に対しては、補剛集成材の断面をもつ弾性筋かいとして高い復元力を保持する。

- ・木鋼筋かいの部材実験により木鋼筋かいの材料、形状、ディテールについて検証した。①芯材丸鋼には転造ねじを使用、②芯材丸鋼と補剛集成材の端距離 $5d$ を確保、③両端部に拘束材を設置、④中央部において芯材丸鋼と補剛集成材を固定、⑤両端部にスペーサーを設置、以上のことを留意することにより、軸歪み 3% の塑性変形能力を持つ筋かいを実現できることを確認した。

- ・木鋼筋かいが圧縮力負担時に生じる芯材丸鋼の高次座屈と集成材の補剛効果について考察を行った。筋かい試験体について支圧力および支圧耐力を算出し、芯材丸鋼と補剛集成材とのクリアランスを縮めることおよび補剛剛性の向上は、支圧力を低減し、筋かいの塑性変形能力の向上に対し有効であることを確認した。

- ・空調がない室内での 2 月に開始した長期的プレストレス力の確認実験において、歪みは 3 ヶ月程度経過した時点で変動は少なくなり、1 年後では 6.1% の歪みが低減し、1 年を通した歪みの最小値と最大値の差は 13.0% 程度である。プレストレス力についても歪みと同様な増減が生じていると考えられる。

[参考文献]

- 2.1) 安村基、坂井英明：集成材構造ブレース付骨組の水平加力試験 日本建築学会大会学術講演梗概集 C 構造Ⅱ, pp1257～1258, 1986
- 2.2) 北村俊夫、五十田博、小林研治、小谷竜城：EYT 接合部による K 型筋かい構面の実験 日本建築学会大会学術講演梗概集 構造Ⅲ, pp159～160, 2016
- 2.3) 小林研治、北村俊夫、五十田博：EYT 接合部による K 型筋かい構面の実験 その 2 接合部の終局変位に及ぼす諸因子の影響 日本建築学会大会学術講演梗概集 構造Ⅲ, pp211～214, 2017
- 2.4) 五十田博、北村俊夫、荒木康弘、小林研治、小谷竜城、中島昌一：EYT 接合部による K 型筋かい構面の実験 その 5 筋かい構面のパラメータスタディ 日本建築学会大会学術講演梗概集 構造Ⅲ, pp437～pp438, 2018
- 2.5) 秋山信彦、岡本滋史、小林研治、槌本敬大：塑性変形能に期待した全ねじビス割裂補強による鋼板挿入ドリフトピン式集成材ブレース接合部の力学的挙動に関する実験的研究、日本建築学会技術報告集 第 28 巻 第 69 号, pp643～648, 2022
- 2.6) 渋谷麻里、吉敷祥一、山田哲：座屈拘束ブレースの補剛性能に関する研究（その 1. 木材で座屈補剛した場合）、日本建築学会大会学術講演梗概集 C 構造Ⅲ, pp873～874,

2004

- 2.7) 山本義徳、吉田文久、中川学：木質材料を座屈拘束材とした鋼ブレースの繰り返し載荷実験 その1 実験概要、日本建築学会大会学術講演梗概集 C-1 構造, pp741～742, 2018
- 2.8) Standard Test Method for Evaluating Dowel-Bearing Strength of Wood and Wood-Base Products, Annual Book of ASTM Standards, pp608～611, 1997.4
- 2.9) 井上一朗、吹田啓一郎：建築鋼構造 その理論と設計 第3部 座屈と座屈補剛
- 2.10) 日本建築学会編 鋼構造制振設計指針 3章 座屈拘束ブレース
- 2.11) 日本建築学会編, 木質構造設計規準・同解説, pp232～233, 2006.12

第3章

圧着接合を適用した柱梁接合部の力学的特性

3.1 はじめに

圧着接合工法を木質ラーメン架構の柱梁接合部へ適用し、柱梁ラーメン架構の弾性変形性能を向上させ、そこへ靱性とエネルギー吸収が高い木鋼筋かいを配置する損傷制御型を目指した構造が望ましいと考えている。本章では柱梁接合部に焦点を当て行った検討を進める。

国内の既往研究においてもプレストレス力を利用した柱梁接合部の研究報告はいくつか存在する。池上ら^{3.1)}は、梁の中心へPC鋼棒を配した圧着接合工法による柱梁接合部について圧着面の応力伝達およびめり込み挙動を把握することを目的に、断面解析および柱梁接合部実験を行っているが、この中で、曲げ圧縮側柱面のめり込み耐力確保の必要性について課題を示している。

この課題解決を目的に本章では、曲げ引張側PC鋼棒の引張耐力に見合った圧縮側柱面のめり込み耐力をLSB補強により確保し、弾性変形能力を向上させることを試みている。図3.1に提案する圧着接合工法を適用した柱梁接合部について構造概要を示す。この圧着接合工法はPC鋼棒を断面の中央ではなく上下に配置することにより、作用する曲げモーメントに対する有効せいを確保し、曲げ抵抗の効率化を図る。加えて、PC鋼棒と同じ位置の仕口部に、PC鋼棒を通すための孔を設けたラグスクリーボルト（以下、LSB）を設置することにより、曲げ引張側PC鋼棒の引張耐力に対して曲げ圧縮側における繊維直角方向の柱面のめり込み耐力を高めることができると考えている。

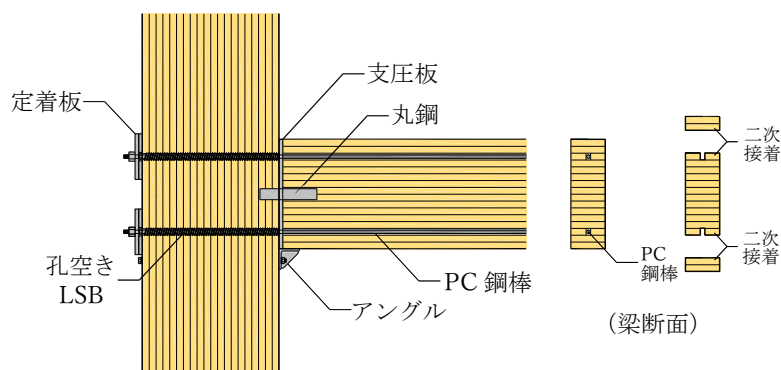


図3.1 提案する柱梁接合部

本章では、提案する柱梁接合部の実験を行い、LSBの有無による履歴特性と損傷性状の違いを確認する。次に曲げ圧縮縁に作用する歪みについて比較し、LSBの柱面のめり込みに対する補強の効果を確認する。最後に柱梁接合部について静的増分解析を行い、LSBの有無による柱梁接合部の損傷の過程について考察する。

3.2 実験方法

3.2.1 実験概要

図3.2に実験概要と変位の計測位置を示す。荷重 P はアクチュエータ内のロードセルによる値とする。柱面曲げモーメント M は式3.1より求める。载荷計画を図3.3に示す。式3.2より求める全体変形角 R による制御とし、漸増変位による正負交番载荷とする。 $R=1/30$ の载荷サイクルまでは各 R に対し3サイクルずつとし、 $R=1/20$ の载荷サイクルは1サイクルとし、最後は $R=1/15$ までの正方向押し切り载荷とする。

プレストレス力は図3.4に示すようにPC鋼棒に貼り付けた歪みゲージにより計測する。歪みゲージはPC鋼棒の両側面に貼り付け、計測値の平均をPC鋼棒の歪み ε_t とする。

図3.4に示すように柱集成材の両側面には長さ30mmの歪みゲージを貼り付け、鉛直方向の歪みを計測し、試験体による違いを比較する。両側面における計測値の平均をその位置の歪み ε_w とする。

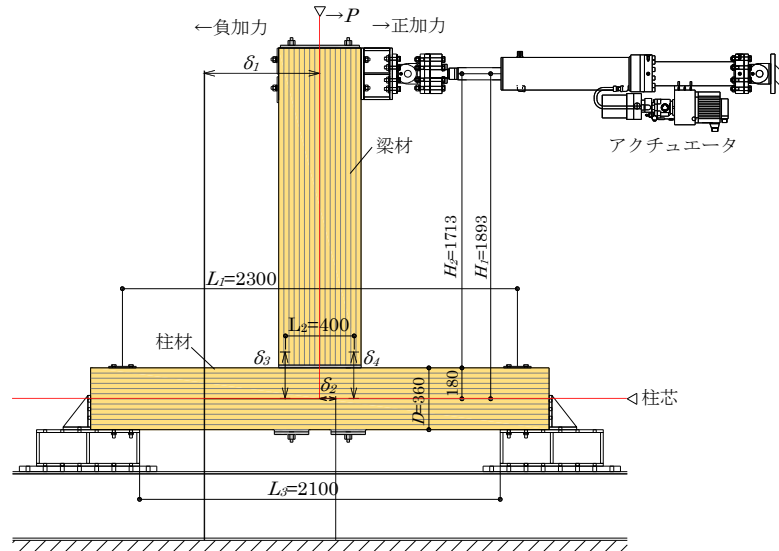


図 3.2 実験概要と変位の計測位置

$$M = P \cdot H_2 \quad \dots (3.1)$$

$$R = (\delta_1 - \delta_2) / H_1 \quad \dots (3.2)$$

$$\theta_J = (\delta_3 - \delta_4) / L_2 \quad \dots (3.3)$$

P : 荷重

M : 柱面曲げモーメント

R : 全体変形角

θ_J : 柱梁接合部の回転角

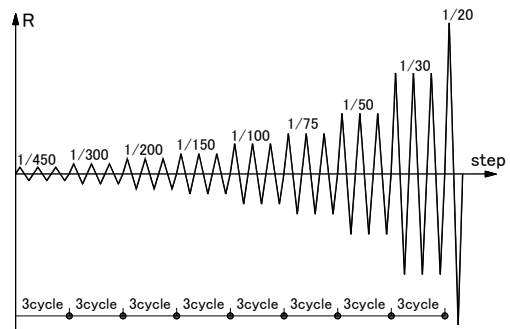


図 3.3 载荷計画

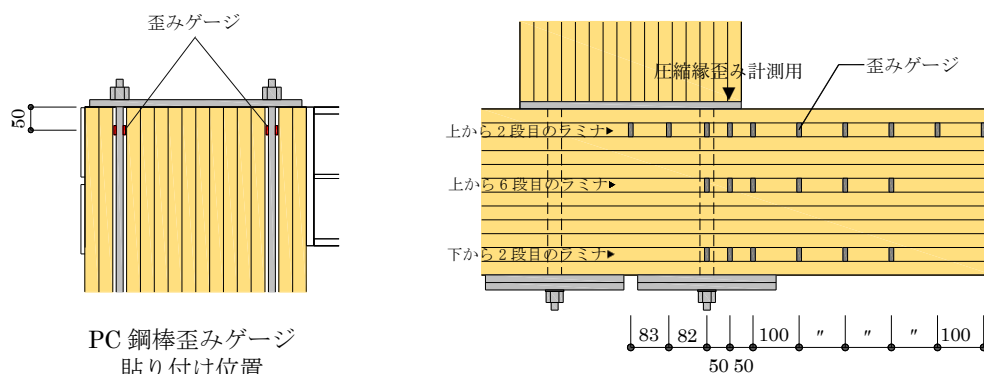


図 3.4 歪みの計測位置

3.2.2 試験体

試験体の概要を表 3.1、図 3.5 に示す。試験体は 2 体とし、仕口に LSB を設置する試験体としない試験体について比較を行う。梁をオウシュウアカマツ集成材 E95-F270 対称異等級構成集成材、柱をオウシュウアカマツ集成材 E95-F315 同一等級構成集成材とする。梁は PC 鋼棒を通すための貫通孔を設けるため、二次接着を行い、製作する。

柱に設置する LSB はねじ山径 35φ、谷径 27φ、ねじピッチ 10mm、中心孔径 17φ とする。

PC 鋼棒は 15φ C 種 1 号(SBPR1080/1230)、端部 M16 細目ねじとし、表 3.2 にその材料特性を示す。PC 鋼棒に導入するプレストレス力は 1 本あたり 40kN とし、この値は PC 鋼棒の 0.2% 永久伸び耐力 $p_c P_y = 204 \text{ kN}$ の 20% 程度に相当する。また、集成材断面積 A_w (72000mm²) で除した時の応力度 σ_e ($40000 \times 2 / 72000 = 1.11 \text{ N/mm}^2$) は、集成材めり込みの材中間部における長期許容応力度 $f_{cv} = 2.4 \text{ N/mm}^2$ に対し 46% 程度の値となる。プレストレス力は想定する床組の梁端部の長期曲げモーメント M_L よりも柱梁接合部の引張縁離間時におけるモーメント M_L が大きくなるように、かつ LSB 接合部の降伏や圧縮縁の降伏が M_L に達する前に生じないように設定する。

せん断力抵抗要素として丸鋼 48φ を設ける。木質構造設計規準・同解説^{3.5)}に示される一面せん断(木材と鋼板)の接合部短期許容耐力の算出式よりせん断抵抗要素のせん断耐力を求め、実験において想定されるせん断力がこの値を上回らないように設計する。

また、PC 鋼棒の定着板として PL-16x150x300 (SS400) を 2 枚重ねとする。これは LSB と定着板が接しない納まりとしてこの二つの直接的な力のやり取りが生じないように配慮する。PC 鋼棒の 0.2% 永久伸び耐力の基準値 191kN と同等の作用軸力に対して定着部における支圧応力度は $\sigma = 4.24 \text{ N/mm}^2$ ($191000 / 150 / 300 = 4.24 \text{ N/mm}^2$) であり、短期許容めり込み応力度 $f_{cv} = 4.4 \text{ N/mm}^2$ 以内とする。

表 3.1 試験体概要

試験体名		LSBなし	LSBあり
PC鋼棒	材料	JIS G 3109 SBPR1080/1230 C種1号	
	軸径	15φ	
柱材	材料	E95-F315 オウシュウアカマツ 同一等級構成集成材 比重 0.50 含水率 8.4%	
	断面	BxD-150x360	
梁材	材料	E95-F270 オウシュウアカマツ 対称異等級構成集成材 比重 0.52 含水率 7.4%	
	断面	BxD-150x480	
プレストレス力		40kN x 2本	
LSB	ねじ山径	なし	35φ
	谷径		27φ
	ねじピッチ		10 mm
	中心孔径		17φ

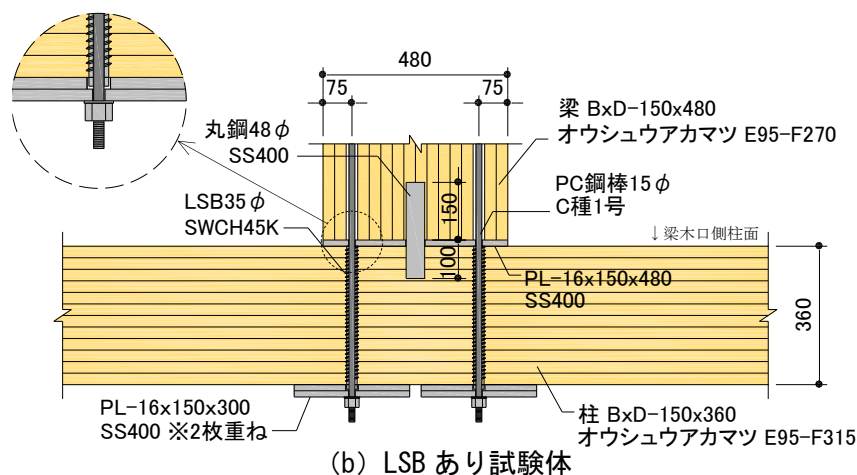
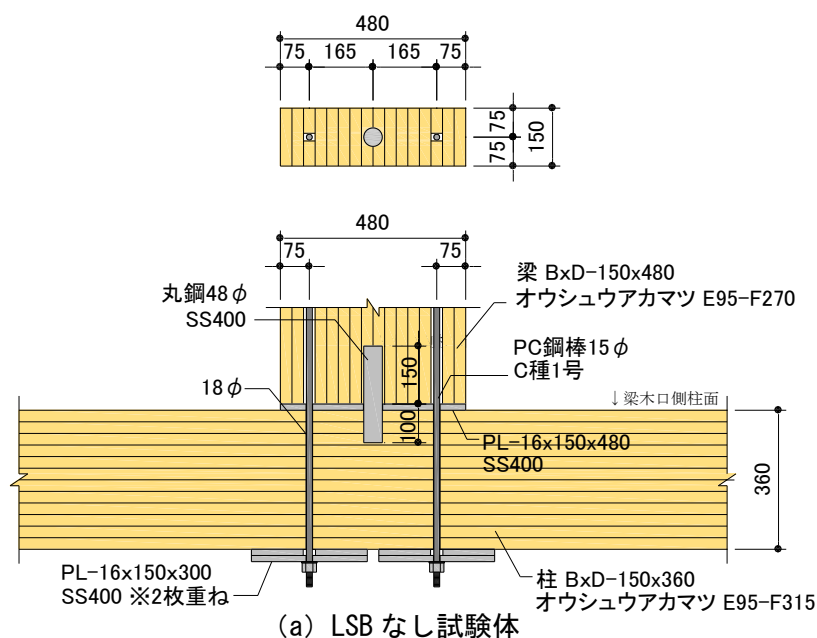


図 3.5 試験体詳細図

表 3.2 PC 鋼棒の材料特性

0.2%永久ひずみ応力度 $_{pc}\sigma_{0.2}$ (N/mm ²)	引張強度 $_{pc}\sigma_u$ (N/mm ²)	弾性係数 E_{pc} (kN/mm ²)	降伏歪み $_{pc}\epsilon_y$ (μ)
1154	1273	200	5770

3.3 実験結果

3.3.1 履歴特性と損傷性状

図 3.6 に各試験体の柱梁接合部における $M-\theta_j$ 関係を示し、図 3.7 に PC 鋼棒の歪み ϵ_t の回転角 θ_j に伴う変化を示す。また、表 3.3 に実験結果をまとめる。表 3.3 に示す初期剛性 K_I は、弾性の履歴形状を示す $R=1/450$ 載荷サイクルにおける $M-\theta_j$ 関係の実験データを用いて最小二乗法より求めた回帰直線の傾きとする。

LSB なし試験体は、 $R=1/300$ 載荷サイクルの目視にて柱梁接合面における引張縁に離間を生じ、剛性が低下し始めることを確認した。その後、二次剛性は曲線形状を示し、回転角が大きくなるにつれて剛性は徐々に低下していく。これは繊維直角方向の梁木口側の圧縮側柱面がめり込み降伏していくことが原因と考えられる。

$R=1/150$ 載荷サイクルまでは載荷と除荷の履歴形状が同じ弾性非線形的な履歴形状を示す。 $R=1/150$ 載荷サイクル後には、圧縮縁において柱面に残留めり込みが目視で確認できるようになる。 $R=1/200$ 載荷サイクル以降、除荷剛性が徐々になだらかとなり、繰り返しの 2 サイクル、3 サイクル目では原点を指向する弾性的な履歴形状を示すようになる。1 サイクル目の載荷において圧縮側柱面の残留めり込みを生じる範囲を広げ、2 サイクル目以降はその分、圧縮側柱面の抵抗が減少するため、載荷剛性と除荷剛性が近くなり、弾性的な履歴形状を示すようになると考えられる。 $R=1/15$ まで載荷した時の最終的な損傷は圧縮側柱面のめり込み降伏を生じ、それ以外の割裂等の柱梁材における損傷は見られない。また、図 3.7 より引張側の PC 鋼棒の歪み ϵ_t は降伏歪み $_{pc}\epsilon_y$ に達していないので、PC 鋼棒は降伏していないと考えられる。

LSB あり試験体は、LSB なし試験体と同様に $R=1/300$ 載荷サイクルの目視にて引張縁に離間および剛性の低下を確認した。初期剛性は LSB なしの試験体と比べ 6.7% 高い値を示し、離間モーメントは 18% 程度高い値を示す。離間後の二次剛性は LSB なし試験体とは異なり直線的な形状を示す。その二次剛性を保持し、 $R=1/20$ 載荷サイクルにおいて再度、剛性が低下する。これは図 3.7 より、この時点において引張側 PC 鋼棒の歪み ϵ_t が降伏歪み $_{pc}\epsilon_y$ に達しており、PC 鋼棒が降伏したためと考えられる。なお、 $_{pc}\epsilon_y$ は表 3.2 の値を用いて $_{pc}\sigma_{0.2}$ を E_{pc} で除すことにより算出した値とする。

$R=1/100$ 載荷サイクルまでは LSB なし試験体と同様に弾性非線形的な履歴形状を示す。 $R=1/75$ 載荷サイクル後に梁木口側、圧縮側柱面に残留めり込みが目視で確認できるようになり、それ以降の載荷サイクルでは載荷履歴と除荷履歴に違いを生じてくるが、柱面の残留めり込みが小さいため除荷履歴において原点に向かうにつれ剛性が上昇する。 $R=1/20$ 載荷

サイクルでその除荷剛性は原点指向の弾性的な形状を示している。 $R=1/15$ まで载荷した時の最終的な損傷は圧縮側柱面のめり込み降伏および引張側 PC 鋼棒の降伏である。それ以外の割裂等の柱梁材における損傷は見られない。最大耐力 M_{max} は LSB なし試験体に比べ 14.5%高い値を示す。

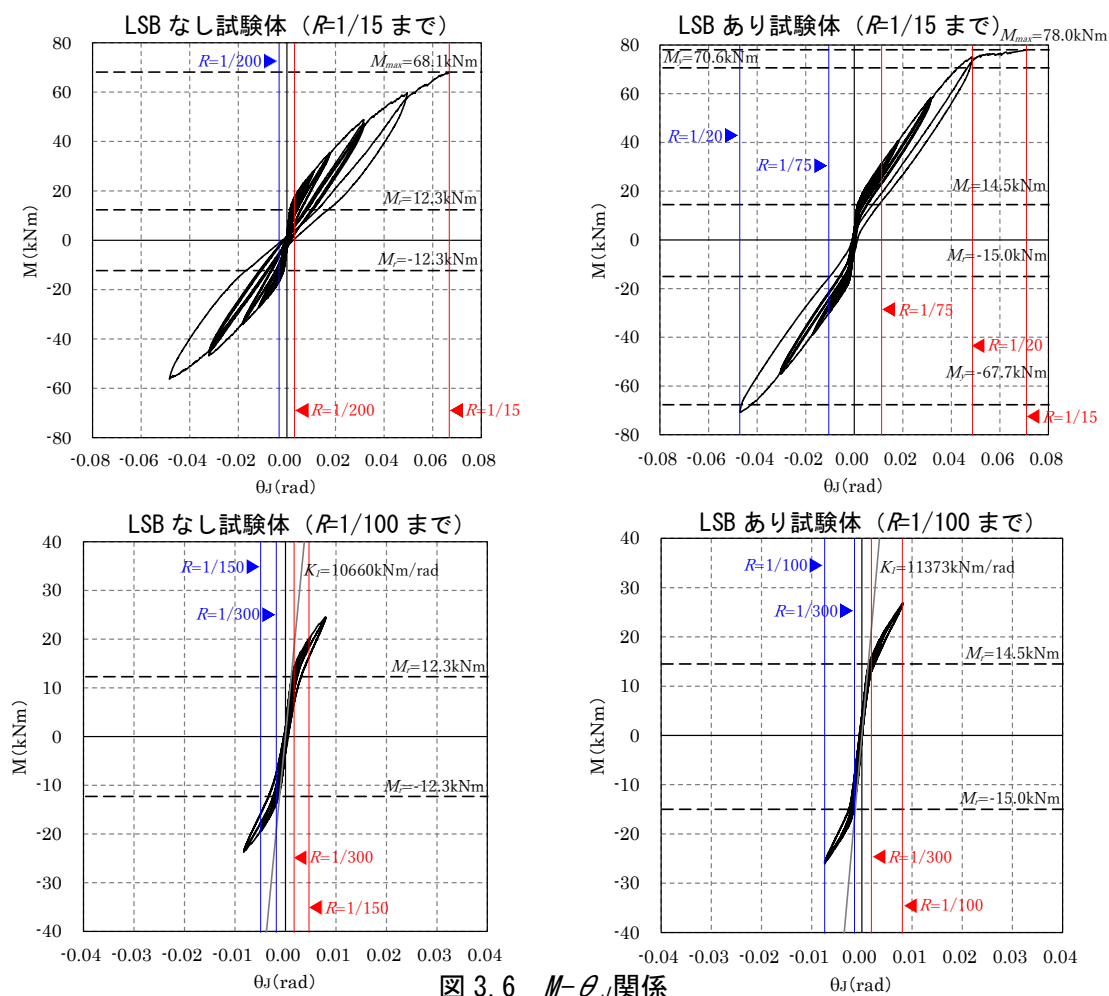


図 3.6 $M-\theta_j$ 関係

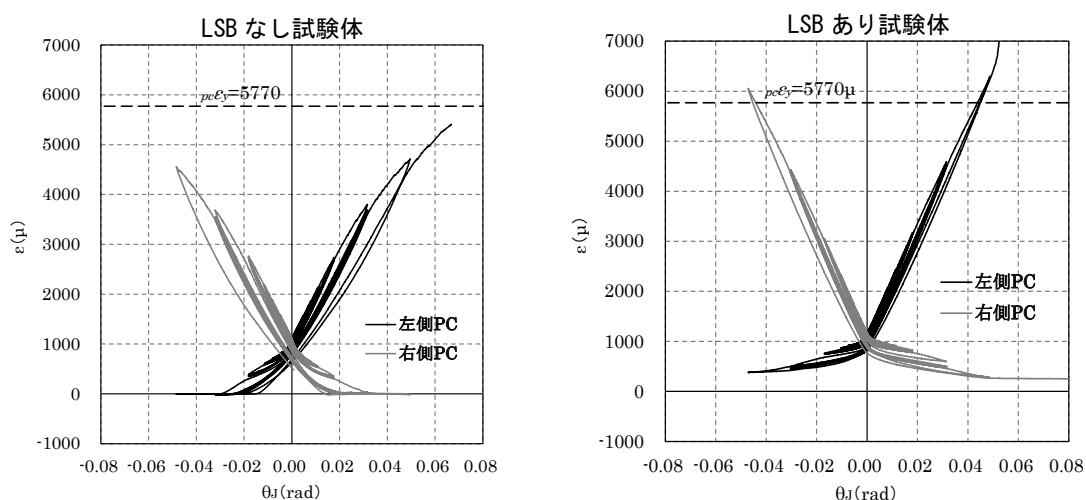


図 3.7 PC 鋼棒の歪み変化

表 3.3 柱梁接合部 実験結果

試験体	LSBなし		LSBあり	
初期剛性 K_I (kNm/rad)	10660		11373	
最終的な 損傷性状	圧縮側 梁小口側柱面 のめり込み降伏		圧縮側 梁小口側柱面 のめり込み降伏 引張側PC鋼棒の降伏	
最大モーメント M_{max} (kNm)	68.1		78.0	
最大モーメント時 回転角 θ_{Jmax} (rad)	1/15		1/14	
引張縁離間時 モーメント M_r (kNm)	正側 12.3	負側 12.3	正側 14.5	負側 15.0
引張縁離間時 回転角 θ_{Jr} (rad)	正側 1/784	負側 1/769	正側 1/702	負側 1/606
引張縁離間目視確認 載荷サイクル	R=1/300サイクル		R=1/300サイクル	
PC鋼棒降伏時 モーメント M_y (kNm)	降伏なし		正側 70.6	負側 67.7
PC鋼棒降伏時 回転角 θ_y (rad)	降伏なし		正側 1/24	負側 1/24
圧縮縁残留めり込み目視確認 載荷サイクル	R=1/150サイクル		R=1/75サイクル	
1/20載荷後圧縮縁 残留めり込み e (mm)	4mm		2mm	
載荷前PC鋼棒 歪み ε_t (μ)	1085		1163	
1/100載荷後PC鋼棒 残留歪み ε_t (μ)	974		1098	
1/20載荷後PC鋼棒 残留歪み ε_t (μ)	479		732	

3.3.2 柱面の繊維直角方向の歪み

図 3.8 に累積の回転角 θ_J に伴う各載荷サイクル後の圧縮縁歪み ε_c および PC 鋼棒の残留歪み ε_t の変化を示す。圧縮縁の歪み ε_c は図 3.4 に示す圧縮縁歪み計測用の歪みゲージにて柱両側面で計測した平均値とする。LSB なし試験体では、1 回目の $R=1/100$ 載荷サイクル後において圧縮縁の残留歪みの増加が大きく、実験にて残留めり込みを目視確認したのは $R=1/150$ 載荷サイクルである。LSB あり試験体では、1 回目の $R=1/50$ 載荷サイクル後において圧縮縁の残留歪みの増加が大きく、残留めり込みを目視確認したのは $R=1/75$ 載荷サイクルであり、これら時点付近において柱面のめり込み降伏が進行したと考えられる。また、LSB なし試験体では、LSB あり試験体と比べ、その時点以降、各載荷サイクル後における PC 鋼棒残留歪みの低下の傾きが大きく、柱面のめり込み降伏による残留変形は、PC 鋼棒のプレストレス力の低下に影響すると考えられる。

図 3.9 に $R=1/300$ 、 $1/100$ 時における歪みゲージより計測した柱面の繊維直角方向に対する歪みを示す。LSB なし試験体は、 R が大きくなるにつれて圧縮縁およびその付近の歪みは増大する。上から 2 段目のラミナにおける計測歪みより、圧縮縁から 200mm 程度離れた地点において圧縮歪みが周りの値と比べ低く 100 μ 未満となっており、その地点程度まで

がめり込みに対し抵抗する範囲と考えられる。LSB あり試験体の圧縮縁に生じる歪みは LSB なし試験体に対し半分程度である。 $(1655\mu/3451\mu=48\%$ 、 $3670\mu/6236\mu=59\%)$ 上から 2 段目のラミナにおける計測歪みより、圧縮縁から 200mm 程度、LSB 芯からでは 300mm 程度離れた地点において圧縮歪みが周りの値と比べ低く 100 μ 未満となっており、その地点程度までがめり込みに対し抵抗する範囲と考えられる。この範囲は LSB なしの試験体と同程度である。

以上のように実験では、図 3.9 より $R=1/100$ 時までの圧縮縁における歪みを半分程度に抑え、図 3.8 より実験後における圧縮縁の残留歪みが 54% $((8423\mu-3878\mu)/8423\mu=54\%)$ 低減していることがわかる。このことから、圧縮側柱面のめり込みに対する補強として LSB の設置は効果を示し、課題となっていた圧縮側柱面のめり込み耐力を向上させ、柱梁接合部の弾性変形能力を高めていることがわかる。

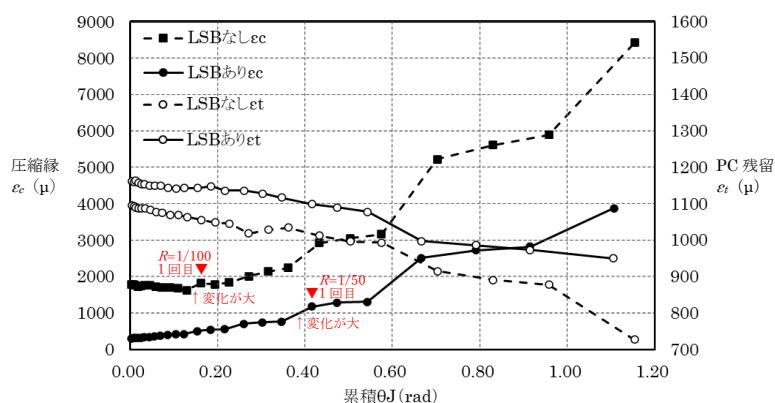
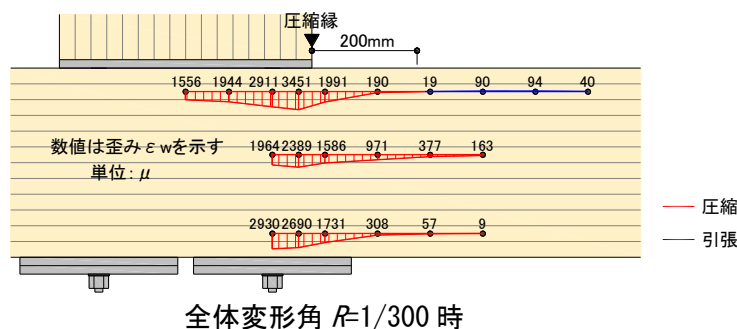
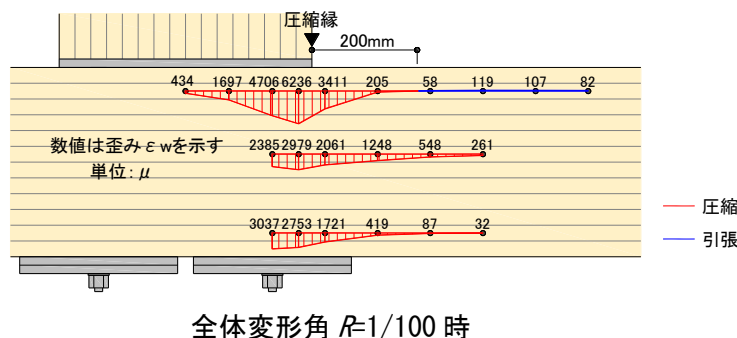


図 3.8 圧縮縁 ϵ_c と PC 鋼棒残留歪み ϵ_t

LSB なし試験体



全体変形角 $R=1/300$ 時



全体変形角 $R=1/100$ 時

LSB あり試験体

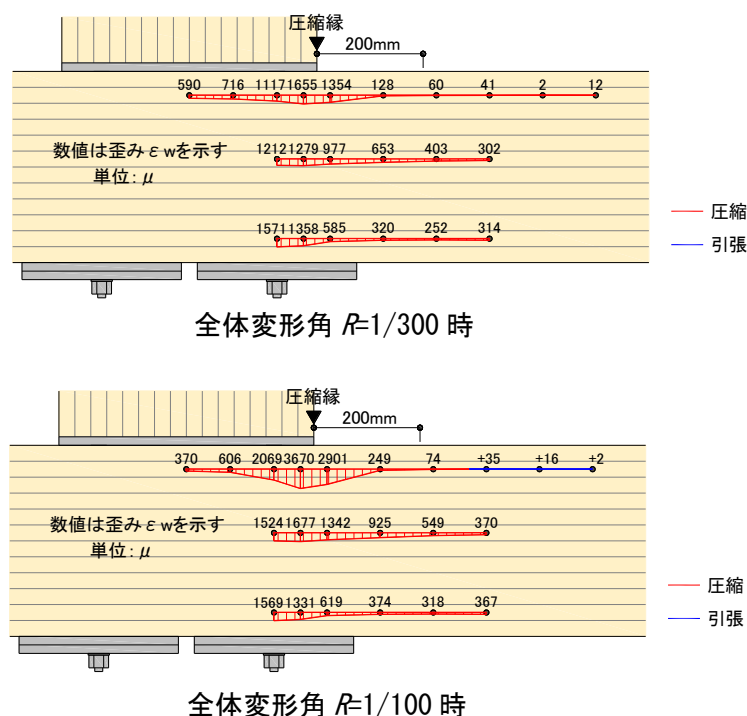


図 3.9 柱側面の繊維直角方向歪み分布

3.4 静的増分解析

3.4.1 解析概要

柱梁接合部の静的増分解析を行う。解析により柱梁接合部の損傷過程を確認し、解析による柱梁接合部の $M-\theta$ 関係と実験より得られた正側の包絡曲線を比較する。PC 鋼棒へ導入するプレストレス力は実験と同様に 1 本あたり 40kN とする。LSB を設ける場合、力学モデルは LSB の押抜きバネと柱面のめり込みバネの並列バネとして考える。しかし、曲げ圧縮力により LSB とともに集成材も繊維直角方向に変形しており、LSB の押抜きによるめり込み補強の効果は、LSB と周りの集成材との相対変位によって深さ方向で異なるため、LSB 単独のものとは異なる。既往文献^{3.2)}でも LSB の補強効果は単純和でなく、深さ方向の LSB の変形分布を想定した上での並列バネとなることが示されている。そこで本章では、深さ方向における LSB と集成材の相対変位を考慮し LSB のめり込み補強効果を確認できる力学モデルにより解析を行う。

3.4.2 力学モデル

LSB を設けた場合の柱梁接合部の力学モデルを図 3.10 に示し、解析に使用する材料特性値を表 3.4 に示す。柱面のめり込み現象は、①集成材の表面めり込みと離間をモデル化する軸バネ（めり込みバネ）、②繊維直角方向である柱の深さ方向の変形をモデル化する軸バネ（集成材バネ）、③深さ方向における LSB 接合部の押抜きと離間をモデル化するせん断バ

ネ (LSB バネ) により構成する。めり込みバネと集成材バネの長さは 30mm、つまりはラミナ厚 t_L と同じとし、深さ方向に配置した剛梁を接続する。また、中央において剛なせん断バネにより剛梁を接続する。LSB バネは LSB の断面性能をもつ線材と各深さ方向で配置した集成材バネの節点を接合し、LSB の押抜き性能について各深さ方向における周りの集成材との相対変位を考慮できる力学モデルとする。梁は弾性の梁材モデル、PC 鋼棒とその定着部のめり込みと離間は軸バネによりモデル化する。

3.4.3 履歴モデル

図 3.11 に静的増分解析における各軸バネの履歴特性を示す。めり込みバネの圧縮側の履歴特性はスリップモデルとする。集成材バネの履歴特性は弾性とし、剛性はめり込みバネの一次剛性と同じとする。それらの剛性および耐力は図 3.12 の力学モデルによって算出した $M-\theta$ 関係が、三角形変位めり込み式^{3.3)}の $M-\theta$ 関係と整合するように軸バネの特性値を設定する。図 3.13 に二つの $M-\theta$ 関係の比較を示す。めり込みバネの引張側の履歴特性は、限りなく低い剛性とした弾性モデルとする。

LSB バネの圧縮側の履歴特性は、スリップモデルとし、モデル 1 とその耐力のみを低減したモデル 2 の 2 種類のモデルについて検証を行う。モデル 1 では初期剛性 k_1 、最大耐力 p_{max} を薄板引抜き実験の結果を用いて式 3.4、式 3.5 より算出する。この実験では薄板試験体 5 体について行い、その平均値を結果として表 3.5 に示す。文献 3.4 より、降伏耐力 p_y は、最大耐力の 60%、最大耐力時の変形は薄板引抜き実験より $e_{max}=5\text{mm}$ とし、降伏点と最大耐力点を設定し、その 2 点の傾きを二次剛性 k_2 とする。最大耐力に達した以降の剛性 k_3 は限りなく低い値とする。

2 種類の LSB バネの履歴モデルについて図 3.14 の力学モデルにより行った解析結果と柱に対する LSB 押抜き実験結果の比較を P_{max} 、 K_s の計算値と合わせて図 3.15 に示す。計算値の算出は表 3.5 に示し、同表の実験結果を用いて式 3.6、3.7 より算出する。LSB 押抜き実験の概要は図 3.16 に示す通りとし、実験は試験体 3 体について行っている。モデル 1 の最大耐力は実験値と計算値に対し高い値を示す。これは局所的にせん断応力度が f_{v90} に達した時点で耐力低下していく実験値や、その時点を経た最大耐力とする計算値とは異なり、解析では LSB バネが最大耐力に達した後の耐力を一定とするモデル化のため、最大耐力は深さ方向に配置したバネ耐力の和となり解析値は実験値より高い値を示すと考えられる。そこで、モデル 2 はモデルの最大耐力が計算値 P_{max} と整合するようにモデル 1 の耐力を低減したモデルとしている。静的増分解析ではモデル 2 の履歴モデルを使用し、引張側の履歴特性は限りなく低い剛性とした弾性モデルとする。

PC 鋼棒の履歴特性はバイリニアモデルとする。PC 鋼棒の弾性係数 E_{pc} 、降伏耐力 $p_{pc}P_y$ は表 3.4 の値とし、断面積 A_{pc} および材長 L_{pc} より初期剛性 K_l を算出する。定着部バネの履歴特性は引張側剛性を定着板のめり込み剛性とし圧縮側は限りなく低い剛性とした弾性モデルとする。定着板のめり込み剛性は等変位めり込み式^{3.3)}より算出する。

$$k_l = \Gamma_{90} t_L \Pi R_t \quad \cdot \cdot \cdot (3.4)$$

$$p_{max} = f_{v90} t_L \Pi R_t \quad \cdot \cdot \cdot (3.5)$$

$$P_{max} = \frac{f_{v90} \Pi R_t (E_w A_w + E_s A_s) \sinh k L_a}{k (E_s A_s \cosh k L_a + E_w A_w)} \quad (E_w A_w \leq E_s A_s) \quad \cdot \cdot \cdot (3.6a)$$

$$P_{max} = \frac{f_{v90} \Pi R_t (E_w A_w + E_s A_s) \sinh k L_a}{k (E_w A_w \cosh k L_a + E_s A_s)} \quad (E_s A_s \leq E_w A_w) \quad \cdot \cdot \cdot (3.6b)$$

$$K_s = \frac{\Gamma_{90} \Pi R_t (E_w A_w + E_s A_s) \sinh k L_a}{k (E_s A_s \cosh k L_a + E_w A_w)} \quad (E_w A_w \leq E_s A_s) \quad \cdot \cdot \cdot (3.7a)$$

$$K_s = \frac{\Gamma_{90} \Pi R_t (E_w A_w + E_s A_s) \sinh k L_a}{k (E_w A_w \cosh k L_a + E_s A_s)} \quad (E_s A_s \leq E_w A_w) \quad \cdot \cdot \cdot (3.7b)$$

$$k = \sqrt{\Gamma_{90} \Pi R_t \left(\frac{1}{E_w A_w} + \frac{1}{E_s A_s} \right)} \quad \cdot \cdot \cdot (3.8)$$

P_{max} : 最大引抜き耐力 (N)

K_s : すべり係数 (N/mm)

f_{v90} : 集成材の繊維直角方向せん断強さ (N/mm²)

Γ_{90} : 集成材の繊維直角方向せん断剛性係数 (N/mm³)

E_o : 集成材の繊維方向弾性係数 (N/mm²)

E_w : 集成材の繊維直角方向弾性係数 (N/mm²) $E_w = 1/25 \cdot E_o$

E_s : 鉄の弾性係数 (N/mm²)

L_a : LSB の有効埋め込み深さ (mm)

R_t : LSB のねじ山径 (mm)

A_s : LSB の谷径を直径とした断面積 (mm²)

A_w : LSB を保持する木部有効断面積 (mm²)

表 3.4 解析における材料特性値と断面性能
(集成材)

樹種	樹種 グループ	弾性係数 E_o (kN/mm ²)	弾性係数 E_{90} (kN/mm ²)	めり込み基準強度 F_{cv} (N/mm ²)
オウシュウアカマツ	J1	9.5	$E_o/50$	6.6

(PC鋼棒)

弾性係数 E_{pc} (kN/mm ²)	降伏耐力 P_y (kN)	断面積 A_{pc} (mm ²)	材長 L_{pc} (mm)
200	204	177	2271

(LSB)

弾性係数 E_s (kN/mm ²)	断面積 A_s (mm ²)	断面二次M I_s (mm ⁴)
205	346	26087

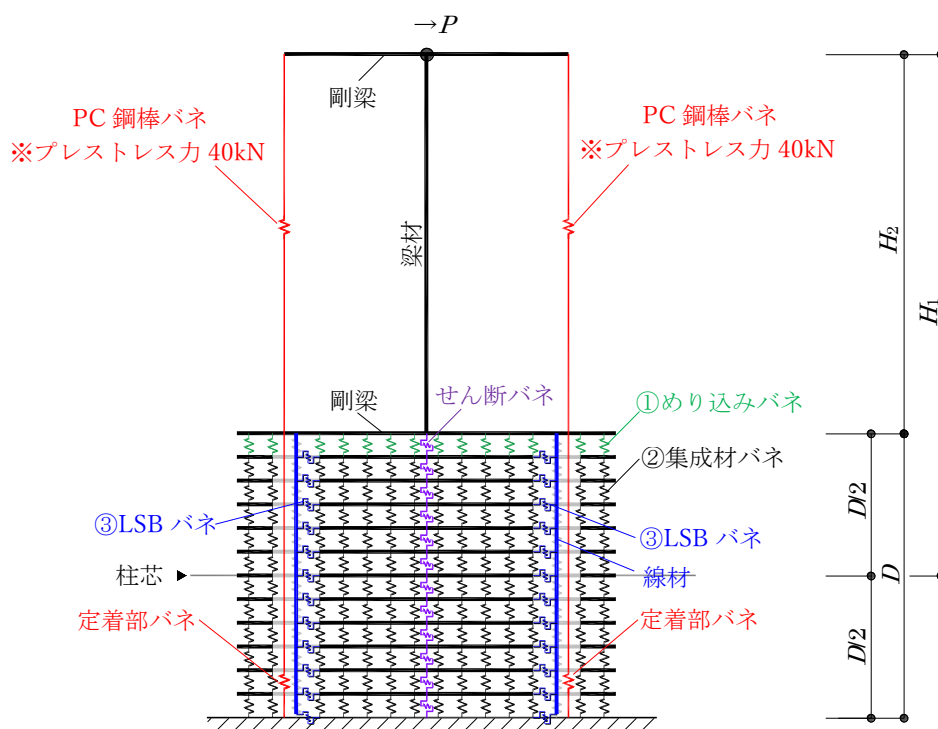


図 3.10 柱梁接合部 力学モデル

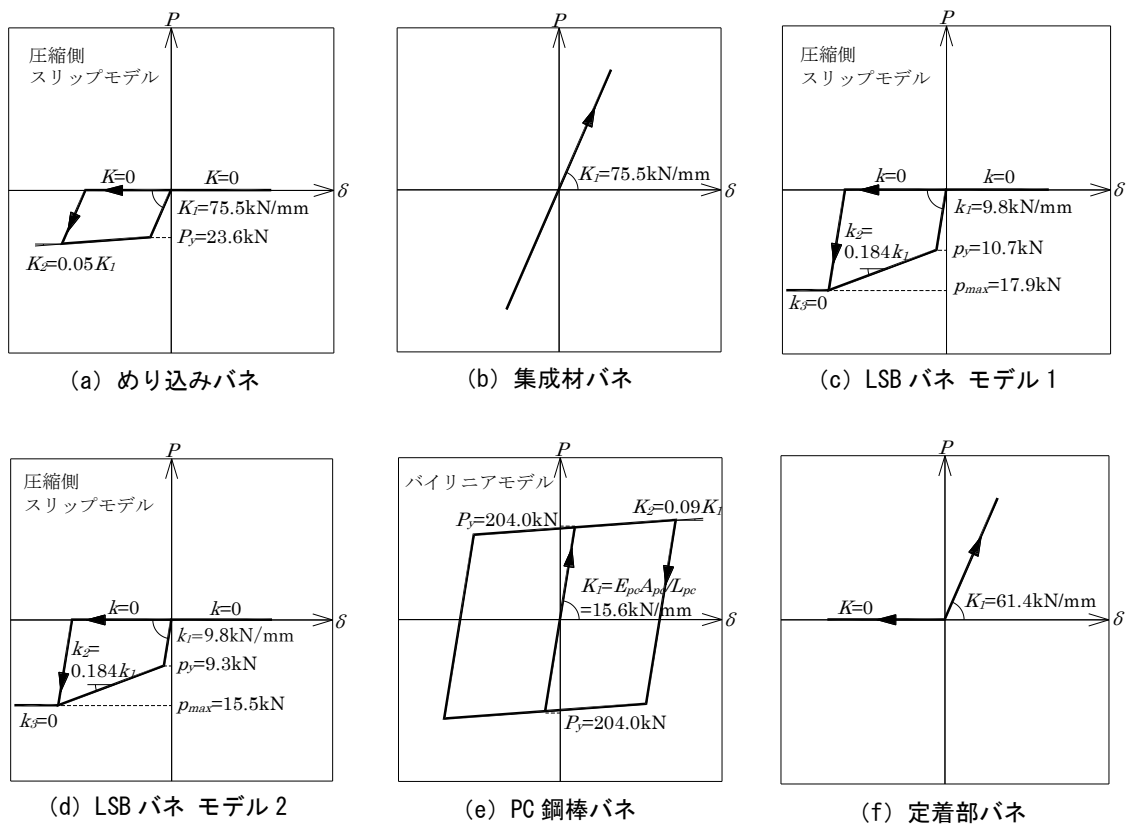


図 3.11 軸バネの履歴モデル

表 3.5 薄板引抜き実験結果と P_{max} 、 K_s の算出

f_{v90} (N/mm ²)	Γ_{90} (N/mm ³)	e_{max} (mm)	E_0 (N/mm ²)	E_w (N/mm ²)	E_s (N/mm ²)	L_a (mm)
5.43	2.97	5.31	9500	380	205000	350
標準偏差	標準偏差	R_t (mm)	A_s (mm ²)	A_w (mm ²)	P_{max} (N)	K_s (N/mm)
0.31	0.54	35	346	584849	181422	99262

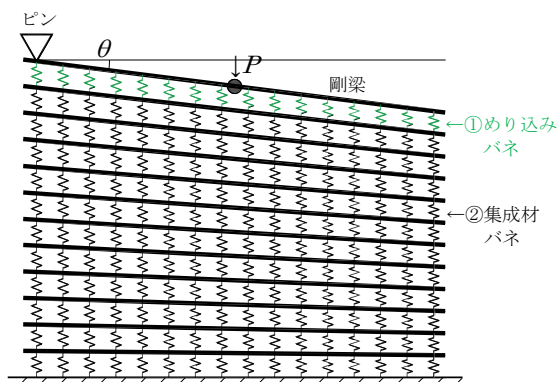
 ※ A_s は中心孔の面積を除く。


図 3.12 三角形変位めり込み力学モデル

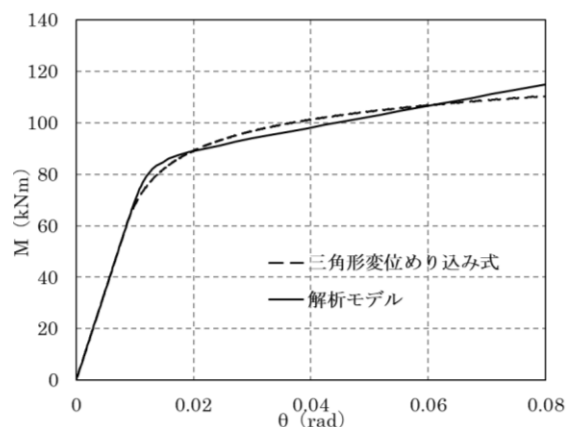
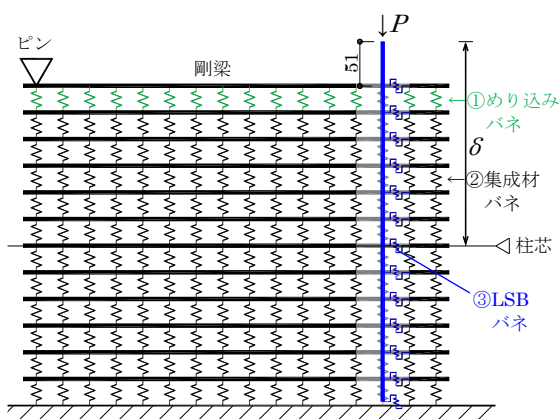

 図 3.13 集成材バネ M - θ 関係の比較


図 3.14 LSB 押抜き力学モデル

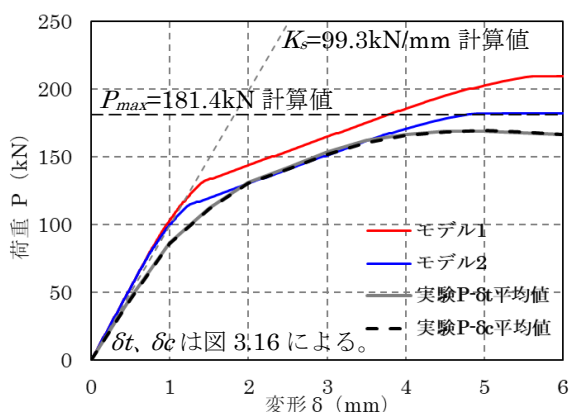


図 3.15 LSB 押抜き実験と LSB バネモデル

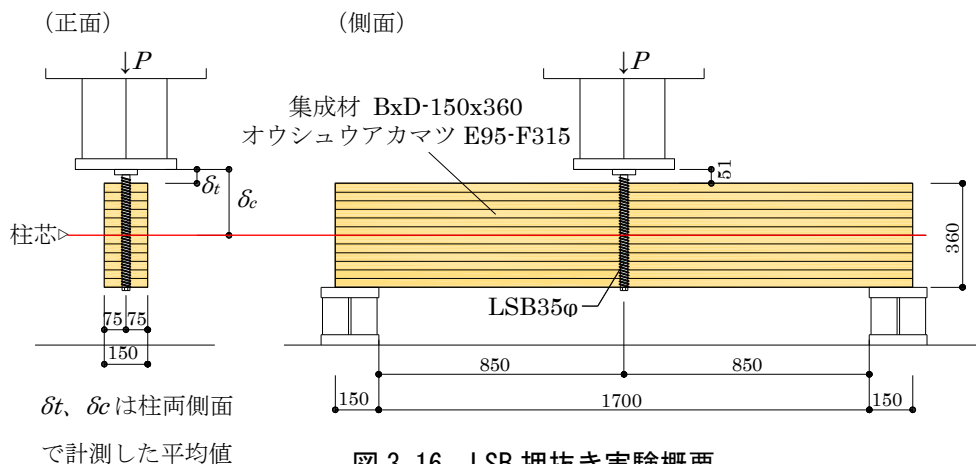
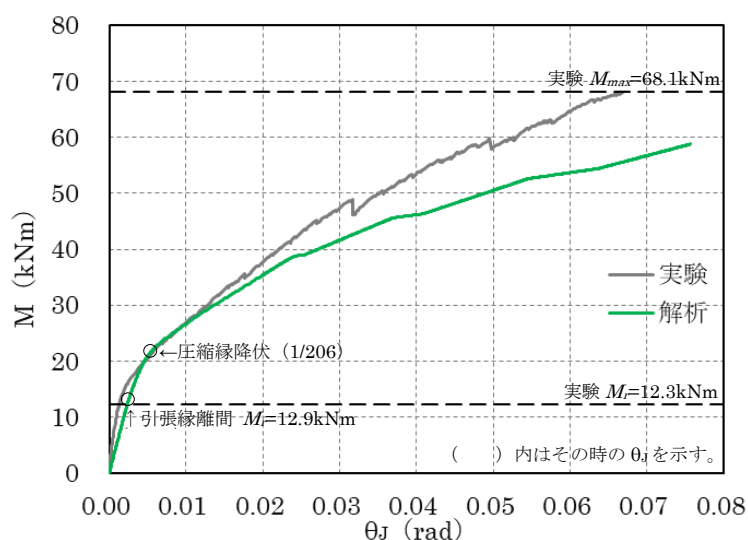
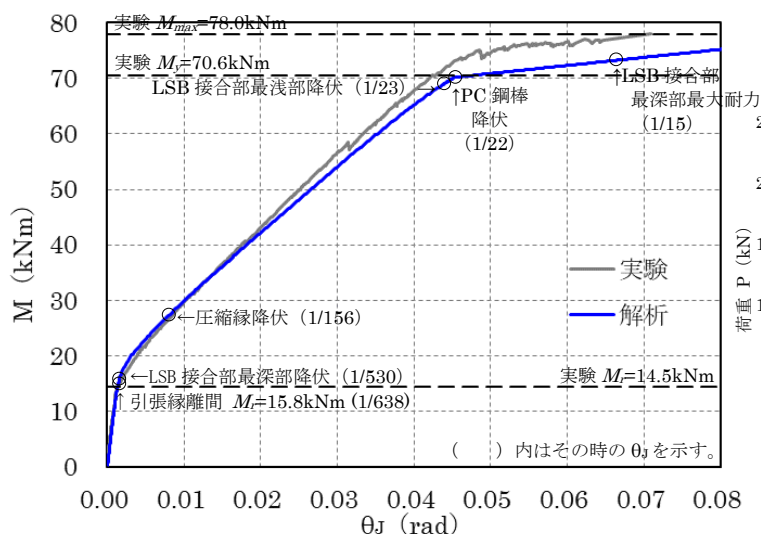


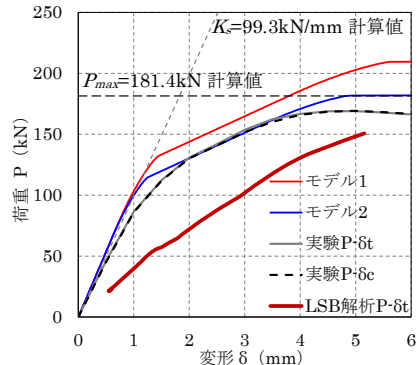
図 3.16 LSB 押抜き実験概要

3.4.4 解析結果

図 3.17、図 3.18 に LSB なしと LSB ありについての解析結果と実験による正側包絡線の比較および解析における柱梁接合部の損傷過程を示す。解析における θ_J は実験の計測位置に合わせ、柱部材芯に配置した剛梁と梁木口面に配置した剛梁の相対回転角の値とする。図 3.18a に LSB ありの解析における LSB の $P-\delta$ 関係を示す。LSB なしの解析では、圧縮縁から断面の内側に向かってめり込みバネの降伏が進行するため、二次剛性は低下して行き実験と同様に履歴は曲線形状を示す。LSB ありの解析では①引張縁の離間、②LSB 接合部最深部の降伏、③圧縮縁の降伏、④LSB 接合部最浅部の降伏⑤PC 鋼棒の引張降伏の順で柱梁接合部の損傷が進む。引張縁の離間後から PC 鋼棒の降伏までの間に各深さにおける LSB 接合部と圧縮縁付近のめり込みバネの降伏が進行するが、降伏後の剛性は実験と同様に直線的な形状を示し各部の降伏が二次剛性に与える影響は少ない。


 図 3.17 LSB なし 解析 $M-\theta_J$ 関係と損傷過程

 図 3.18 LSB あり 解析 $M-\theta_J$ 関係と損傷経過

また、LSB なし試験体についての解析結果と実験結果の圧縮縁降伏後の剛性に違いを生じている。この原因は材料的なばらつきによると考えられるが、三角形変位めり込み式のモデル化における仮定によるものとも考えられる。解析では、めり込み梁せいを固定し、めり込みバネの特性値を決めているが、実験においては、離間後はめり込み梁せいが小さくなる。


 図 3.18a LSB $P-\delta$ 関係

3.5 長期的プレストレス力変動の確認実験

3.5.1 実験概要

実験を行った柱梁接合部について、プレストレス力の変動を1年間（2022年12月27日から2023年12月18日まで）、観察する。実験環境は、校舎内実験室であり、空調による温湿度管理が行われている。プレストレス力は柱梁接合部実験と同様に40kNとする。LSBなしの試験体とLSBありの試験体について実験を行い、PC鋼棒の歪み推移によりプレストレス力の変動を確認し、比較する。グラフに示す含水率の測定は、電気抵抗式含水率計によって行い、集成材の表面含水率3点を計測した値の平均値とする。

3.5.2 実験結果

図3.19、図3.20に芯材の歪みと集成材の含水率の推移を示す。試験体の含水率は筋かいの場合と異なり空調が効いた室内に存置していたため、温湿度変化の影響を受けている。

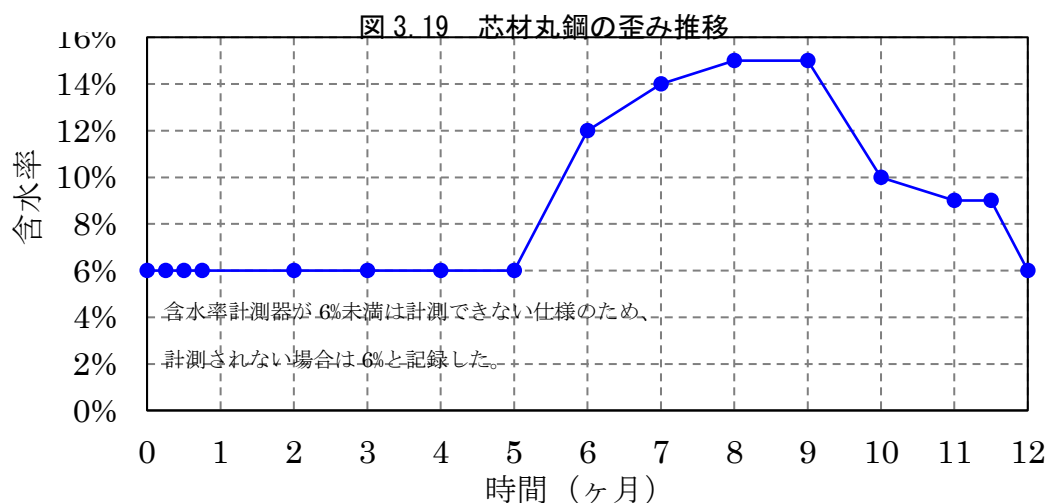
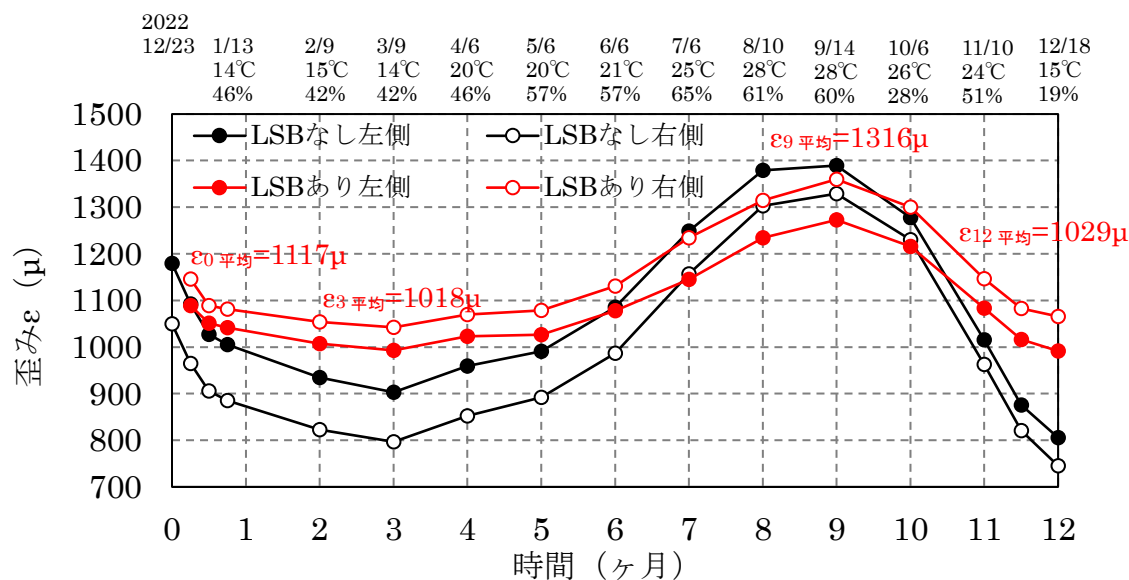


図3.20 集成材の含水率の推移

12月に開始した実験において、LSBありとなしを比較した場合、LSBありの方が歪みの変化は少なく、歪みは3ヶ月程度経過した時点で変動は少なくなり、LSBありの試験体では、1年後では7.9%の歪みが低減し、1年を通した歪みの最小値と最大値の差は22.6%である。プレストレス力についても歪みと同様な増減が生じていると考えられる。

図3.20より、6月以降の集成材の含水率が増加し、それに伴い集成材の体積も増加したため、歪みが増加したと考えられる。校舎内は夏と冬の空調切り替えの影響により6月前後の室内平衡含水率が変化することが集成材含水率の大きな変化を生じた原因と思われる。

3.6 まとめ

圧着接合法を用いた柱梁接合部について実験および静的増分解析を行い、柱面めり込み補強LSBの有無による履歴特性と損傷過程の違いを確認した。研究を通し得られた知見を以下に示す。

- ・実験において、圧着接合法を用いた柱梁接合部の損傷は、柱面のめり込み降伏によるものであり、その他の柱梁における割裂等の損傷は生じなかった。
- ・梁木口側の圧縮側柱面のめり込み降伏による残留変形は緊張材であるPC鋼棒のプレストレス力の低下に影響する。
- ・梁木口側の圧縮側柱面のめり込みに対する補強としてLSBの設置は効果を示し、課題となる圧縮側柱面のめり込み耐力を向上させ、柱梁接合部の弾性変形能力を高めることができる。
- ・空調による温湿度管理された室内での12月に開始した長期的プレストレス力の確認実験において、LSBありとなしを比較した場合、LSBありの方が歪みの変化は少なく、歪みは3ヶ月程度経過した時点で変動は少なくなり、LSBありの試験体では、1年後では7.9%の歪みが低減し、1年を通した歪みの最小値と最大値の差は22.6%である。プレストレス力についても歪みと同様な増減が生じていると考えられる。

[参考文献]

- 3.1) 池上寛樹、山崎義弘、坂田弘安：集成材を用いた圧着工法による圧着部の力学的挙動に関する研究（その1）日本建築学会大会学術講演梗概集、構造Ⅲ、pp15～16, 2017
- 3.2) 村上了 スクリュー軸方向性能の木質構造接合部への活用 京都大学博士論文, 2012
- 3.3) 稲山正弘 木材のめりこみ理論とその応用 東京大学博士論文, 1991
- 3.4) ラグスクリューボルト研究会：ラグスクリューボルト接合設計マニュアル（Ver.2.0）, 2015
- 3.5) 日本建築学会編、木質構造設計規準・同解説, pp222～256, 2006

第4章

柱筋かい接合部の力学的特性

4.1 はじめに

木鋼筋かいはラーメン架構へひし形に配置する（図 4.1）。稀に発生する地震に対しては弾性設計として架構に高い剛性を確保し、極めて稀に発生する地震に対しては、引張側筋かいの芯材丸鋼を降伏させることで地震エネルギーを吸収し、架構の損傷と変形を制御する。

一方、圧縮側の筋かいは弾性部材として使用するため、図 4.2 に示すように柱筋かい接合部には、荷重角度が変化しながら力が作用し、柱の繊維方向にはせん断力、繊維直角方向には圧縮力が作用する。この力に対し接合部は、極めて稀に発生する地震までは概ね弾性設計とし、想定を超える大地震時は接合部を降伏させ、圧縮側筋かいの座屈と柱の曲げ破壊を制御することを考えている。そのため、柱筋かい接合部の力学的特性の把握と荷重角度を考慮できる力学モデルの検証が必要となる。なお、柱筋かい接合部の降伏とは、ドリフトピンの曲げ降伏を示す。

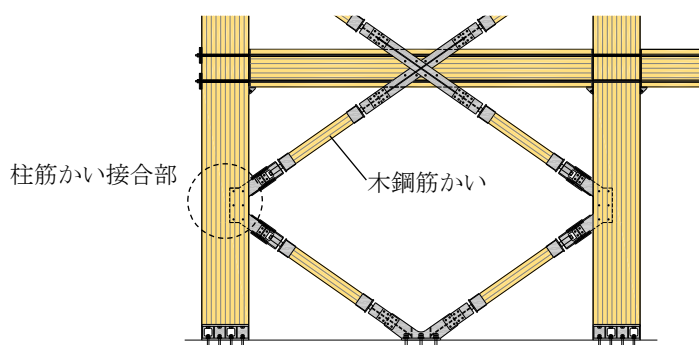


図 4.1 筋かいをひし形に配置した木質ラーメン架構

(稀に発生する地震時)

(極めて稀に発生する地震時)

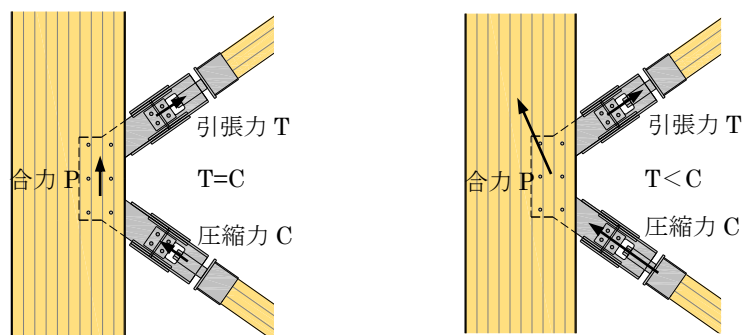


図 4.2 木鋼筋かいと柱接合部へ作用する力

既往研究では、松野ら^{4.1)}は3種類（スギ、カラマツ、ベイマツ）の樹種に対する支圧実験により荷重角度が集成材のめり込み性状に与える影響を確認し、弾性係数と荷重角度をパラメーターとした支圧強度およびめり込み剛性の算出式を提案し、Hankinson 式の値との比較を行っている。しかし既往研究では、繊維方向や繊維直角方向に対するボルトやドリフトピン単体の理論値と実験値の比較を行った報告は数多く見受けられるが、荷重角度を考慮したボルト群やドリフトピン群接合部の力学的特性に関する報告および力学モデルの検証を行った研究の数は少ない。そこで第4章では、支圧実験および接合部実験により、荷重角度 0° 方向（繊維方向）、 90° 方向（繊維直角方向）、 53.5° 方向（筋かい方向）について、支圧強度、めり込み剛性、接合部耐力、接合部剛性を確認し、木鋼筋かいと柱接合部に適用できる荷重角度を考慮した力学モデルの検証を行う。なお本論では既往研究や資料と同様に荷重角度 θ は木材の繊維方向と作用荷重の成す角度と定義する。

4.2 支圧実験

4.2.1 実験概要

荷重角度 0° 、 53.5° 、 90° に対する支圧強度 $\sigma_{y\theta}$ 、めり込み剛性 k_θ を確認するために支圧実験を行う。 53.5° は後述する筋かい方向の接合部実験において筋かいの設置角度に等しい値である。図 4.3 に支圧実験の概要および変位計測位置を示す。支圧実験は圧縮試験機により、中央にドリフトピンと同径の 12ϕ の半円形状に加工された集成材へドリフトピンを押し付け、その時の荷重 P とめり込み変形 e を計測する。ドリフトピンの支圧長さは $L=90\text{mm}$ とする。計測変位は δ_1 から δ_4 とし、式 4.1 から算出した e をめり込み変形量とする。荷重は試験機のロードセルによる値とし、支圧応力度 σ は式 4.2 から算出する。載荷速度は 1.0mm/min 以下で行う。図 4.4 に本論における $\sigma_{y\theta}$ と k_θ の定義を示す。めり込み変形量 $e=6\text{mm}$ までの最大応力度を σ_{max} とし、 $0.2\sigma_{max}$ と $0.5\sigma_{max}$ における点を結ぶ直線の傾きを k_θ とする。 $\sigma_{y\theta}$ は ASTM-D5764^{4.2)} の方法に準じてピン直径 d の 5% オフセット点とする。

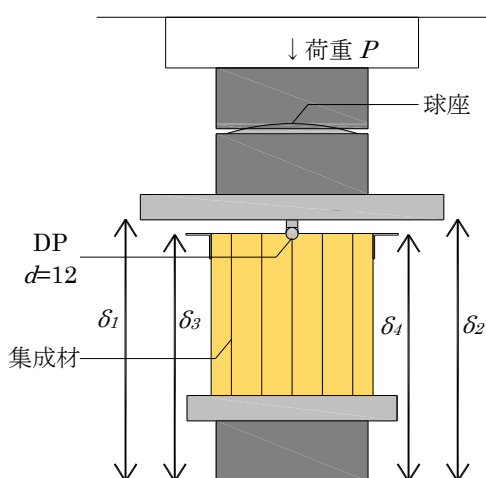


図 4.3 支圧実験

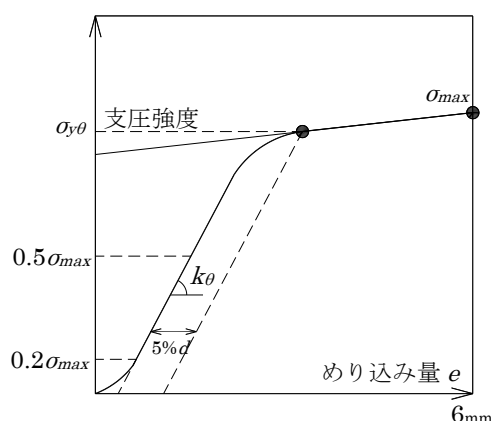


図 4.4 $\sigma_{y\theta}$ 、 k_θ の定義

$$e = (\delta_1 + \delta_2) / 2 - (\delta_3 + \delta_4) / 2 \quad \dots (4.1)$$

$$\sigma = P / (L \cdot d) \quad \dots (4.2)$$

e : りり込み量 (mm)

σ : 支圧応力度 (N/mm²)

d : ドリフトピン径 (mm)

L : 支圧長さ (mm)

4.2.2 試験体

表 4.1 に試験体材料を、図 4.5 に試験体概要を示す。実験は各荷重角度に対し 3 体ずつ行う。試験体は大きさ 165mm×165mm×90mm のベイマツ集成材 (E120・F375 同一等級構成集成材) とする。前述したように中央には 12φ の半円形状の加工が施されている。支圧するピンと接着層の位置関係は後述する接合部実験における位置関係となるべく近い位置となるように調整する。試験体の高さは既往研究 4.1) を参考に有効弾性床深さ $\alpha=31.6+10.9d$ より計算した 162.4mm 以上とする。荷重角度が設定した 0°、45°、53.5°、90°となるように加工して試験体を製作する。ドリフトピンは径 $d=12$ mm、SS400 とする。表 4.1 に示す降伏強度 $s\sigma_y$ 、引張強度 $s\sigma_u$ 、弾性係数 E_s は引張試験による値とする。

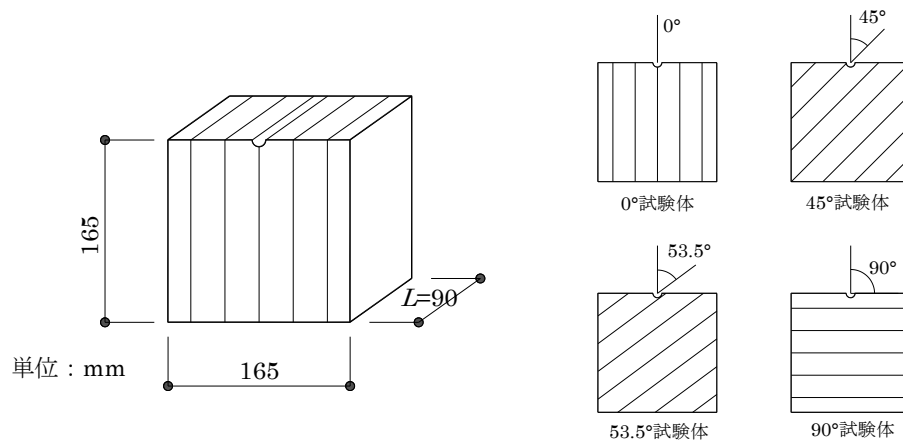


図 4.5 試験体概要

表 4.1 試験体材料

(1) 集成材

材料	構成	強度区分	気乾比重	含水率 (%)
ベイマツ	同一等級構成集成材	E120・F375	0.53	8.6

(2) ドリフトピン

材料	d (mm)	$s\sigma_y$ (N/mm ²)	$s\sigma_u$ (N/mm ²)	E_s (N/mm ²)
SS400	12	342	465	205819

4.2.3 実験結果

表 4.2 に実験結果をまとめ、実験における平均値と木質構造設計規準・同解説^{4.3)}に示される値（以下、木規準値）との比較を示す。支圧強度についてはその他指針等との比較も示す。支圧強度 $\sigma_{y\theta}$ は+40%～+58%と木規準値より高い値を示し、めり込み剛性 k_{θ} は-20%～+20%と概ね近い値を示している。図 4.6 では実験値を式 4.3、式 4.4 に示す Hankinson 式の曲線と共にプロットしてみる。この曲線において 0° と 90° の値は表 4.2 の平均値とし、中間角度の値を Hankinson 式で補間する。既往研究^{4.1)}に示されるように、概ね実験値は Hankinson 式の曲線近傍にあることがわかる。

表 4.2 支圧実験結果

(1) 支圧強度 $\sigma_{y\theta}$

荷重角度 $\theta (^{\circ})$	試験体1	試験体2	試験体3	平均値	木規準値	平均値/木規準値
	σ_{y0} (N/mm ²)	σ_{y0} (N/mm ²)	σ_{y0} (N/mm ²)	σ_{y0} (N/mm ²)	σ_{y0} (N/mm ²)	
0	39.5	38.3	42.8	40.2	25.4	1.58
45	23.0	22.9	25.0	23.6	16.9	1.40
53.5	23.4	21.5	21.4	22.1	15.4	1.43
90	17.3	20.1	19.5	19.0	12.7	1.49

荷重角度 $\theta (^{\circ})$	実験値	木規準値 ^{4.3)}	木指針値 ^{4.4)}	Eurocode5
	σ_{y0} (N/mm ²)	σ_{y0} (N/mm ²)	σ_{y0} (N/mm ²)	σ_{y0} (N/mm ²)
0°	40.2 (1.58)	25.4 (1.00)	32.4 (1.28)	38.2 (1.50)
90°	19.0 (1.49)	12.7 (1.00)	12.7 (1.00)	25.0 (1.97)

※ () 内の数値は木規準値との比率を示す。

木指針式^{4.4)} : $\sigma_{y0} = 57.07\rho + 5.85$

Eurocode5 : $\sigma_{y0} = 82(1-0.01d)\rho$

$\sigma_{y90} = (30.54\rho + 4.74)d^{0.2}$

$\sigma_{y90} = \sigma_{y0}(1.35 + 0.015d)^{-1}$

ρ : 比重, d : ピン軸径(mm)

(2) めり込み剛性 k_{θ}

荷重角度 $\theta (^{\circ})$	試験体1	試験体2	試験体3	平均値	木規準値	平均値/木規準値
	k_0 (N/mm ³)	k_0 (N/mm ³)	k_0 (N/mm ³)	k_0 (N/mm ³)	k_0 (N/mm ³)	
0	46.4	80.3	83.4	70.0	73.9	0.95
45	35.3	41.6	43.5	40.1	33.6	1.20
53.5	31.0	23.5	14.9	23.1	28.9	0.80
90	25.8	24.1	26.6	25.5	21.7	1.17

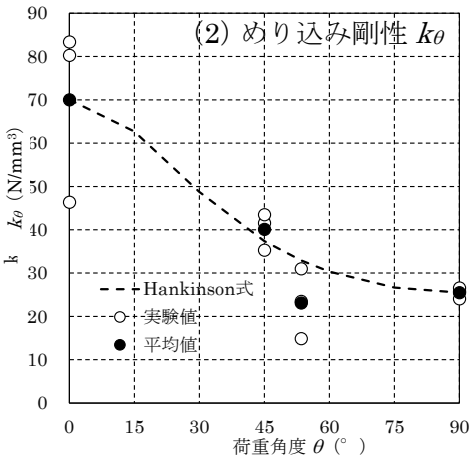
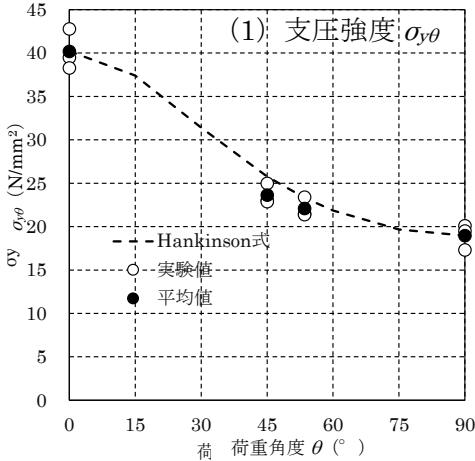


図 4.6 Hankinson 式と実験値

$$\sigma_{y\theta} = \frac{\sigma_{y0} \cdot \sigma_{y90}}{\sigma_{y0} \sin^2 \theta + \sigma_{y90} \cos^2 \theta} \quad \cdot \cdot \cdot (4.3)$$

$$k_{\theta} = \frac{k_0 \cdot k_{90}}{k_0 \sin^2 \theta + k_{90} \cos^2 \theta} \quad \cdot \cdot \cdot (4.4)$$

4.2.4 EYT 式、弾性床上の梁理論の接合部耐力 $P_{y\theta}$ と剛性 $K_{I\theta}$

支圧実験により得た支圧強度 $\sigma_{y\theta}$ とめり込み剛性 k_{θ} を用いて各荷重角度に対する接合部の降伏耐力 $P_{y\theta}$ を式 4.5、初期剛性 $K_{I\theta}$ を式 4.6 によって算出し、表 4.3 に示す。表 4.3 にはドリフトピンが 1 本と 6 本の場合の値を示すが、その理由は、後述する 4.3 接合部実験におけるドリフトピン本数が 6 本であり、この実験値と本節における計算値を比較するためである。

$$P_{y\theta} = C \cdot \sigma_{y\theta} \cdot d \cdot a \quad \cdot \cdot \cdot (4.5)$$

$$K_{I\theta} = 1 / (L_I / 2 + H) \quad \cdot \cdot \cdot (4.6)$$

$$L_I = \frac{\lambda_I}{S_I} \cdot \frac{\cosh(\lambda_I a) + \cos(\lambda_I a)}{\sinh(\lambda_I a) + \sin(\lambda_I a)} \quad \cdot \cdot \cdot (4.7)$$

$$H = \frac{\lambda_I}{S_I} \cdot \frac{1}{\sinh(\lambda_I a) + \sin(\lambda_I a)} \quad \cdot \cdot \cdot (4.8)$$

$$S_I = k_{\theta} \cdot d \quad \cdot \cdot \cdot (4.9)$$

$$\lambda_I = \left(\frac{S_I}{4E_s \cdot I_s} \right)^{1/4} \quad \cdot \cdot \cdot (4.10)$$

$P_{y\theta}$: 接合部降伏耐力 (N)

$K_{I\theta}$: 接合部初期剛性 (N/mm)

C : 接合形式係数

a : 材厚 (mm)

E_s : ピンの弾性係数 (N/mm²)

I_s : ピンの断面 2 次モーメント (mm⁴)

表 4.3 EYT 式、弾性床上の梁理論の接合部耐力と剛性

(1) 降伏耐力 $P_{y\theta}$

θ (°)	0	53.5	90
$\sigma_{y\theta}$ (N/mm ²)	40.2	22.1	19.0
接合形式係数 C	0.338	0.456	0.492
d (mm)	12	12	12
a (mm)	169	169	169
σ_y (N/mm ²)	342	342	342
$P_{y\theta}$ (kN/本)	27.6	20.4	18.9
ピン本数 n (本)	6	6	6
$n \cdot P_{y\theta}$ (kN)	165.4	122.7	113.6

(2) 初期剛性 $K_{I\theta}$

θ (°)	0	53.5	90
k_θ (N/mm ³)	70.0	23.1	25.5
d (mm)	12	12	12
E_s (N/mm ²)	205819	205819	205819
I_s (mm ⁴)	1018	1018	1018
材厚 a (mm)	169	169	169
$K_{I\theta}$ (kN/mm/本)	51.4	21.5	23.2
ピン本数 n (本)	6	6	6
$n \cdot K_{I\theta}$ (kN/mm)	308.6	128.7	138.9

4.3 接合部実験

4.3.1 実験概要

荷重角度 0°、53.5°、90°に対する 3 行 2 列のドリフトピン群の接合部における力学的特性と破壊に至るまでの接合部の損傷過程を接合部実験により確認する。荷重角度 0°方向（繊維方向）および 90°方向（繊維直角方向）の実験は一方向載荷実験とし、荷重角度 53.5°（筋かい方向）の実験は繰り返し載荷実験とする。接合部には主に圧縮の荷重の載荷を行う。それぞれの実験に関する実験概要と変位の計測位置、歪みの計測位置を図 4.7、図 4.8、図 4.9 に示す。

実験において、柱側面におけるドリフトピン群の中心とガセットプレートの相対変位を計測し、接合部変形 δ とする。0°、90°方向の実験では、試験体の手前側 $\delta_{左}$ と奥側 $\delta_{右}$ の変位計測を行い、その平均を計測値とする。荷重 P は試験機内のロードセル値とする。53.5°方向の実験では、接合部の変形は繊維方向および繊維直角方向について計測し、筋かい方向の変形 δ は式 4.11 より算出する。

また、筋かいは鉄骨の H 型鋼 (H-150x150x7x10 SS400) とし、軸力作用点はドリフトピン群の中心とし接合部に回転を生じないように配慮しているが、ドリフトピン群の回転変形 θ_f を確認するため、ドリフトピン群上下段の繊維直角方向における相対変位を計測する。 θ_f は式 4.14 より算出する。筋かい方向の実験においても、図 4.9 に示す $\delta_l \sim \delta_r$ の変位の計測は試験体の手前側と奥側について行い、その平均を計測値とする。ゲージはフランジに 2 枚、ウェブに 2 枚貼り付け、それら歪みの平均を計測値 ε_B とし、筋かいの軸力 N_B は式 4.12 より算出する。この際に使用する弾性係数 E_B は別途筋かいのみを抜き出して行った圧縮実験により確認した値を用いる。筋かい方向の荷重 P は N_B とする。また、柱と筋かいの節点における柱の引張縁面にもゲージを 3 枚貼り付け歪みを計測しその平均値を ε_c とする。図 4.10 に繰り返し载荷に関する载荷計画を示す。実験は全体変形角 R による変形制御とし、漸増変位による繰り返し载荷とする。変形角 R は式 4.13 により定義する。変形角 1/50 の载荷サイクルまでは各変形角に対し 3 サイクルずつとし、変形角 1/30 の载荷サイクルは 1 サイクルとする。最後は変形角 1/15 までの押し切り载荷とする。

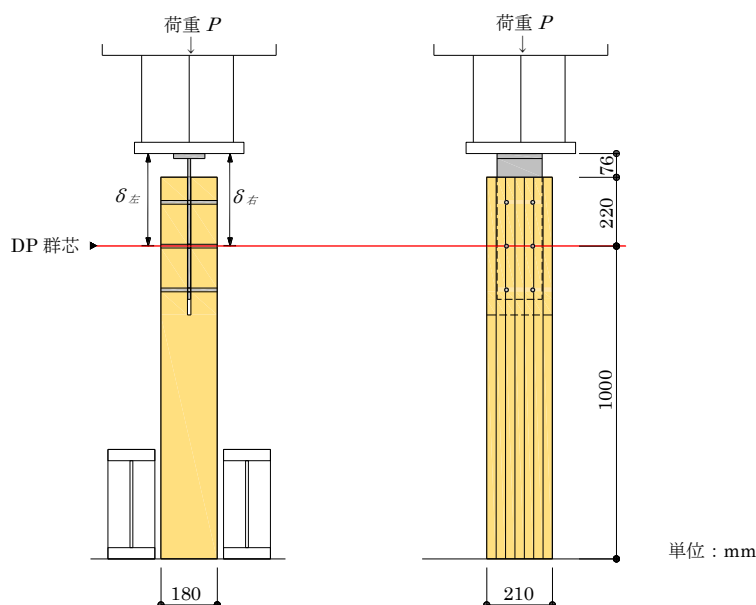


図 4.7 繊維方向 筋かい接合部実験

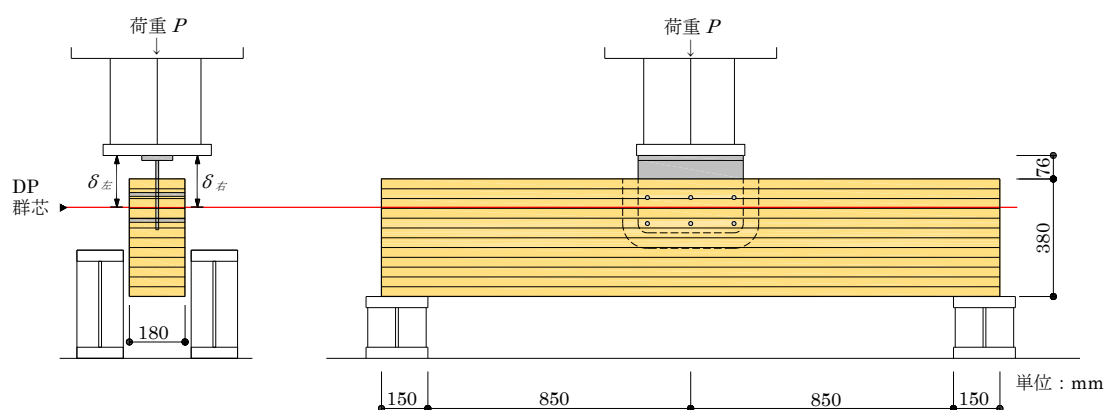


図 4.8 繊維直角方向 筋かい接合部実験

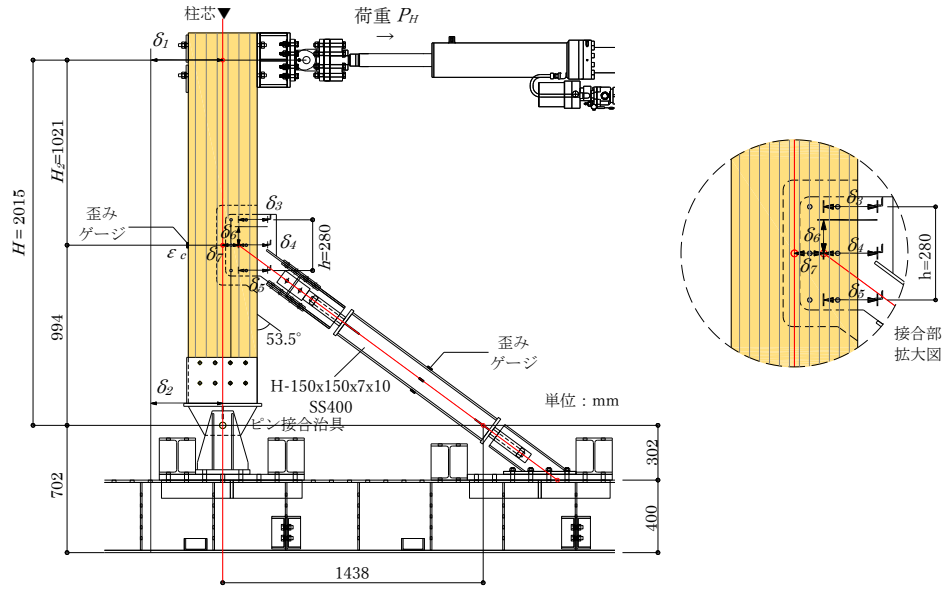


図 4.9 筋かい角度方向 筋かい接合部実験

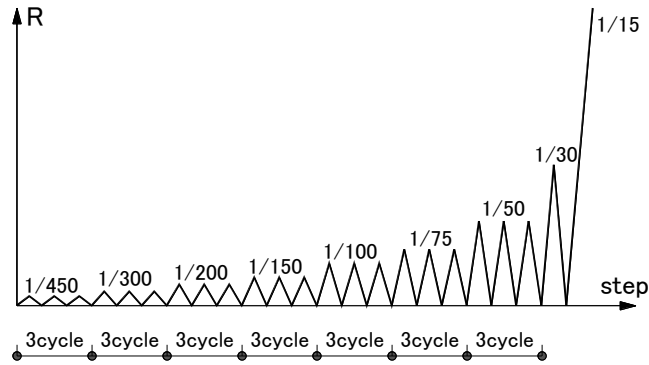


図 4.10 载荷計画

$$\delta = \delta_4 \sin \theta + \delta_6 \cos \theta \quad \dots (4.11)$$

$$N_B = E_B \varepsilon_B A_B \quad \dots (4.12)$$

$$R = (\delta_1 - \delta_2) / H \quad \dots (4.13)$$

$$\theta_J = (\delta_3 - \delta_5) / h \quad \dots (4.14)$$

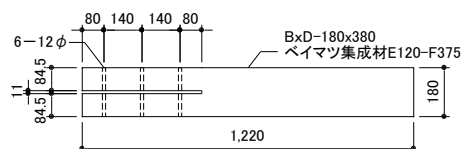
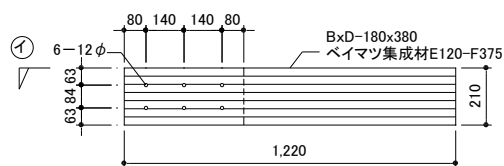
N_B : 筋かい軸力 (N)

E_B : 筋かい材料の弾性係数 (N/mm²) $E_B = 197614 \text{ N/mm}^2$

ε_B : 実験により計測した筋かい歪み

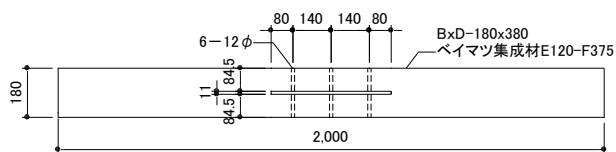
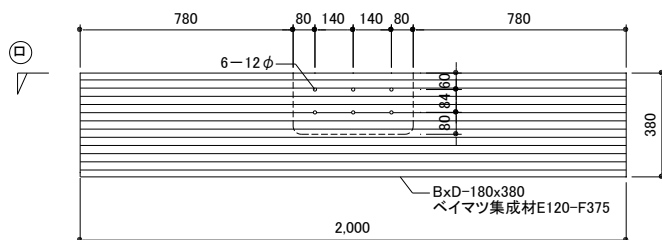
A_B : 筋かい断面積 (mm²) $A_B = 3965 \text{ mm}^2$

h : 図 4.9 に示す寸法



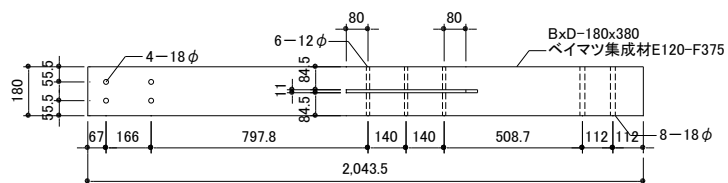
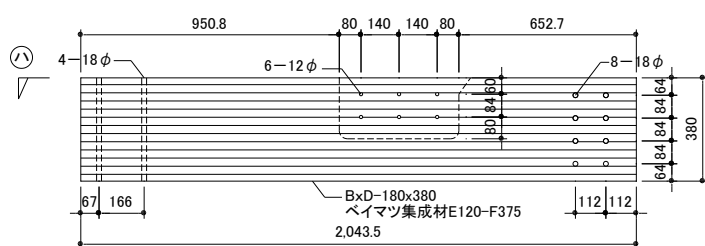
イ 矢视图

(a) 0° 方向 試験体



ロ 矢视图

(b) 90° 方向 試験体



ハ 矢视图

(c) 53.5° 方向 試験体

図 4.11 試験体概要

4.3.2 試験体

試験体材料を表 4.4 に示し、試験体概要を図 4.11 に示す。試験体は第 6 章の検討建物における柱の 75%縮小試験体とし、試験体数は実験ごとに 3 体ずつとする。柱はベイマツ集成材 BxD-180x380 E120-F375 同一等級構成集成材とする。ドリフトピンは径 $d=12\text{mm}$ 、3 行 2 列 6 本とし、材料は SS400 とする。ドリフトピンのピッチは、繊維方向が 140mm ($11.7d$)、繊維直角方向は 84mm ($7.0d$) とし、繊維直角方向の圧縮力に対する縁距離は 236mm ($19.7d$) とする。繊維直角方向の耐力、靱性は縁距離、主材厚と接合具径の比 l/d の影響が大きいいため、第 6 章の検討建物と試験体のこれら寸法が概ね近くなるように試験体を設定する。ガセットプレートは 9mm 厚鋼板 SS400 とし鋼板に設けるピン孔径は 13φ とする。集成材には 11mm のスリットを設けて鋼板を挿入する。なお、集成材とドリフトピンは支圧実験と同じロットの材料を用いている。

表 4.4 試験体材料

(1) 集成材

材料	構成	強度区分	気乾比重	含水率 (%)
ベイマツ	同一等級構成集成材	E120-F375	0.53	8.6

(2) ドリフトピン

材料	d (mm)	σ_y (N/mm ²)	σ_u (N/mm ²)	E_s (N/mm ²)
SS400	12	342	465	205819

4.3.3 実験結果

(1) 0°方向（繊維方向）の損傷過程

図 4.12 に 0°方向実験による荷重－変形関係を示す。接合部が降伏、耐力は緩やかに上昇し、3 体において 16.6mm から 19.9mm の時点で最大耐力に達した。その後、耐力は低下し 21mm 程度の時点で、集成材表面において上段のドリフトピンから集成材の木口に向けて割れを生じ、最終的には下段のドリフトピンまで直線状に繊維方向の割れを生じた。

(2) 90°方向（繊維直角方向）の損傷過程

図 4.13 に 90°方向実験による荷重－変形関係を示す。接合部が降伏し、3 体において接合部変形が 6.0mm から 9.2mm に達した時点で上段の中央ドリフトピン周辺に繊維方向へ割れを生じた。その後も耐力は緩やかに上昇していく。最終的に集成材の木口まで上段の割れは繋がり、一時的な耐力低下を繰り返すが、耐力上昇を続けていく。接合部変形が 27.6mm から 35.9mm の時点で大きな音と共に脆性的な破壊を生じた。破壊に至るまで耐力上昇は続けたことから、最大耐力は概ね破壊時の耐力となる。1 体目は破壊箇所の特定ができなかったが、2 体目は集成材木口の割裂破壊、3 体目は集成材の曲げ破壊となった。

(3) 53.5°方向（筋かい方向）損傷過程

図 4.14 に 53.5°方向実験による荷重－変形関係（包絡線）を示す。 $R=1/50$ 載荷サイクル、3 体において接合部変形 7.5mm から 9.7mm までは集成材の表面に割れ等の損傷を確認できず、履歴は安定している。2 体目と 3 体目の試験体では、 $R=1/27$ 程度、接合部変形がそ

れぞれ 21.6mm、22.7mm の時点で右側の中段のドリフトピンにおいて集成材表面に繊維方向へ割れを生じ、大きな音と共に耐力低下を生じた。その後、耐力は上昇するが、割れの拡大と延長に伴い、一時的な耐力低下を繰り返す。耐力が最大耐力の 80%まで低下することとはなかったため、 $R=1/15$ まで載荷し実験を完了した。

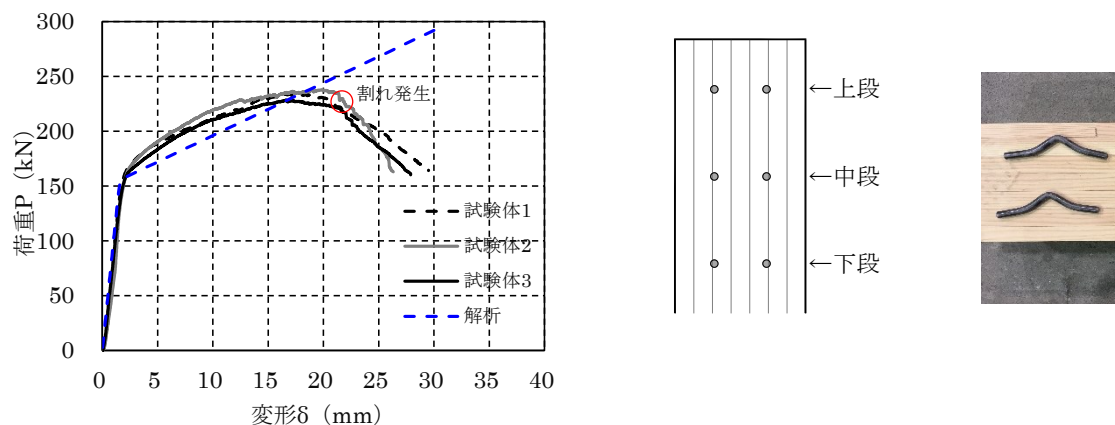


図 4.12 0° 方向 荷重－変形関係

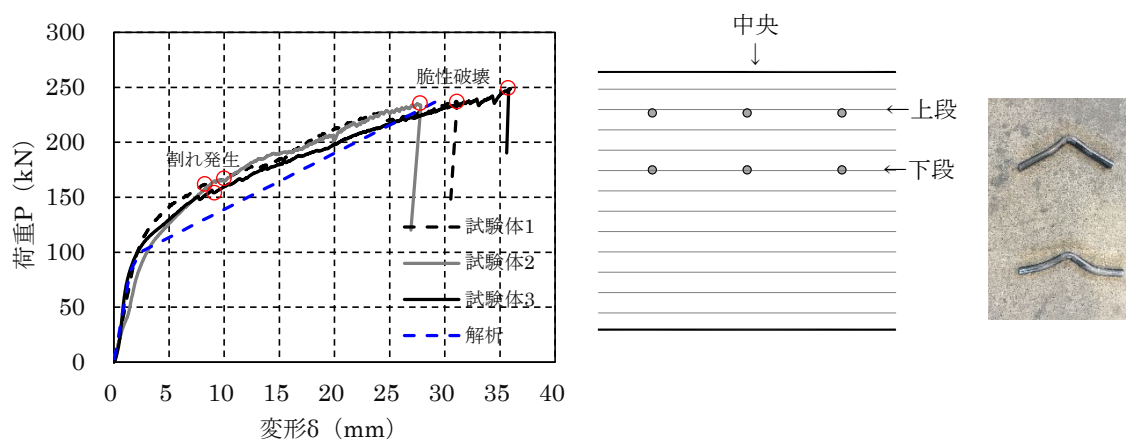


図 4.13 90° 方向 荷重－変形関係

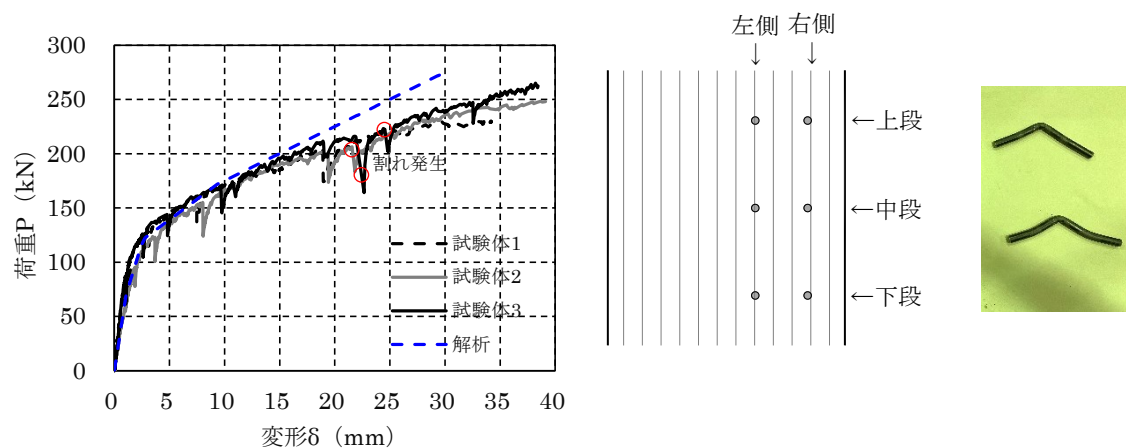


図 4.14 53.5° 方向荷重－変形関係（包絡線）

(4) 力学的特性値

表 4.5 に実験より得られた接合部の力学的特性値を荷重角度ごとにまとめる。図 4.15 に表 4.5 における降伏耐力 $P_{y\theta}$ 、初期剛性 $K_{1\theta}$ 、2 次剛性 $K_{2\theta}$ の定義を示す。0°方向は最大耐力 P_{max} までを対象とし、 $0.1P_{max}$ と $0.4P_{max}$ の点を結ぶ直線の傾きを $K_{1\theta}$ とする。降伏耐力 $P_{y\theta}$ は、ASTM-D5764^{4.2)}の方法に準じてピン径の 5% オフセット点とする。

90°、53.5°方向は筋かい変形 $\delta=30\text{mm}$ までを対象とする。ただし、90°方向の試験体 2 については、 $\delta_{max}=27.5\text{mm}$ であることから δ_{max} までを対象とする。 $K_{1\theta}$ は $0.1P_{max}$ と $0.3P_{max}$ の点を結ぶ直線の傾きとし、降伏耐力 $P_{y\theta}$ は、0°方向と同様とする。実験より得られた接合部の $P_{y\theta}$ は 2.4 節で求めた計算値の -9% から +1% となり近い値を示す。一方、 $K_{1\theta}$ の実験値は計算値より 68% から 40% 低い値を示す。これはピン径 12φ と、集成材先孔またはガセットプレート孔径 13φ の隙間による初期変形があり、最初から接合具と孔表面の接触が得られな

いため、剛性は計算値より低くなると考えられる。また、 $K_{2\theta}$ は荷重角度に関係なく近い値を示す。この理由は計算における接合部の降伏モードは IV^{4.3)} であり、降伏後の剛性はピンの曲げ変形が支配的となるために近い値を示したと思われる。53.5°方向の $K_{1\theta}$ は 0°方向と 90°方向のほぼ中間値を示し $P_{y\theta}$ は 90°方向に近い値となる。

表 4.5 接合部 力学的特性

(1) 0°方向（繊維方向）

試験体	1体目	2体目	3体目	平均値	計算値	平均値/計算値
P_{max} (kN)	234.4	237.8	228.5	233.5	—	—
δ_{max} (mm)	17.9	19.9	16.6	18.1	—	—
$P_{y\theta}$ (kN)	167.5	171.0	163.1	167.2	165.4	1.01
$K_{1\theta}$ (kN/mm)	110.2	88.8	97.2	98.7	308.6	0.32
$K_{2\theta}$ (kN/mm)	4.5	4.6	4.9	4.7	—	—
$K_{2\theta} / K_{1\theta}$	0.041	0.052	0.050	0.048	—	—

(2) 90°方向（繊維直角方向）

試験体	1体目	2体目	3体目	平均値	計算値	平均値/計算値
P_{max} (kN)	237.3	235.3	248.7	240.4	—	—
δ_{max} (mm)	31.1	27.5	35.9	31.5	—	—
$P_{y\theta}$ (kN)	117.3	109.7	100.8	109.3	113.6	0.96
$K_{1\theta}$ (kN/mm)	54.0	36.4	77.7	56.0	138.9	0.40
$K_{2\theta}$ (kN/mm)	5.0	6.1	4.8	5.3	—	—
$K_{2\theta} / K_{1\theta}$	0.092	0.169	0.061	0.107	—	—

(3) 53.5°方向（筋かい方向）

試験体	1体目	2体目	3体目	平均値	計算値	平均値/計算値
P_{max} (kN)	229.2	248.0	251.7	243.0	—	—
δ_{max} (mm)	34.2	39.1	38.5	37.3	—	—
$P_{y\theta}$ (kN)	113.0	113.0	109.7	111.9	122.7	0.91
$K_{1\theta}$ (kN/mm)	84.2	52.4	93.5	76.7	128.7	0.60
$K_{2\theta}$ (kN/mm)	4.9	5.0	4.8	4.9	—	—
$K_{2\theta} / K_{1\theta}$	0.059	0.095	0.051	0.068	—	—

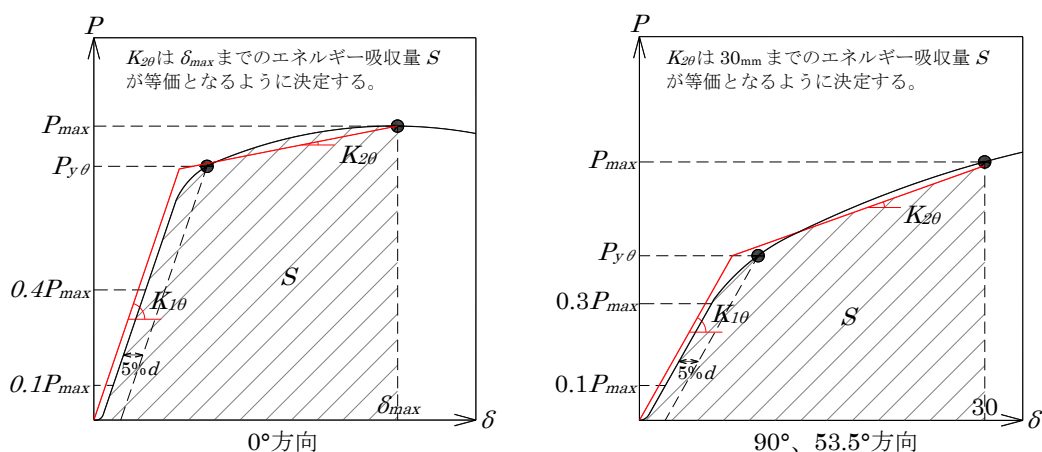
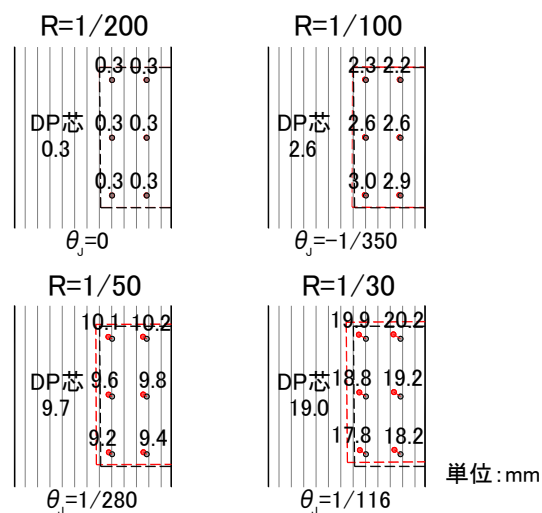


図 4.15 力学的特性値の定義

4.3.4 接合部の回転変形

図 4.16 に 53.5° 方向実験における試験体 3 の $R=1/200$ 、 $R=1/100$ 、 $R=1/50$ 、 $R=1/30$ 载荷サイクルにおける接合部変形、つまりはドリフトピンとガセットプレートの相対変位図を示す。 $R=1/30$ 载荷サイクルの接合部回転による変形量の増分は、割れが生じた変形 21.6mm に対して、 $5.6\% ((20.2\text{mm}-19.0\text{mm})/21.6\text{mm})$ と小さく、実験において接合部の回転変形は少ないことがわかる。

また、 $R=1/50$ 载荷サイクルから接合部の上段変位と下段変位の大小が逆転する。柱筋かい接合部の降伏後、接合部でのめりこみ変形が大きくなると、図 4.9 に示すピン接合治具の回転変形が大きくなり、それに伴い柱材の傾きが大きくなるため、接合部の下段に比べ上段変位が進み、このような結果となったと考えられる。



※赤は変形後を示す。

 図 4.16 53.5° 方向接合部変形

4.3.5 柱の曲げ応力度－歪み関係

図 4.17 に $R=1/30$ 载荷サイクルまでの柱と筋かい節点における柱の引張縁曲げ応力度 σ_c －歪み ε_c 関係を示す。 σ_c は式 4.17 より求める。接合部の降伏により σ_c は短期許容曲げ応力度 $2/3F_b$ 以内に抑えられており、柱材は弾性範囲内である。柱の曲げに対する弾性係数 E_b は強度区分による基準値 12kN/mm^2 より 19.6% 高い値を示す。

$$M = P_H \cdot H_2 \quad \dots (4.15)$$

$$Z = 1/6 \cdot a \cdot D^2 \quad \dots (4.16)$$

$$\sigma_c = M / Z \quad \dots (4.17)$$

M : 作用する曲げモーメント (N・mm)

Z : 柱材の断面係数 (mm³)

a : 柱の材厚 (mm)

D : 柱のせい (mm)

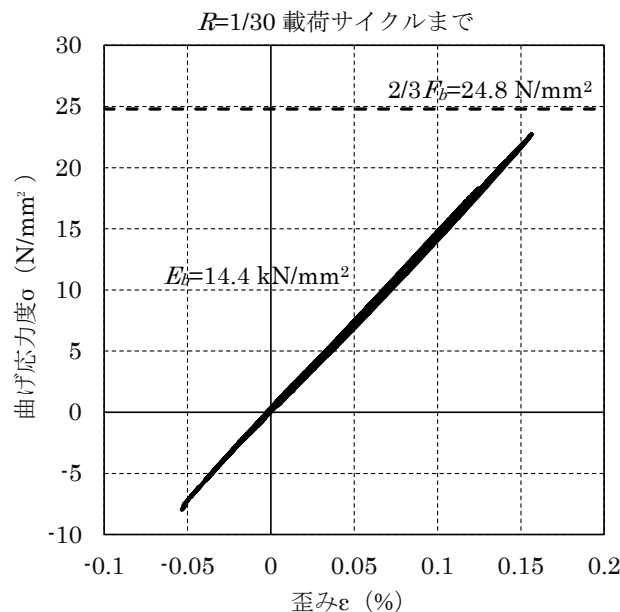


図 4.17 $\sigma_c - \varepsilon_c$ 関係

4.4 力学モデルの検証

4.4.1 2本バネモデルと4本バネモデル

筋かいと柱接合部の力学モデルについて考察する。力学モデルは、0°、90°方向のバネによりモデル化した2本バネモデルと0°、45°、90°、135°方向のバネによりモデル化した4本バネモデルについて検証する。力学モデルの概要を図 4.18 に示す。それぞれのバネの履

歴モデルはバイリニア型とする。2本バネモデルの0°、90°方向のバネの剛性と耐力は、実験より得られた表4.5の平均値を使用する。4本バネモデルの各方向に対するバネは、Hankinson式より求まる荷重角度方向の値と剛性は一致させ、耐力は違いが±10%以内となるように調整する。Hankinson式の0°、90°方向の値は表4.5の平均値を使用する。

図4.19に各力学モデルの降伏耐力 $P_{y\theta}$ と初期剛性 $K_{I\theta}$ についてHankinson式との比較を極座標により示す。 $P_{y\theta}$ は、45°方向について2本バネモデルはHankinson式の値と比べ過大評価することになり、4本バネモデルは概ねの整合を図ることが可能となる。 $K_{I\theta}$ は力学モデルとHankinson式の値は一致する。

4.4.2 解析結果と実験結果の比較

4本バネモデルによる解析から求めた接合部の荷重－変形関係を図4.12、図4.13、図4.14に実験結果と共に示す。各荷重角度について、解析結果は実験結果と概ね整合している。0°方向、90°方向について降伏耐力を低めに評価しているが、これは4本バネモデルの耐力の調整において、中間角度の $P_{y\theta}$ をHankinson式の値になるべく近似させるために0°方向と90°方向の $P_{y\theta}$ を低めに設定したためであることが図4.19よりわかる。

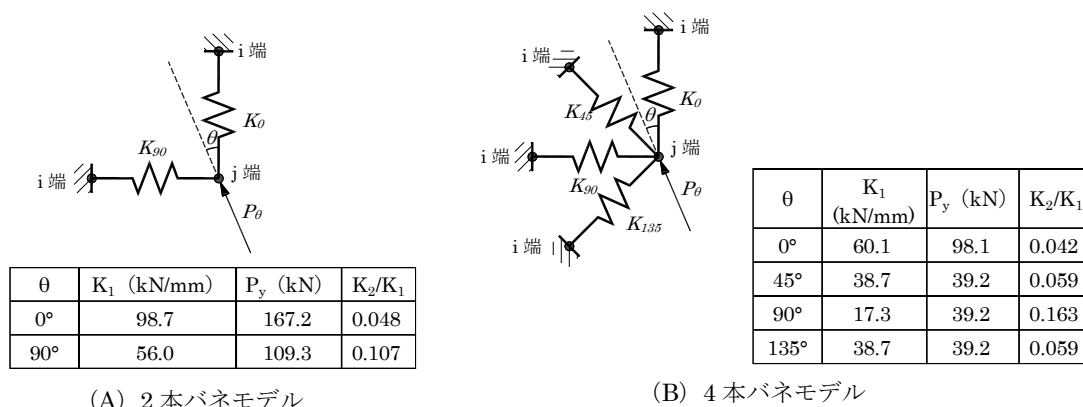


図4.18 筋かいと柱接合部 力学モデル

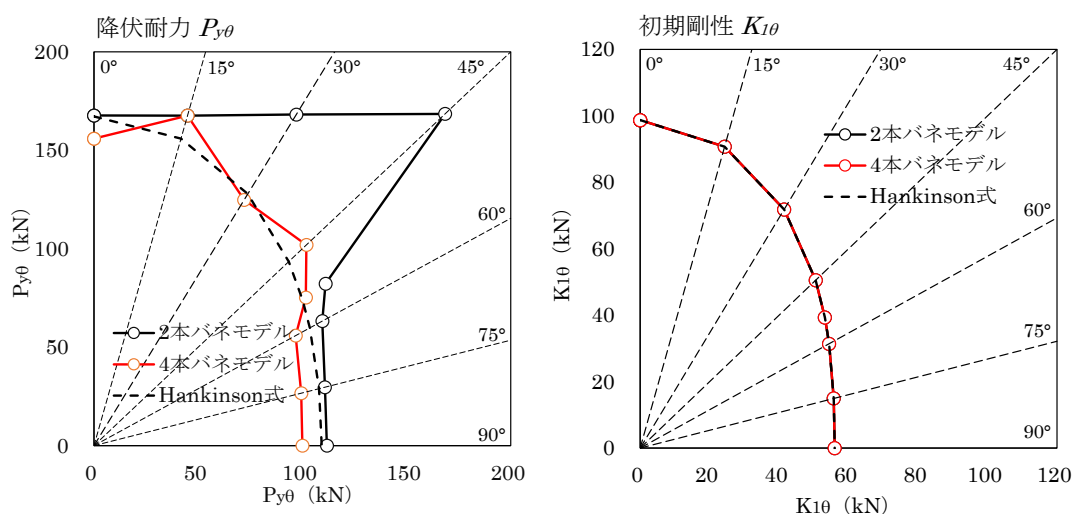


図4.19 Hankinson式と力学モデルの比較

4.5 まとめ

本章では荷重角度 0° 、 53.5° 、 90° 方向に対する支圧実験と鋼板挿入式の接合形式によるドリフトピン群の筋かいと柱接合部について実験を行い、荷重角度を考慮した力学モデルを検証した。以下に得られた知見をまとめる。

- ・支圧実験により求めた支圧強度、めり込み剛性を用いて EYT 式と弾性床上の梁理論により接合部の降伏耐力と初期剛性を算出し、実験値と比較した。その結果、降伏耐力は $\cdot 9\%$ から 1% と整合を示し、剛性では実験値は計算値を 68% から 40% 下回る結果となった。
- ・ 53.5° 方向の荷重角度に対する実験結果において、降伏耐力は 0° 方向の値に近く、初期剛性は 0° 方向と 90° 方向のほぼ中間値となり、降伏後剛性は荷重角度に関係なく近い値となった。
- ・力学モデル検証の結果、Hankinson 式の値に対し 2 本バネモデルは 45° 方向の荷重角度に対する降伏耐力を過大評価し、4 本バネモデルは剛性、耐力共に中間角度について概ね整合することができる。4 本バネモデルの解析結果を 0° 、 53.5° 、 90° 方向の荷重角度に対する接合部の実験結果と比較した結果、概ね整合した。

[参考文献]

- 4.1) 松野浩一、青木繁、鈴木英次：木質構造におけるボルト接合部の力学的評価法に関する研究（その 1；荷重角度が集成材のめり込み性状に与える影響）日本建築学会構造系論文集 第 480 号、pp123～132, 1996
- 4.2) Standard Test Method for Evaluating Dowel-Bearing Strength of Wood and Wood-Base Products, Annual Book of ASTM Standards, pp608～611, 1997.4
- 4.3) 日本建築学会編，木質構造設計規準・同解説－許容応力度・許容耐力設計法－, pp222～256, 2006.12
- 4.4) 日本建築学会編，木質構造限界状態設計指針（案）・同解説, 2003.12

第5章

木鋼筋かいと各接合部の力学モデル

5.1 はじめに

木質ラーメン架構の既往課題を解決できる新しい木質ラーメン架構の開発を目的として、第2章から第4章に渡り各部位における力学的特性を把握するために実験および解析検証を行ってきた。第2章では、引張力に対し高い靱性とエネルギー吸収能力を持つ木鋼筋かいを提案し、実験によりその力学的特性を確認している。第3章では、圧着接合を用いた柱梁接合部を提案し、実験を行い、仕口部の LSB による柱面のめり込み補強効果について検証し、柱梁接合部へ高い弾性変形能力が確保できることを示している。第4章では、荷重角度を考慮した柱と筋かいの接合部実験（以下、柱筋かい接合部実験）により履歴特性と靱性の確認を行っている。

本章では、木鋼筋かい付きラーメン架構を構成する各部位の力学モデルを検証する。実験より把握した履歴特性をもとに、木鋼筋かい、柱梁接合部、柱筋かい接合部の力学モデルを示し、実験結果と解析結果の比較を行い力学モデルの妥当性を確認する。

5.2 木鋼筋かいのモデル化

5.2.1 木鋼筋かいと力学モデル

本論の解析に用いる木鋼筋かいと第2章に示す実験の木鋼筋かい試験体 4T16B160YY の仕様は同様である。木鋼筋かいの構成は2章にて示す通りとし、概要を図 5.1 に示す。木鋼筋かいの芯材にはラーメン架構へ設置前にプレストレスを導入し、端部の定着ナットを締め固定する。芯材丸鋼と補剛集成材の付着はない。両端部の拘束材は、芯材端部の回転固定度を高めるとともに端部での芯材の高次座屈に起因する補剛集成材の割れ補強を意図する。図 5.2 に示すように①スペーサーは芯材丸鋼が高次座屈を生じるとされる端部において、補剛集成材と芯材丸鋼のクリアランスを縮め、芯材丸鋼が面外へはらみ出す力（支圧力 F ）を抑える。②芯材丸鋼と補剛集成材の中央部における固定は、引張時の芯材丸鋼が補剛集成材から抜け出す変形を上下端に分散させ、端部における補剛効果を高めることにより、芯材丸鋼の高次座屈を補剛する力（支圧耐力 C_r ）を向上させる。芯材丸鋼は軸径 16.2φ(SNR400B)、端部 M18 転造ねじ、補剛集成材は BxD-160x160 E120-F375 ベイマツ

同一等級構成集成材とし、中心孔を設けるため二次接着して製作する。

図 5.3 に力学モデルを示す。木鋼筋かいを①補剛集成材バネ、②芯材丸鋼バネ、③ねじバネ、④PS 力導入バネによりモデル化する。

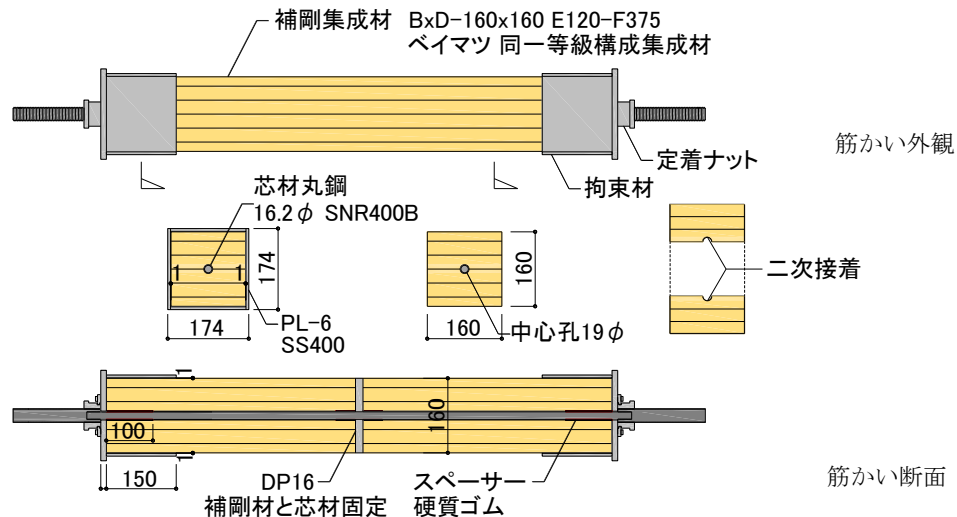


図 5.1 木鋼筋かい概念図

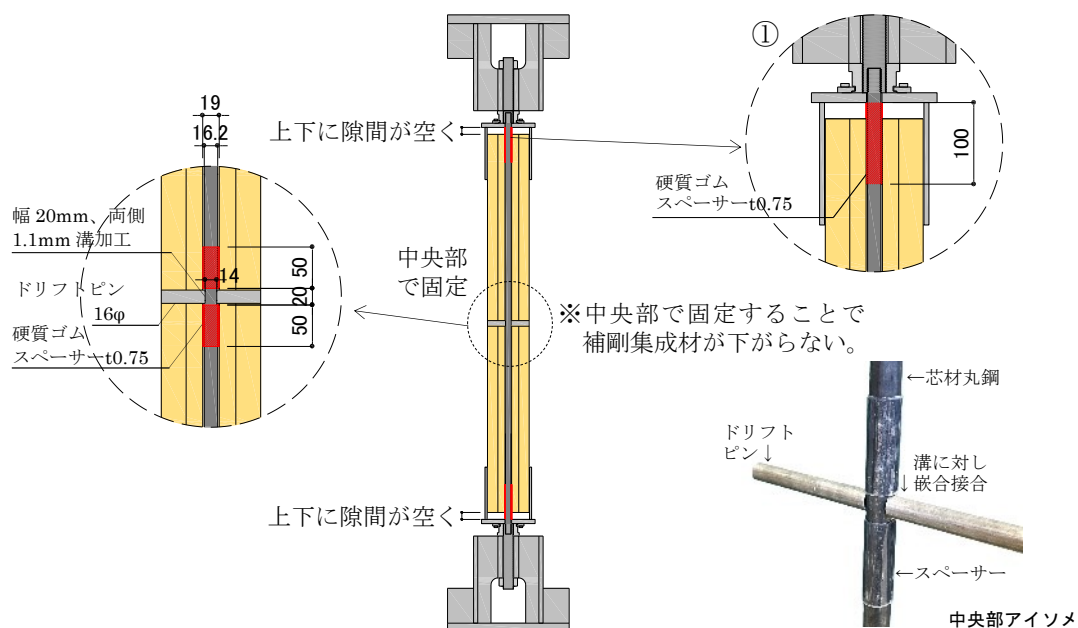


図 5.2 端部スペーサーと中央部における固定

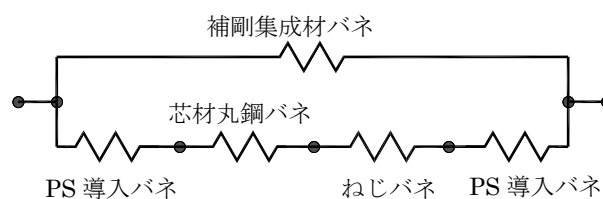
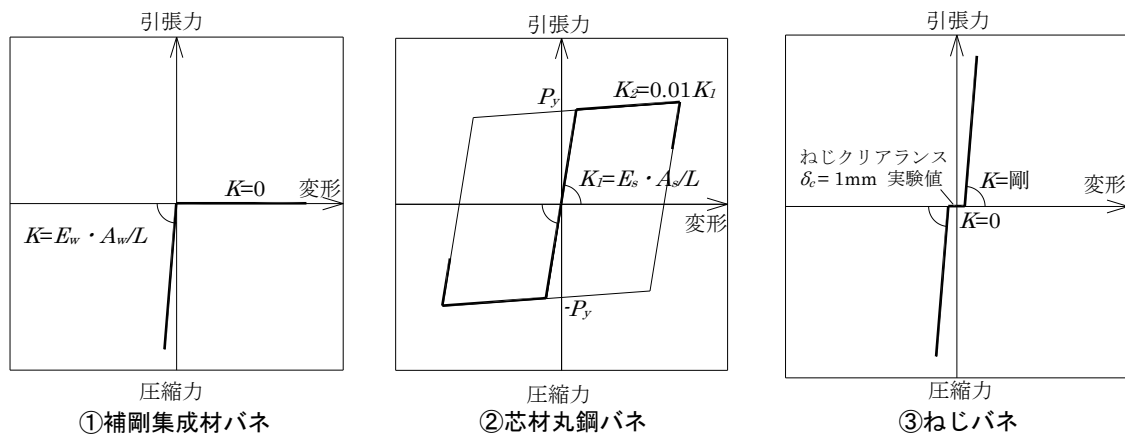


図 5.3 木鋼筋かいの力学モデル

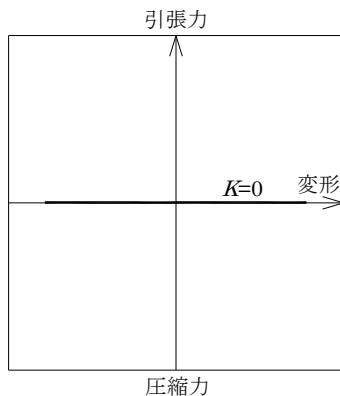
5.2.2 履歴モデル

解析において芯材丸鋼の降伏応力度 $s\sigma_y$ は、材料実験値 320N/mm^2 を使用する。丸鋼の基準値は一般に材料実験値より小さい値を示し、履歴モデルは実験結果とエネルギー吸収量が同程度になるようにモデル化するため、材料実験値を採用する。芯材丸鋼の材料実験は、第2章の図2.2に示す筋かい実験と同様な治具、試験機を用いて、芯材丸鋼の引張実験を行う。軸力は試験機ロードセルによる値とし、芯材丸鋼の断面積で除すことにより応力度 σ を算出する。芯材丸鋼の中央両面に歪みゲージを貼り付けその平均値を歪みの計測値 ε とし、 σ - ε 関係より降伏応力度 $s\sigma_y$ を求めている。 $A_w(25316\text{mm}^2)$ 、 $A_s(206\text{mm}^2)$ は補剛集成材、芯材丸鋼の断面積を示し、 $L(1086\text{mm})$ は定着ナット間の材長とする。補剛集成材および芯材丸鋼の弾性係数 $E_w(12\text{kN/mm}^2)$ 、 $E_s(205\text{kN/mm}^2)$ は基準値を用いる。

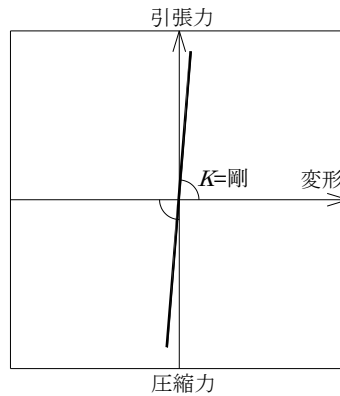
①補剛集成材バネの履歴特性を図5.4-①に示す。圧縮側を集成材の軸剛性をもつ弾性バネとし引張側の軸剛性は0とする。②芯材丸鋼バネの履歴特性を図5.4-②に示す。芯材丸鋼の軸剛性をもつバイリニア型のバネとする。③ねじバネは定着ナットのねじクリアランスによるすべりをモデル化したバネである。履歴特性を図5.4-③に示す。



1. 芯材丸鋼に引張力 $P_{ps} + \Delta P$ を加える



2. 引張荷重 $P_{ps} + \Delta P$ を0に戻す時



④プレストレス導入バネ

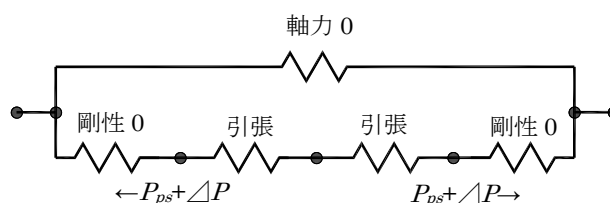
図5.4 バネの履歴特性

5.2.3 プレストレス力の導入について

実施工と力の加える手順を同様とするため、解析においてプレストレス力の導入を行う。具体的には、施工ではPC鋼棒へ緊張力を加え、引き延ばした後、その状態を保持して端部を定着する。それに伴い補剛集成材へは圧縮力が加わりプレストレス力の導入が完了する。従って解析においても同じ手順によりプレストレス力の導入を行うため、PS導入バネを配置する。

PS導入バネの履歴特性を図5.4-④に示す。図5.5に解析におけるプレストレス力 P_{ps} の導入を示す。まずPS導入バネの軸剛性を0として、中間節点に外力 $P_{ps}+\Delta P$ を加え、芯材丸鋼バネに引張荷重を加える。次に、PS導入バネの軸剛性は剛、解析上は十分大きな値として、中間節点に外力 $-(P_{ps}+\Delta P)$ を加え、作用する外力を0とし、PS力を内力として芯材丸鋼バネへ引張力 P_{ps} 、補剛集成材バネへ圧縮力 P_{ps} を加える。 ΔP は導入するプレストレス力が P_{ps} 値となるように解析上の調整を行う。図5.5の2の引張荷重を0に戻す時に加える外力は、補剛集成材バネと、芯材丸鋼バネおよびねじバネの合成バネの軸剛性比でそれぞれのバネに分配される。よって ΔP はそれらバネの軸剛性比から算出している。

1. 芯材丸鋼に引張荷重 $P_{ps}+\Delta P$ を加える。



2. 引張荷重 $P_{ps}+\Delta P$ を0に戻す。

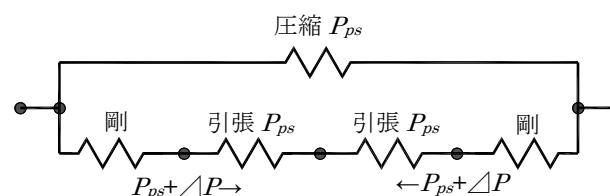


図5.5 プレストレス力の導入

5.2.4 解析結果と実験結果の比較

第2章の木鋼筋かい実験結果と解析結果との比較を図5.6に示す。なお、解析のプレストレス力は30kNとする。プレストレス力の大きさは弾性域において筋かいの引張剛性に変化を生じる荷重 P_{ps} の値に影響し、芯材降伏後はプレストレス力が抜けるので、その後の筋かいの構造性能には影響しない。プレストレス力の大きさによる履歴特性の検討を付録1に示す。また、各載荷サイクルにおける弾塑性歪みエネルギー吸収量 E_s の比較を図5.7、表5.1に示す。表5.1には荷重正側と負側における E_s の比較と、変形正側と負側におけるエネルギー吸収量の比較および変形正側と負側のエネルギー吸収量から算出したそれぞれの等価減衰定数 h_{eq} も合わせて示す。

実験の履歴と解析結果を比較すると、実験では 2.5%、3.0%の軸歪みサイクルにおいて、圧縮側の降伏耐力が解析結果と比べ 15%程度高く生じ、エネルギー吸収量が増えている。これは芯材が座屈しようとする曲がり始めることによる抵抗を生じていることが原因と考えられる。また、表 5.1 の変形負側、つまりは補剛集成材が圧縮力を負担する時においても、実験では解析結果よりエネルギー吸収量が増えている。表 5.1 の荷重負側における 2.5%、3.0%の軸歪みサイクルのエネルギー吸収量を比較すると、実験が解析結果より 10%程度高い値を示す。一方、引張側では、表 5.1 における荷重正側における 1.5%から 3.0%の軸歪みサイクルまでの各エネルギー吸収量を比較すると実験が解析結果より 6%から 10%程度低い値を示す。これは、バウシンガー効果による剛性および耐力変化のため、芯材丸鋼が降伏するまでの履歴形状が解析結果と差を生じていることが原因と考えられる。

以上の考察および表 5.1 より、部分的に実験と解析において履歴形状に差を生じているが、解析結果に対する実験による E_s の増減が荷重正側と負側において近いため、図 5.7 に示すように、1 载荷サイクルにおける E_s が実験と解析結果で近い値となると考えられる。また、変形負側における実験と解析の E_s に違いが生じているが、解析の補剛集成材の圧縮側は弾性バネとしており、実際には木材は完全な弾性ではないため、変形負側において実験値の E_s は計算値より大きい値を示すと考えられる。本研究において木鋼筋かいを配置したラーメン架構では、圧縮側筋かいと引張側筋かいは対で配置するので、架構としての E_s について考えた場合、正側加力および負側加力における実験と力学モデルの E_s は近い値となると考えられる。よって本論で示す筋かいの力学モデルにより、木筋かいを配置したラーメン架構のエネルギー吸収性能を示すことができると判断する。

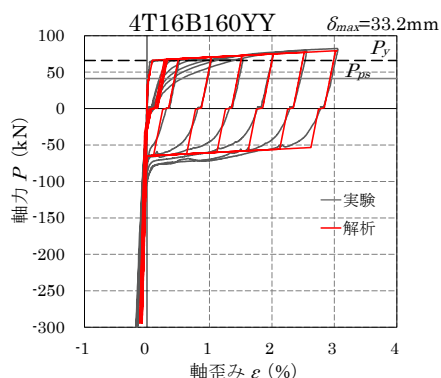


図 5.6 解析結果と実験結果

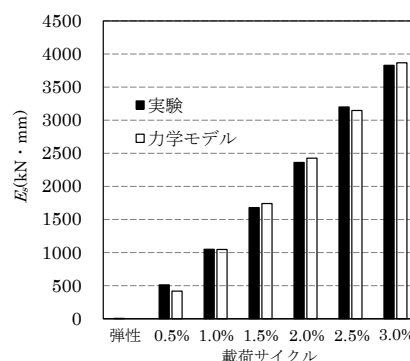


図 5.7 各サイクルの E_s 比較

表 5.1 エネルギー吸収量の比較と等価減衰定数

载荷 サイクル	実験 E_s ($\text{kN} \cdot \text{mm}$)					解析 E_s ($\text{kN} \cdot \text{mm}$)					実験 heq (%)	
	荷重正側	荷重負側	変形正側	変形負側	1 サイクル	荷重正側	荷重負側	変形正側	変形負側	1 サイクル	変形正側	変形負側
弾 性	0	8	0	8	8	0	0	0	0	0	0.0%	2.0%
0.50%	303	210	432	81	513	289	131	407	13	420	18.6%	2.6%
1.00%	553	499	991	61	1052	532	515	1034	13	1047	21.4%	1.9%
1.50%	878	801	1621	58	1679	934	807	1728	13	1741	22.7%	1.8%
2.00%	1207	1154	2291	70	2361	1300	1127	2414	13	2427	22.1%	2.1%
2.50%	1602	1598	3124	76	3200	1711	1435	3133	13	3146	22.6%	2.2%
3.00%	1917	1912	3748	81	3829	2136	1732	3855	13	3868	21.9%	2.1%
合計	6460	6182	12207	435	12642	6902	5747	12571	78	12649	—	—

5.3 ラーメン架構を構成する柱梁接合部のモデル化

5.3.1 力学モデル

ラーメン架構を構成する柱梁接合部のモデル化を検証する。ラーメン架構と柱梁接合部の概要を図 5.8、図 5.9 に示す。架構の部材断面、スパンおよび階高さは後述する検討建物と同様とし、スパン 5m、階高さ 3.5m とする。ラーメン方向のスパン数は 2 スパンとし、緊張材である PC 鋼棒を両側の柱間に渡って大梁、柱仕口部(孔あき LSB)を引き通し定着する。PC 鋼棒と柱梁の付着はなく、両側の柱側面の定着板のみで圧着接合する。PC 鋼棒へ導入する PS 力は 40kN/本とする。PS 力は梁端の長期曲げモーメント M_L が、梁の引張縁が離間するモーメント M_r を超えることがなく、梁端に生じる曲げモーメントが M_L に達する前に LSB 接合部や梁木口側柱面圧縮縁の降伏が先に生じないように設定する。柱梁接合部において、LSB は梁が柱面へめり込むことに対する補強として柱仕口部に設置する。LSB はねじ山径 35φ、谷径 27φ、ピッチ 10mm、PC 鋼棒を引き通す中心孔径は 17φ とする。

PC 鋼棒は 15φ C 種 1 号 SBPR1080/1230、端部 M16 細目ねじとし、PC 鋼棒の定着板として PL-16x150x300 SS400 を 2 枚重ねとする。LSB と定着板が接しないように 4mm の隙間を設けた納まりとして、この二つの直接的な力のやり取りが生じないように配慮する(図 5.9)。この対応により、LSB は梁が柱面にめり込むことに対する補強としてのみ作用するように考え、定着板を配置する側柱と中柱の柱梁接合部において同様にモデル化できる。PC 鋼棒の 0.2% 永久伸び耐力の基準値 191kN と同等の作用軸力に対して定着部における支圧応力度は $\sigma=4.24\text{N/mm}^2$ であり、材端短期許容めり込み応力度 $s\ell_{cv}=4.4\text{N/mm}^2$ 以内とする。せん断抵抗要素として梁材の断面中心に丸鋼 48φ SS400 を設ける。梁集成材は二次接着し製作する(図 5.9)。

第 6 章に示すラーメン架構の静的増分解析や地震応答解析に用いる力学モデルの柱梁接合部は、簡素化した単純な曲げバネによりモデル化するが、その曲げバネの特性値として、図 5.10 に示す力学モデルによって算出した柱梁接合部の曲げ剛性および耐力を用いる。

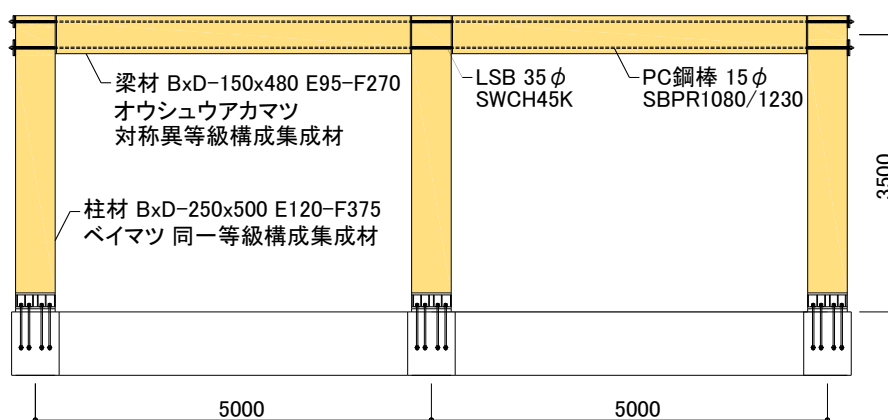


図 5.8 柱梁ラーメン架構の概要

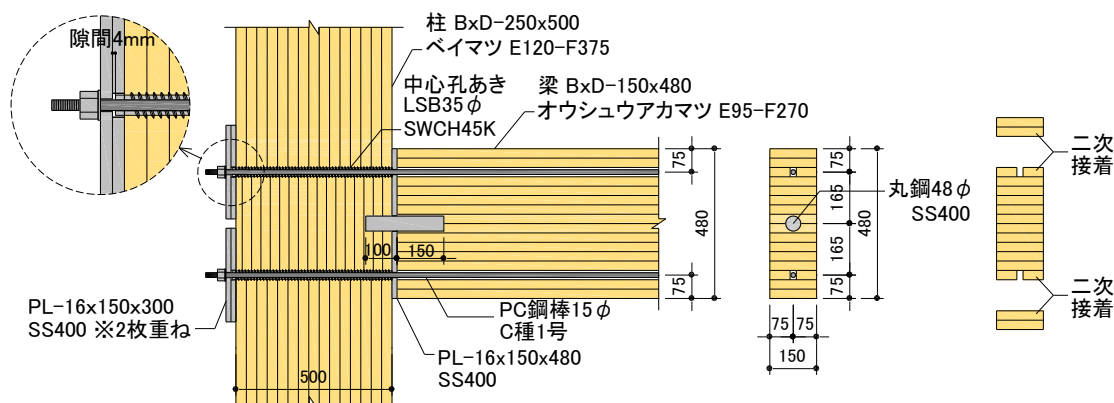


図 5.9 柱梁接合部の概要

力学モデルの柱梁接合部における柱面のめり込み現象は、①集成材柱面のめり込みと離間をモデル化する軸バネ（めり込みバネ）、②LSB 接合部の押抜きと離間をモデル化する軸バネ（LSB バネ）により構成した並列バネの単純和として考える。LSB の挿入深さ方向における柱との相対変位は考慮しない。PC 鋼棒を定着する両側柱の手前には定着部バネを配置し、PC 鋼棒は両側の定着部バネとのみ接続する。プレストレス力の導入と PS 導入バネは木鋼筋かいの時と同様である。柱、梁材は線材によりモデル化し、仕口部における柱せい分は剛域とし、剛な線材によりモデル化する。支点はピン支点とする。荷重 P は柱頂部の 3 節点へ加える。

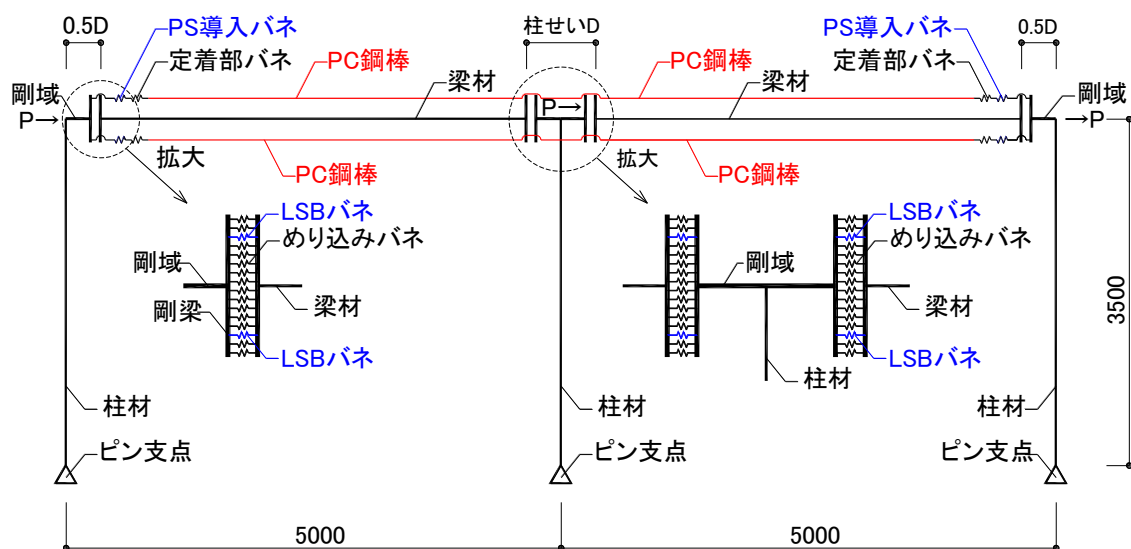


図 5.10 ラーメン架構を構成する柱梁接合部の力学モデル

5.3.2 履歴モデル

各軸バネの履歴特性を図 5.11 に示す。また、解析に用いる材料特性値および断面性能値を表 5.2 に示す。オウシュウアカマツの樹種グループは本論で用いる材の比重が 0.50 程度であることから J1 とする^{5.1)}。めり込みバネの圧縮側の履歴特性はスリップモデルとする。

剛性と耐力は図 5.12 の力学モデルによって算出する $M-\theta$ 関係が三角形変位めり込み式^{5.2)}の $M-\theta$ 関係と整合するように軸バネの特性値を設定する。図 5.13 に二つの $M-\theta$ 関係の比較を示す。めり込みバネの引張側履歴特性は、限りなく低い剛性とした弾性モデルとする。LSB バネの圧縮側履歴特性はスリップモデルとする。初期剛性 $K1$ 、最大耐力 P_{max} は文献 5.3) の算定式より求める。本論では LSB の押抜き性能として文献 5.3) の引抜性能算出式を用いているが、第 3 章の図 3.16 に示すようにオウシュウアカマツ集成材について LSB の押抜き実験を行っており、その結果 (図 3.15) は文献 5.3) の式を用いて算出した値に近いことを確認している。また、この算出において、オウシュウアカマツの薄板引抜き実験より得た表 5.2 に示すせん断強さ f_{vg0} 、せん断剛性係数 Γ_{g0} を用いる。ベイマツ集成材はオウシュウアカマツ集成材より強度等級が高く、LSB 接合部の押抜き剛性、耐力を低めに評価することになる。それに伴いラーメン架構の剛性、耐力を低めに評価することになるが、これは耐震性として安全側評価と考えられる。また、後述するが安全限界変形角 $1/30$ の時点において柱梁接合部の LSB 接合部の降伏は生じていないことから適用可能と判断できる。文献 5.3) の LSB の引抜き力-相対引抜き変位の関係のグラフにおいて本論で使用する LSB に近い山径 36mm の結果より、最大荷重時の相対引抜き量は 5.2mm 程度である。

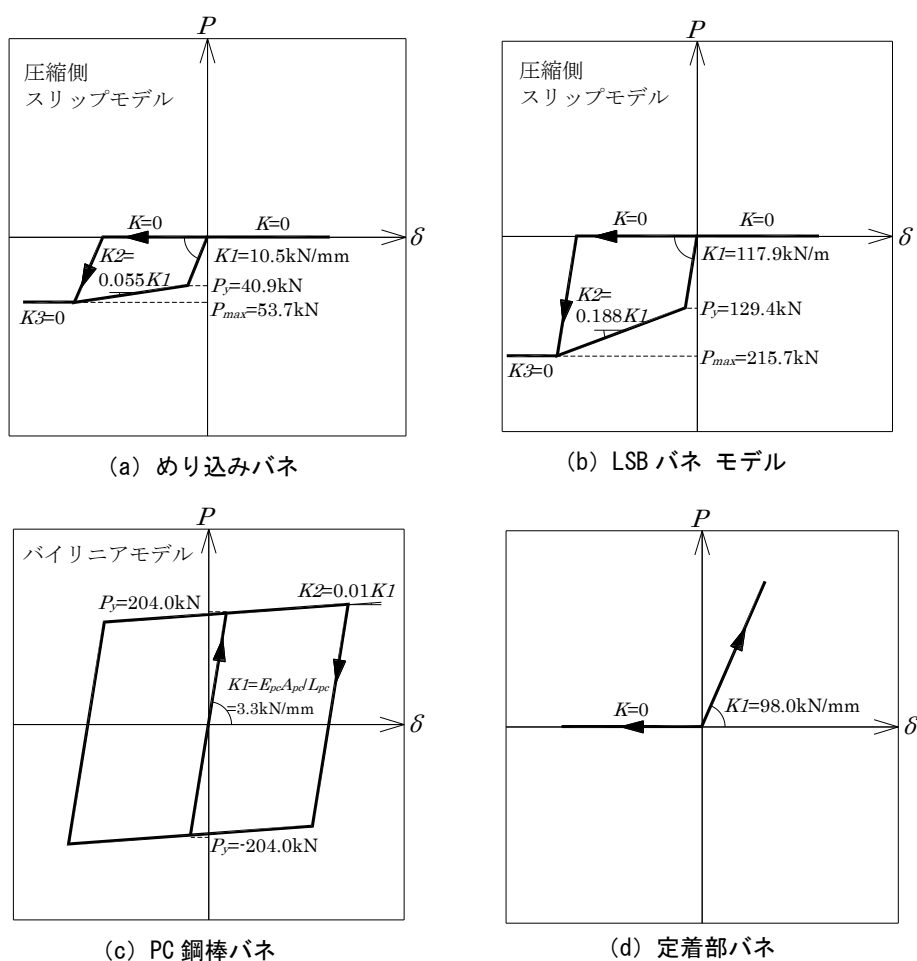


図 5.11 軸バネの履歴モデル

表 5.2 解析に用いる材料特性値と断面性能値

(集材材)

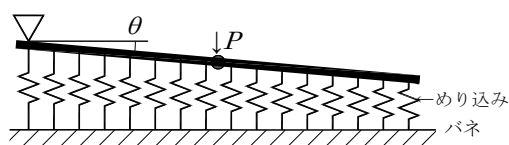
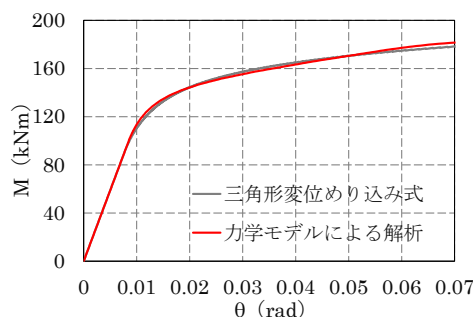
樹種	樹種 グループ	弾性係数 $E_0(\text{kN/mm}^2)$	弾性係数 $E_{90}(\text{kN/mm}^2)$	めり込み基準強度 $F_{cv}(\text{N/mm}^2)$	せん断強さ $f_{v90}(\text{N/mm}^2)$	せん断剛性係数 $\Gamma_{90}(\text{N/mm}^3)$
オウシュウアカマツ	J1	9.5	$E_0/50$	6.6	5.43	2.97
ベイマツ	J1	12.0	$E_0/50$	8.1	5.43	2.97

(PC鋼棒)

弾性係数 $E_{pc}(\text{kN/mm}^2)$	降伏耐力 $_{pc}P_y(\text{kN})$	断面積 $A_{pc}(\text{mm}^2)$	材長 $L_{pc}(\text{mm})$
200	204	177	10564

(LSB)

弾性係数 $E_s(\text{kN/mm}^2)$	断面積 $A_s(\text{mm}^2)$	断面二次M $I_s(\text{mm}^4)$
205	346	26087


 図 5.12 めりこみバネ
剛性・耐力計算用力学モデル

 図 5.13 めり込みバネ $M-\theta$ 関係の比較

本論では文献 5.3) を参考とし数値を安全側に丸め、降伏耐力 P_y は最大耐力の 60%、最大耐力時の変位は 5mm とし降伏点と最大耐力点を設定し、その 2 点の傾きを二次剛性 $K2$ とする。最大耐力に達した以降の剛性 $K3$ は限りなく低い値とする。

PC 鋼棒の履歴特性はバイリニアモデルとする。PC 鋼棒の弾性係数 E_{pc} 、降伏耐力 $_{pc}P_y$ は表 5.2 の値とし、断面積 A_{pc} と材長 L_{pc} より初期剛性 $K1$ を算出する。定着部バネの履歴特性は引張側剛性を定着板のめり込み剛性とし、圧縮側は限りなく低い剛性とした弾性モデルとする。定着板のめり込み剛性は等変位めり込み式 5.2) より算出する。

5.3.3 柱梁接合部の $M-\theta$ 関係

図 5.10 の力学モデルについて静的増分解析を行い、得られた柱梁接合部の $M-\theta$ 関係を図 5.14 に示す。PC 鋼棒が長く弾性変形が大きいので、柱梁接合部の回転角が 1/15 に達するまでに PC 鋼棒の降伏は生じない。また、回転角 1/30 までは圧縮縁の降伏は生じず、傾きの形状は直線的である。よってラーメン架構を構成する柱梁接合部の履歴特性は回転角 1/30 までは弾性非線形型としてモデル化する。解析における構造特性値の定義を図 5.15 に示す。4 か所の柱梁接合部における構造特性値の平均を履歴モデルの採用値とする。梁の引張縁が離間後、PC 鋼棒の引張力に伴う梁の軸力により 4 か所の柱梁接合部 $M-\theta$ 関係の二次剛性に僅かな違いを生じる。しかし二次剛性は低くその差は小さいため、第 6 章のフレイム解析結果へ与える影響は小さいと考えられる。

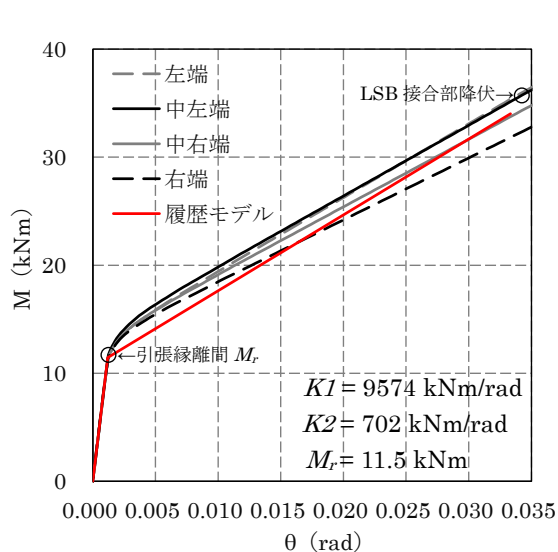
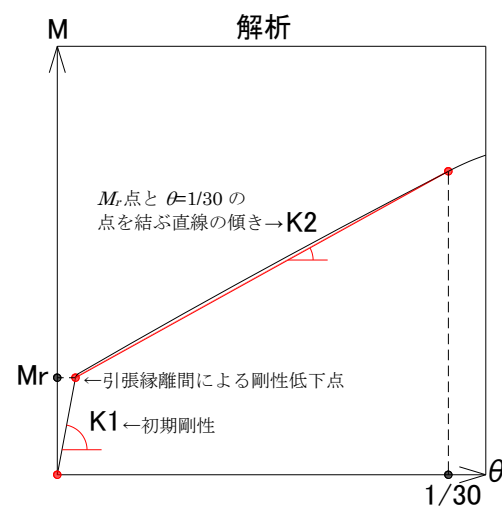

図 5.14 柱梁接合部 $M-\theta$


図 5.15 解析の構造特性値の定義

5.3.4 柱梁接合部実験と解析結果の比較

第3章における柱梁接合部の実験結果と、ラーメン架構と同様の方法でモデル化した力学モデルによる解析結果を比較し、モデルの妥当性について検討する。図5.16の力学モデルによる柱梁接合部の静的増分解析を行い、実験より得た $M-\theta_J$ 関係の正側包絡線との比較を図5.17、表5.3に示す。実験および解析における構造特性値の定義を図5.18に示す。二つは概ね整合するため、モデル化として妥当であると考えられる。

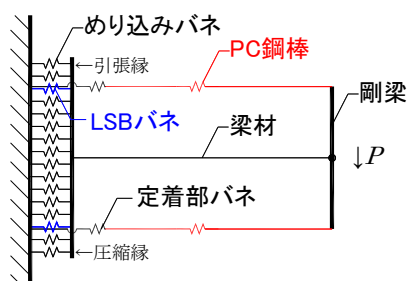


図 5.16 力学モデル

表 5.3 解析値と実験値の比較

項目	実験	解析	解析 実験
K1 (kNm/rad)	11373	8155	0.72
K2 (kNm/rad)	1365	1211	0.89
K3 (kNm/rad)	163	152	0.93
M_r (kNm/rad)	14.5	13.1	0.90
M_y (kNm/rad)	73.4	69.8	0.95

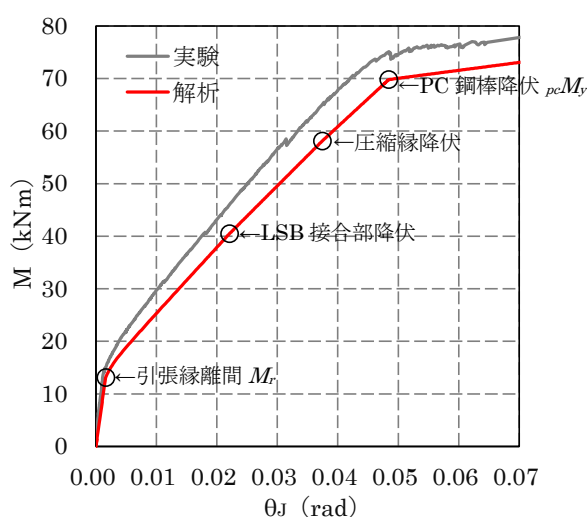


図 5.17 解析と実験の正側包絡線の比較

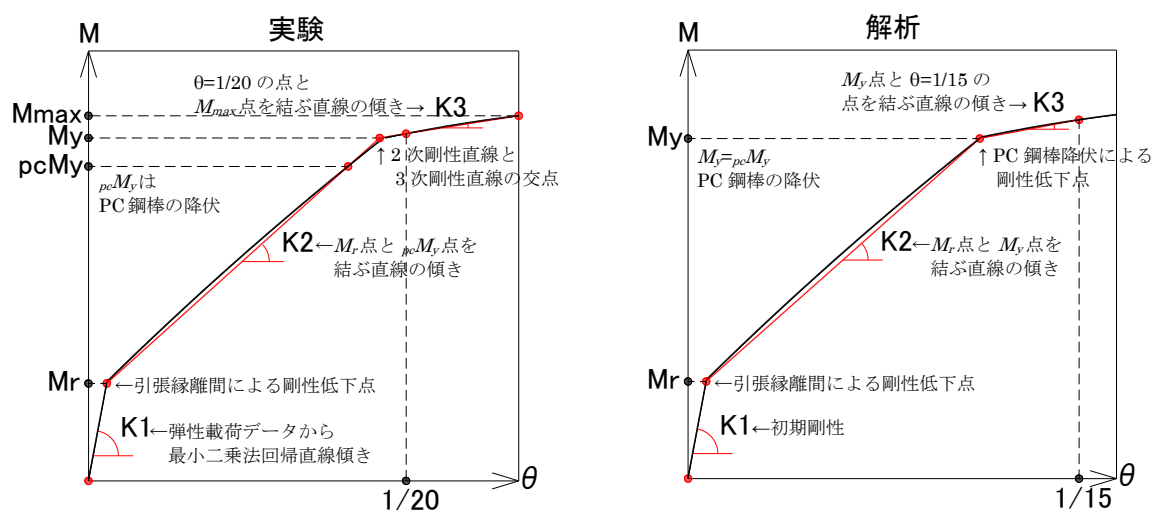


図 5.18 実験と解析の構造特性値の定義

5.4 柱筋かい接合部のモデル化（筋かいをひし形配置の場合）

5.4.1 力学モデル

図 5.19 に柱筋かい接合部の概要を示す。柱は BxD-250x500 E120-F375 ベイマツ同一等級構成集成材とする。接合部は鋼板挿入型とし、ドリフトピン $d=16\text{mm}$ を 3 行 2 列、計 6 本を配置する。挿入するガセットプレートは PL-12 SS400 とし、集成材のスリット幅は 14mm とする。ドリフトピンのピッチは、繊維方向が $140\text{mm}(8.75d)$ 、繊維直角方向は $120\text{mm}(7.5d)$ 、繊維直角方向の圧縮力に対する縁距離は $280\text{mm}(17.5d)$ とする。ひし形に配置した木鋼筋かいは圧縮力に対して弾性部材として使用するため、図 5.20 に示すように柱筋かい接合部には、引張側の筋かいの降伏後以降、荷重角度が変化しながら柱の繊維方向にはせん断力、繊維直角方向には圧縮力が作用する。柱筋かい接合部について、荷重角度を考慮できる力学モデルを使用する。荷重角度 θ は木材の繊維方向と作用荷重の成す角度と定義する。柱筋かい接合部の力学モデルを図 5.21 に示す。柱の節点 i 端、筋かいの節点 j 端に対し 0° 、 45° 、 90° 、 135° 方向の軸バネを配置した 4 本バネモデルとする。

5.4.2 履歴モデル

それぞれのバネの履歴モデルは図 5.22 に示すスリップ型とする。 0° 、 90° 方向の降伏耐力 $P_{y\theta}$ を式 5.1 より算出する。計算に用いる 0° 方向 σ_{y0} 、 90° 方向 σ_{y90} は、第 4 章の表 4.2 に示すベイマツ集成材の支圧実験より得られた値とする。中間角度方向の耐力 $P_{y\theta}$ については式 5.9 に示す Hankinson 式より算出する。 0° と 90° 方向の接合部の初期剛性 K_{s0} は式 5.2 より算出する。式 5.2 に示す係数 α は計算値を実験値に合わせるために乗じる剛性補正係数である。計算値と実験値の違いはドリフトピンの本数が増えたことや挿入鋼板の先孔とドリフトピンにはクリアランスがあることが原因と考えられる。第 4 章の実験より得た値を採用し、 0° 方向 0.32、 90° 方向 0.40 とする（表 4.5 に示す平均値/計算値）。めり込み剛性 $k\theta$ は

式 5.7、5.8 より算出し、中間角度方向の初期剛性 $K_{s\theta}$ は式 5.10 に示す Hankinson 式より算出する。 0° 、 90° 方向の $P_{y\theta}$ 、 $K_{s\theta}$ の計算値と算出に用いる材料特性値を表 5.4 に示す。各荷重角度について算出式より得られた接合部の初期剛性、降伏耐力と 4 本バネモデルの静的増分解析により得られる値が整合するように各軸バネの剛性と耐力を調整する。調整方法として、まず各荷重角度方向の剛性を一致させ、耐力は違いが $\pm 10\%$ 以内となるように各軸バネの耐力を調整する。なお二次剛性については、解析より得られた値が 0° 方向と 90° 方向において、第 4 章表 4.5 の剛性比率 K_2/K_1 と概ね一致するように軸バネの二次剛性を調整する。図 5.23 に解析より得られた 4 本バネモデルの特性値を示す。また、図 5.23 に力学モデルの降伏耐力 $P_{y\theta}$ と初期剛性 $K_{s\theta}$ について Hankinson 式との比較を示す。

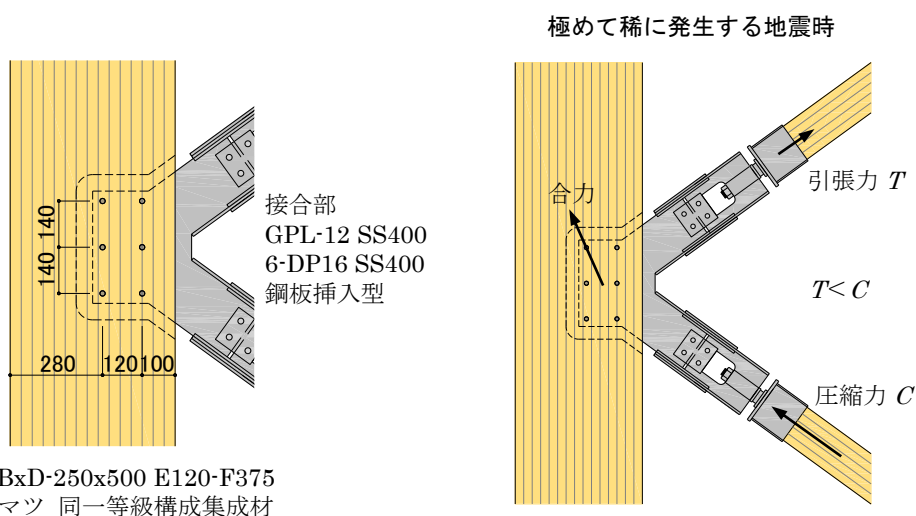


図 5.19 柱と筋かい接合部概要

図 5.20 接合部へ作用する力

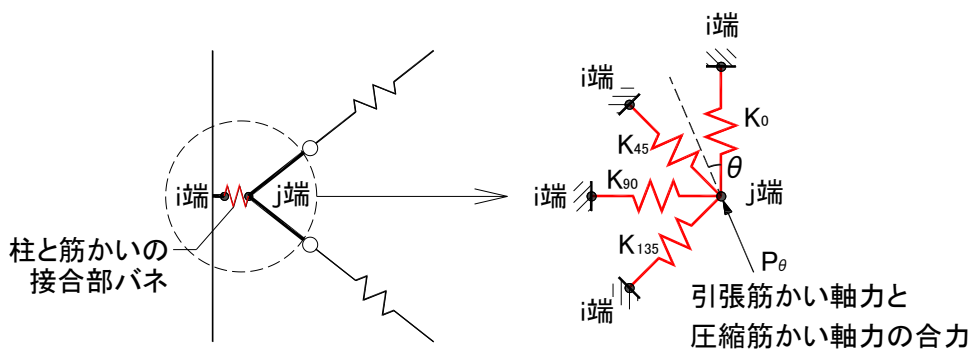


図 5.21 柱と筋かい接合部 力学モデル

 表 5.4 $P_{y\theta}$ 、 $K_{s\theta}$ と算出に用いる材料特性値

θ	n (本)	C	$\alpha_{y\theta}$ (N/mm ²)	d (mm)	l (mm)	F (N/mm ²)	$P_{y\theta}$ (kN)	E_s (kN/mm ²)	I_s (mm ⁴)	k_θ (N/mm ³)	α	$K_{s\theta}$ (kN/mm)
0°	6	0.323	40.2	16	236	342	294	206	3217	58.3	0.32	144
90°	6	0.470	19.0	16	236	342	202	206	3217	58.3	0.40	68

$$P_{y\theta} = C \cdot \sigma_{y\theta} \cdot d \cdot a \cdot n \quad \cdot \cdot \cdot (5.1)$$

$$K_{s\theta} = 1 / (L_I / 2 + H) \cdot \alpha \cdot n \quad \cdot \cdot \cdot (5.2)$$

$$L_I = \frac{\lambda_I}{S_I} \cdot \frac{\cosh(\lambda_I a) + \cos(\lambda_I a)}{\sinh(\lambda_I a) + \sin(\lambda_I a)} \quad \cdot \cdot \cdot (5.3)$$

$$H = \frac{\lambda_I}{S_I} \cdot \frac{1}{\sinh(\lambda_I a) + \sin(\lambda_I a)} \quad \cdot \cdot \cdot (5.4)$$

$$S_I = k_\theta \cdot d \quad \cdot \cdot \cdot (5.5)$$

$$\lambda_I = \left(\frac{S_I}{4E_s \cdot I_s} \right)^{1/4} \quad \cdot \cdot \cdot (5.6)$$

$$k_0 = E_0 / (31.6 + 10.9d) \quad \cdot \cdot \cdot (5.7)$$

$$k_{90} = k_0 / 3.4 \quad \cdot \cdot \cdot (5.8)$$

$$P_{y\theta} = \frac{P_{y0} \cdot P_{y90}}{P_{y0} \sin^2 \theta + P_{y90} \cos^2 \theta} \quad \cdot \cdot \cdot (5.9)$$

$$K_{s\theta} = \frac{K_{s0} \cdot K_{s90}}{K_{s0} \sin^2 \theta + K_{s90} \cos^2 \theta} \quad \cdot \cdot \cdot (5.10)$$

$P_{y\theta}$: 接合部降伏耐力 (N)

$K_{s\theta}$: 接合部初期剛性 (N/mm)

C : 接合形式係数

α : 低減係数

a : 材厚 (mm) ※スリット幅を除く

E_s : ピンの弾性係数 (N/mm²)

I_s : ピンの断面 2 次モーメント (mm⁴)

$\sigma_{y\theta}$: 支圧強度 (N/mm²)

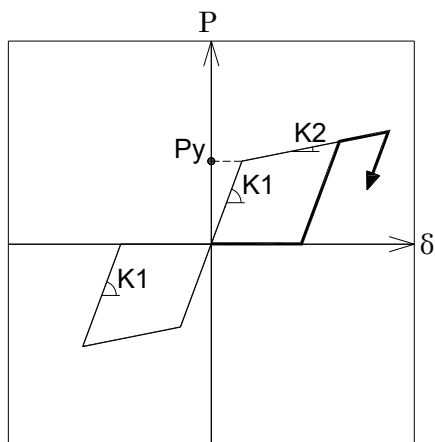
k_θ : めり込み剛性 (N/mm²)

E_0 : 木質材料の基準弾性係数 (N/mm²)

F : ドリフトピンの材料強度 (N/mm²)

d : ボルト、ドリフトピン径 (mm)

n : ボルト、ドリフトピン本数 (本)



θ	K1 (kN/mm)	K2 / K1	P_y (kN)
0°	108.7	0.042	147.1
45°	35.2	0.042	75.5
90°	33.2	0.152	75.5
135°	35.2	0.042	75.5

図 5.22 カ学モデルに用いた軸バネの履歴モデル

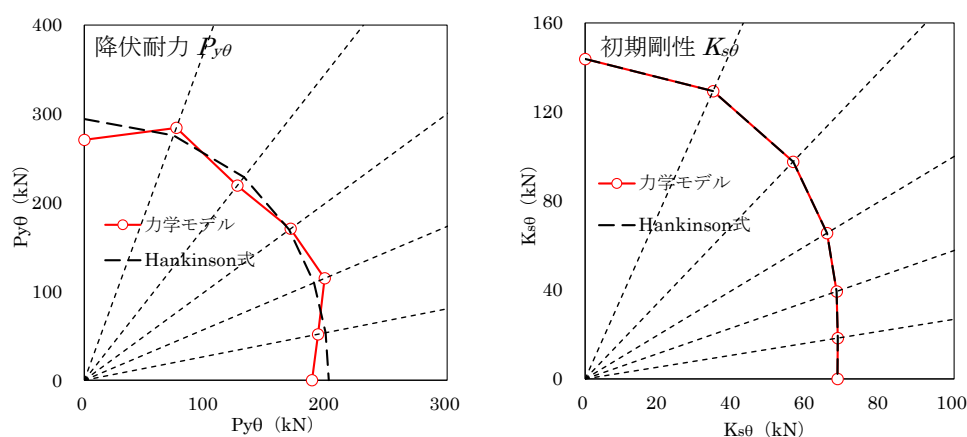


図 5.23 力学モデルによる降伏耐力と初期剛性

5.4.3 解析結果と実験結果の比較

荷重角度 0° 方向、 90° 方向、 53.5° 方向（筋かいの設置角度方向）について、第4章の柱筋かい接合部実験より得られた荷重－変形関係と、4本バネの力学モデルによる増分解析の解析結果との比較を図5.24に再掲する。各荷重角度について解析結果は実験結果と概ね整合している。

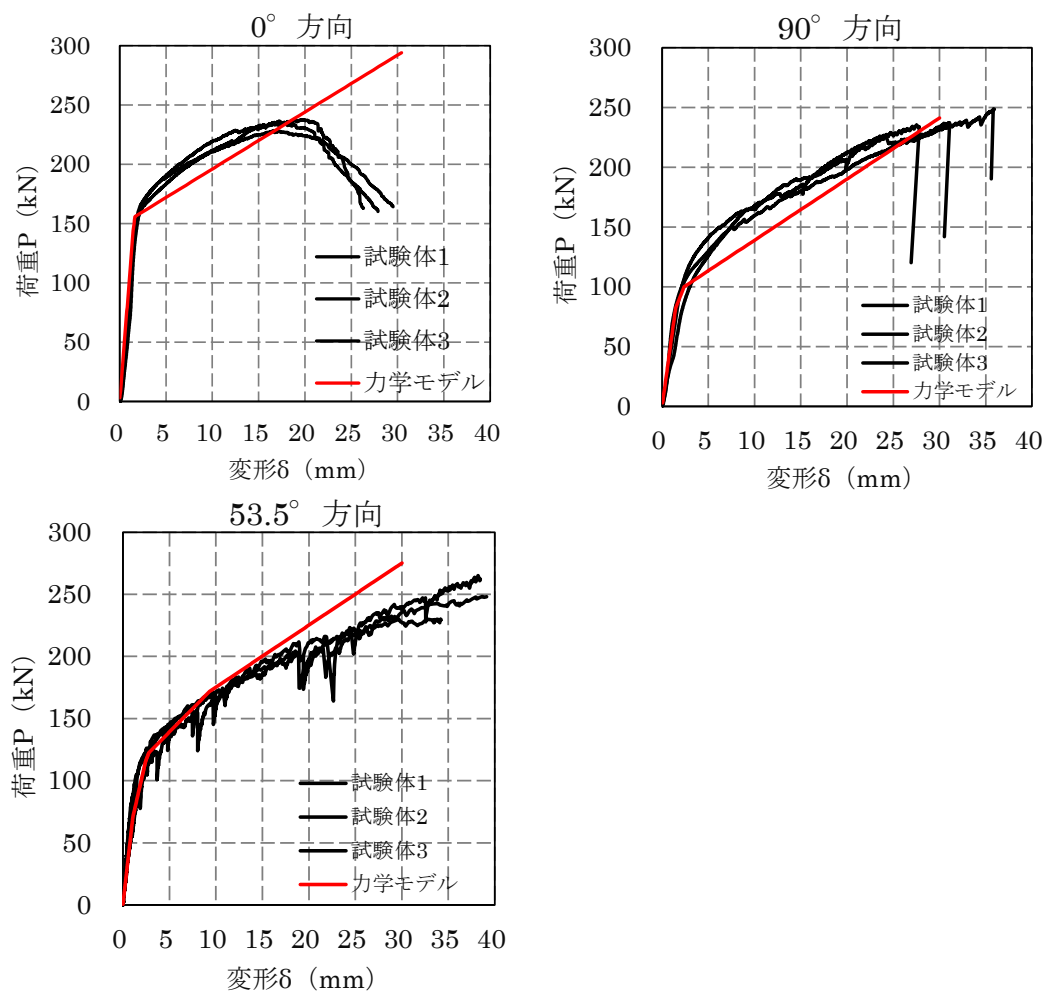


図 5.24 解析結果と実験結果の比較

5.5 まとめ

本章では、第2章から4章までの各部位の実験による力学的特性を踏まえ、第6章で検証するラーメン架構を構成する木鋼筋かい、柱梁接合部、柱筋かい接合部の力学モデルおよびその妥当性について検証した。以下に得られた知見をまとめる。

- ・木鋼筋かいは補剛集成材バネ、芯材丸鋼バネ、ねじバネ、PS 導入バネによりモデル化することができ、実験結果と解析結果を比較した結果、履歴特性は概ね整合し、エネルギー吸収量については良い整合を示した。

- ・柱梁接合部のモデル化として、柱梁ラーメン架構の力学モデルによる増分解析結果から、柱梁接合部の回転バネの曲げ剛性と耐力を算出する方法を示した。また、柱梁接合部の実験結果と解析結果を比較し、概ね整合することを確認した。

- ・ひし形配置した柱と筋かいの接合部について、解析結果と実験結果を比較し、荷重角度を考慮できる力学モデルとして、4本バネモデルが妥当であることを確認した。

[参考文献]

- 5.1) 日本建築学会編, 木質構造設計規準・同解説, pp31, 2006.12
- 5.2) 稲山正弘 木材のめりこみ理論とその応用 東京大学博士論文, 1991
- 5.3) ラグスクリュールボルト研究会: ラグスクリュールボルト接合設計マニュアル (Ver.2.0), 2015

第6章

圧着接合木質ラーメン構造の耐震性評価

6.1 はじめに

想定を超える大地震に対し、梁端や柱脚の接合部がスリップ型の履歴で大きく塑性化する設計による木質構造の場合、建物の変形や損傷は過大となり、地震後における建物の存続利用の観点から望ましい構造形式とは言い難い。中川ら^{6.1)}の実大振動台実験では、木質ラーメン構造において大地震に対し大きな層間変形と柱脚の損傷が確認されている。また、山口ら^{6.2)}は、引きボルト形式の柱梁接合部と柱脚をもつ木質ラーメン架構について、様々な設計条件による門型フレーム試験を行っている。その中で木質ラーメン架構は降伏時変形角が 1/50 程度であり、終局時の変形角は 1/10 程度に達することを確認している。木質ラーメン構造は比較的柔らかい構造であり、その耐力と剛性は接合部に依存する。接合部の履歴特性は木材のめり込みによるスリップ型であり、エネルギー吸収能力に乏しい。そのため上記の研究では、大地震を想定した荷重に対し、接合部が損傷し大きな変形が確認されている。

木筋かいを設ける場合、配置は K 型や N 型、接合部は鋼板挿入型や添板型が多く、その軸耐力は、一般に木材の座屈耐力または筋かいの接合部耐力により決定する。座屈により決定する場合、脆性的な破壊となるため、作用軸力に対し筋かいが座屈しないような弾性設計による断面算定とするが、作用する軸力は地震力の大きさに比例して増大する。接合部耐力により決定する場合、その履歴特性はエネルギー吸収能力が低いスリップ型となるため、大地震時における変形は過大となることが想像できる。北村ら^{6.3)}は鋼板挿入型の筋かい接合部に関して実験を重ねている。K 型配置した筋かい構面の加力実験を行った結果、層間変形角 1/100 手前で引張側の筋かい接合部に耐力低下を伴う割裂破壊を生じ筋かいの履歴特性はスリップ型を示しており、エネルギー吸収性能と靱性に乏しいことを確認している。また、小林ら^{6.4)}は実験によりドリフトピン接合具配列において繊維方向へ 2 列 1 本と 2 列 2 本を比較すると、一列の本数が増加することにより終局変位が大きく低下することを確認し、五十田ら^{6.5)}は集成材に関しては、接合部の繰返しによる終局変位のばらつきに関して検証する必要があるため、現段階では接合部の塑性変形に期待しない強度型で設計するのが良いと考えられると示している。

本論では、図 6.1 に示すような柱梁接合部へ圧着接合工法を適用し、柱梁ラーメン架構の

弾性変形性能を高め、その架構にエネルギー吸収能力と靱性が高い筋かいを配置することでラーメン架構の損傷を抑えることができる損傷制御型を目指した構造が望ましいと考えており、木鋼筋かい付きラーメン架構を提案している。本章では、第5章で示した力学モデルを配置した木質ラーメン架構の力学モデルにより、検討建物の1構面について静的増分解析および地震応答解析を行う。静的増分解析では木鋼筋かい付きラーメン架構、筋かい付きラーメン架構、純ラーメン架構について崩壊メカニズムと損傷過程を確認し、等価減衰定数による定量的な比較検証を行う。地震応答解析では最大応答値と弾塑性歪みエネルギーによる耐震性の評価を示す。なお、本章では筋かいを除く柱梁ラーメン架構部をラーメン架構と定義する。

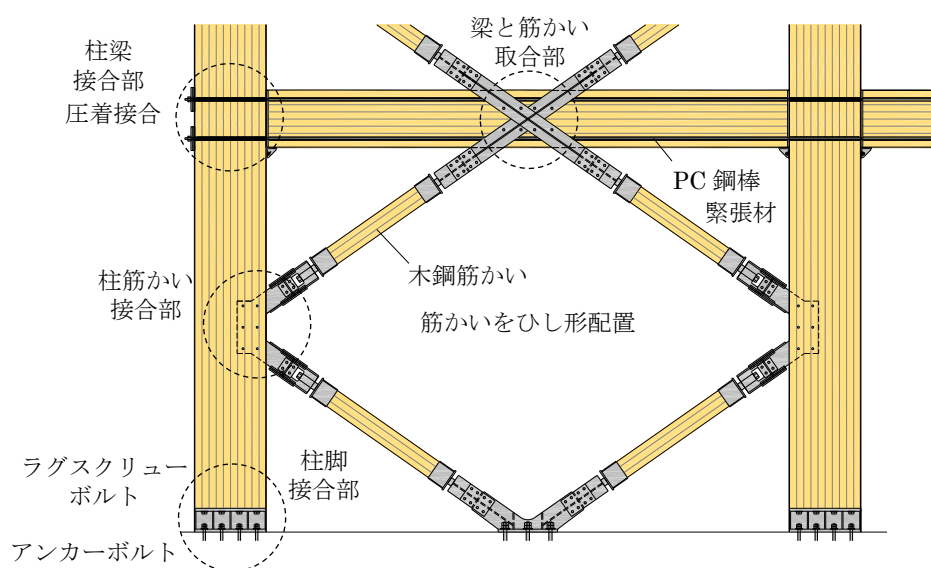


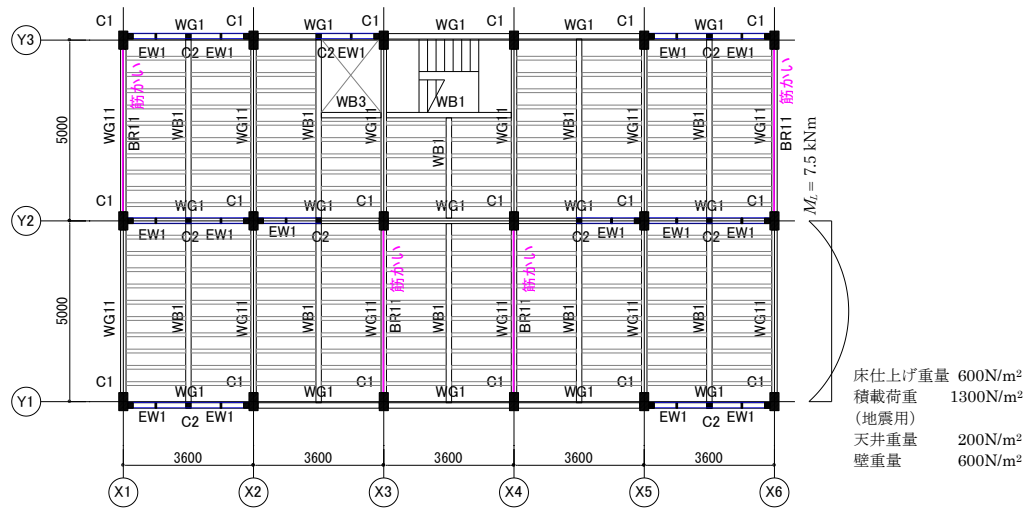
図 6.1 木鋼筋かい付きラーメン架構の概要

6.2 木質ラーメン架構の力学モデル

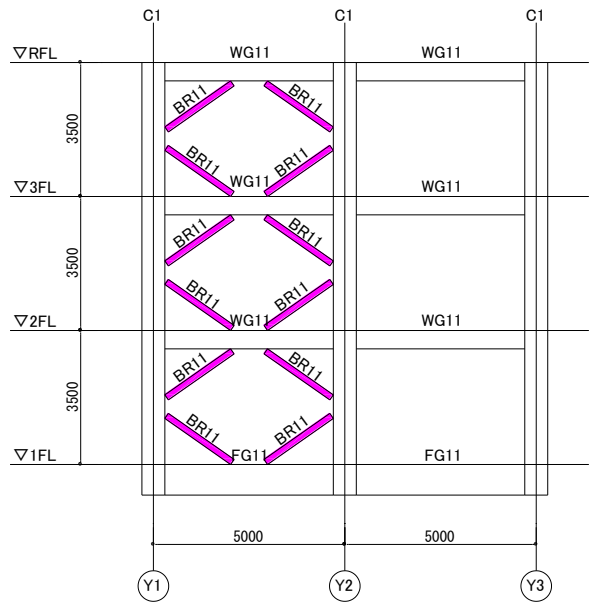
6.2.1 検討建物概要

検討建物の概要を図 6.2 に示す。検討する建物は地上3階建ての用途は店舗とし、X方向スパン 3.6m、Y方向スパン 5.0m、階高 3.5m とする。X方向は壁量を確保した耐力壁構造とし、Y方向はラーメン構造とする。本検討において、Y方向についてのみを検討対象とする。

検討建物の各階建物重量 W_i 、設計用地震荷重 $Q_{0.2}$ 、必要保有水平耐力 Q_{un} を表 6.1 に示す。 $Q_{0.2}$ の算出において、せん断力係数 $C_b=0.2$ 、 A_i 分布とし、1次固有周期 T は $T=0.03H$ の簡略式を用いる。 Q_{un} の算出において、 D_s 値は 0.50、各階において筋かいは対称な平面配置であることから F_{es} 値は 1.0 とする。圧着接合を適用した柱梁接合部は、弾性変形性能は高いが靱性やエネルギー吸収能力は低く、接合部種別は SD と判断する。そのため接合部の部材群としても SD と考えられ、 $\beta u \geq 0.7$ であることから D_s 値は 0.50 を採用する。



3階床伏図



X3 通り軸組図

C1 : BxD-250x500 E120-F375
ベイマツ 同一等級構成集成材

BR11 : 筋かい BxD-160x160 E120-F375
ベイマツ 同一等級構成集成材

WG11 : BxD-150x480 E95-F270
オウシュウアカマツ 対称異等級構成集成材

FG11 : BxD-300x800

図 6.2 検討建物の概要

表 6.1 建物重量、設計用地震荷重、必要保有水平耐力

層	Wi(kN)	Wi/A(kN/m ²)	ΣWi(kN)	T(sec)	Ai	Ci	Q _{0.2} (kN)	Ds	Fes	Qud(kN)	Qun(kN)
3	374	2.08	374	0.315	1.558	0.312	116	0.50	1.000	582	291
2	544	3.02	918	0.315	1.206	0.241	221	0.50	1.000	1106	553
1	544	3.02	1462	0.315	1.000	0.200	292	0.50	1.000	1462	731

6.2.2 力学モデル

木質ラーメン架構の力学モデルと筋かい配置を図 6.3 に示し、表 6.2 に木質ラーメン架構の力学モデル概要と固有周期 T を示す。力学モデルの名称は同表に示す通りとする。柱は BxD-250x500 E120-F375 ベイマツ 同一等級構成集成材、梁は BxD-150x480 E95-F270 オウシュウアカマツ 対称異等級構成集成材、筋かいは E120-F375 ベイマツ 同一等級構成集成材とし、スリップ B モデルは 170 角、その他モデルは 160 角の断面寸法とする。柱、梁の圧着接合に用いるプレストレス力は 40kN/本とする。また、木鋼筋かいに導入するプレストレス力は 40kN/本とし $Q_{0.2}$ 地震荷重に対し芯材丸鋼が降伏しない程度とする。

力学モデルは筋かいをひし形に配置したモデル、K 型に配置したモデル、純ラーメンモデルの 3 種類とし、ひし形配置したモデルには、木鋼筋かいおよび従来型筋かいを設置する。従来型筋かいは、設計ルート 2 に基づき端部接合部に $Q_{0.2}$ 地震荷重による作用軸力の 1.5 倍以上の降伏耐力 P_y を確保した筋かい（スリップ A）と、筋かい断面の短期許容圧縮耐力以上の降伏耐力 P_y を確保した筋かい（スリップ B）の 2 種類とする。合わせて 4 種類の木質ラーメン架構について検討を行う。スリップ B モデルは、既往研究の対象となり、設計において多いと考えられる K 型配置した筋かい付きラーメン架構に関する検討であり、木鋼筋かい付きラーメン架構との耐震性の比較を目的とする。純ラーメンモデルは、圧着接合におけるラーメン架構の弾性変形能力の把握と序論に示す大地震時における変形や損傷を定量的に確認し、筋かい付きラーメン架構との耐震性の比較のために検討を行う。

検討建物には筋かい構面が 4 面ある。その 1 面を取り出し集約する質点と各階を剛梁で結んだ力学モデルとし、質点の重量は、表 6 に示す各階重量 W_i の 1/4 とする。純ラーメンモデルについては、構面が 6 面あることから質点の重量は各階重量 W_i の 1/6 とする。

表 6.2 木質ラーメン架構の力学モデル概要

名称	木鋼	スリップA	スリップB	純ラーメン
柱断面	BxD-250x500 E120-F375 ベイマツ集成材			
梁断面	BxD-150x480 E95-F270 オウシュウアカマツ集成材			
圧着 P_{ps} (kN/本)	40	40	40	40
筋かい断面	BxD-160x160 ベイマツ集成材 E120-F375 芯材丸鋼 16.2φ SNR400B	BxD-160x160 ベイマツ集成材 E120-F375	BxD-170x170 ベイマツ集成材 E120-F375	—
筋かい配置	ひし形	ひし形	K型	—
座屈長さ L_k (mm)	1122	2096	3200	—
圧縮耐力 C_y (kN)	506	433	375	—
周期 T (s)	0.225	0.335	0.285	0.695

6.3 各部の概要と力学モデル

各部の概要と力学モデルを以降に示す。柱、梁、筋かい、剛域、剛梁、鉄骨部は弾性の線材としてモデル化する。

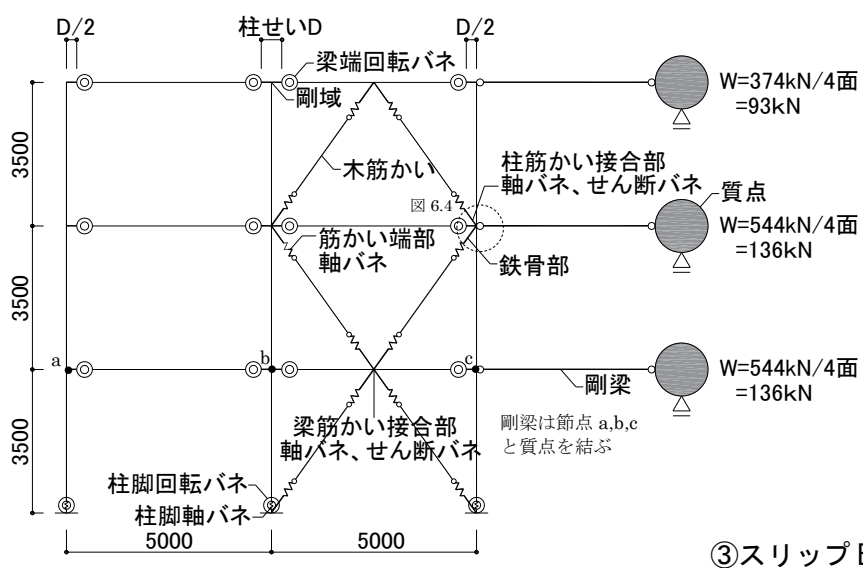
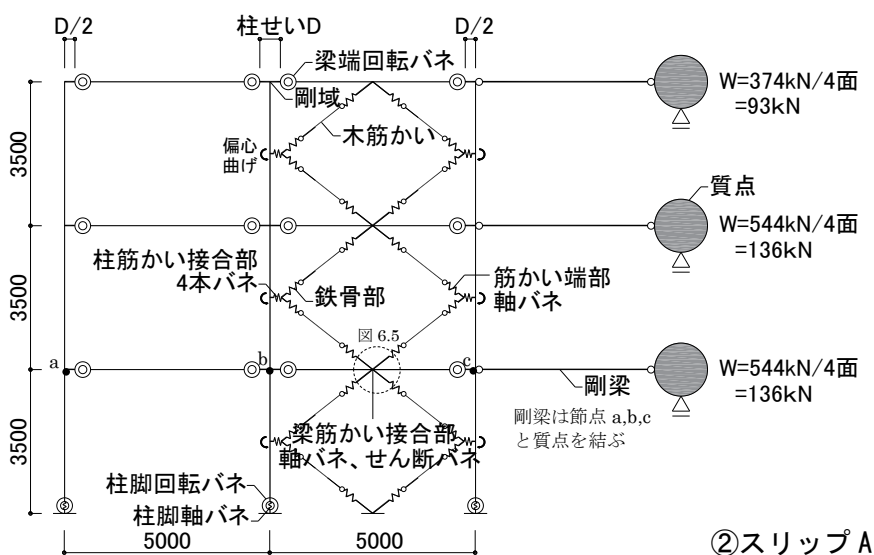
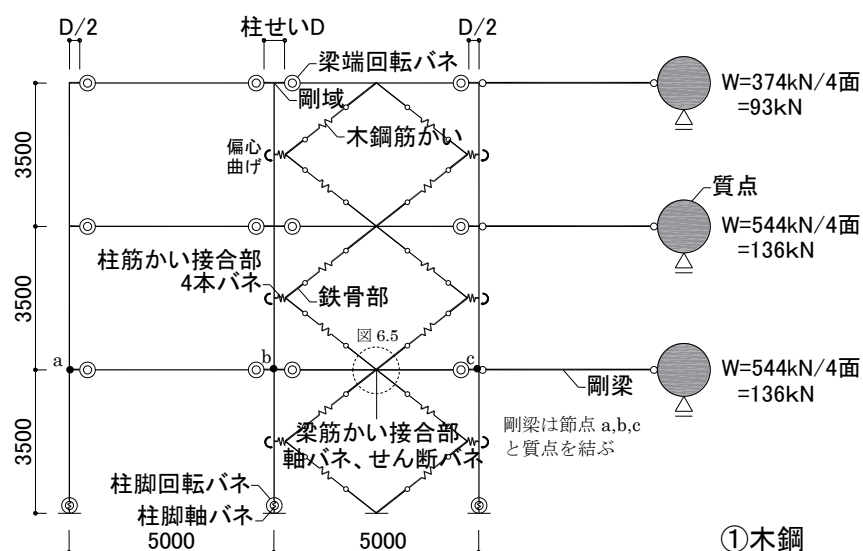


図 6.3 木質ラーメン架構の力学モデル

6.3.1 木鋼筋かい

木鋼筋かいの概要と力学モデルについては第3章に示す。芯材丸鋼に導入するプレストレス力は40kN/本とする。

6.3.2 柱梁接合部

柱梁接合部の概要と力学モデルにおける構造特性値の算出は第5章に示す。柱梁接合部は、回転バネを梁材の両端部に配置し、履歴特性は弾性非線形モデルとする。履歴モデルを図6.6-①に示す。

6.3.3 筋かい端部接合部

筋かい端部の接合部は鋼板添板型と鋼板挿入型の2種類あり、図6.7に各部接合部の概要をまとめ、詳細は図6.8に示す。接合部の降伏耐力 $P_{y\theta}$ と初期剛性 $K_{s\theta}$ はヨーロッパ型降伏理論式（以下、EYT式）と弾性床上の梁理論より計算する。各接合部に関する計算値を表6.3に示す。剛性は接合形式に合わせて、木質構造接合部設計マニュアルに示される^{6.10}低減率を乗じる。本論では剛性補正係数 α とし、表6.3に示す。また、第4章の柱筋かい接合部実験より得られた0°方向の剛性比率 $K2/K1=0.048$ （表4.5）を準用し2次剛性 $K2$ を定める。計算に用いる支圧強度 σ_{y0} は第4章のベイマツ集成材の支圧実験（表4.2）より得た値を使用し、めり込み剛性 k_0 は式5.7より得られる基準値を用いる。

筋かい端部接合部は軸バネを筋かいと鉄骨部の間に配置し、スリップ型とバイリニア型の履歴特性を持つ二つの軸バネの並列配置とする^{6.6}。履歴モデルを図6.6-②に示す。 P_{ys} の値は文献(6.7)を参考とし、表6.6のラーメン架構の1層層間変形角 $\gamma=1/100$ における2サイクル目の等価減衰定数 h_{eq} が2%程度となるように設定する。

6.3.4 柱筋かい接合部（筋かいをK型配置の場合）と梁筋かい接合部

K型配置した筋かいと柱接合部と、梁筋かい接合部を図6.7に示す。接合形式は鋼板添板型とし詳細を図6.8に示す。接合部の降伏耐力 $P_{y\theta}$ と初期剛性 $K_{s\theta}$ はEYT式と弾性床上の梁理論より計算し、表6.3に示す。剛性は柱筋かい接合部実験による剛性補正係数 α を準用し乗じる。実験と接合形式が異なるため、付録2の検討により影響が少ないことを確認している。柱筋かい接合部では計算に用いる支圧強度 σ_{y0} 、 σ_{y90} は第4章のベイマツ集成材の支圧実験（表4.2）より得た値を使用し、梁筋かい接合部ではオウシュウアカマツ集成材の支圧実験は行っていないため、計算に用いる支圧強度 σ_{y0} 、 σ_{y90} は基準値を使用する。めり込み剛性 k_0 、 k_{90} は式5.7、式5.8より求めた基準値を用いる。

接合部は繊維方向をせん断バネ、繊維直角方向を軸バネによりモデル化し、柱筋かいの交点および梁筋かいの交点に配置する。図6.4、図6.5にそれぞれ示す。作用する軸力に対し接合部は降伏しないため、履歴特性は線形モデルとする。

例外として、スリップBモデルの頂部における梁筋かい接合部については、繊維方向に

対し降伏するため、スリップモデルを採用する。この降伏は3層の層間変形角 $1/80$ 、1層の層間変形角 $1/56$ で生じる。後述するが崩壊メカニズムは1層筋かいが短期許容圧縮耐力に達することで決まっており、その時の1層の層間変形角は $1/278$ である。よってこの降伏が架構の耐震性を評価、比較する上での影響はない。

6.3.5 柱筋かい接合部（筋かいをひし形配置の場合）

筋かいをひし形配置した場合の柱筋かい接合部の概要と力学モデルについては第5章に示す。

6.3.6 柱脚接合部

柱脚接合部はLSB接合とし、概要を図6.9に示す。柱脚の剛性と耐力は文献(6.8)に基づき算出する。計算する耐力値は軸力と曲げの相互作用を考慮していない。計算値と算出に用いる材料特性値を表6.4に示す。せん断強さ $f_{vo}=4.5\text{N/mm}^2$ 、せん断剛性係数 $G=12.8\text{N/mm}^3$ とし、文献(6.8)に示される値を用いる。柱脚は曲げバネと軸バネによりモデル化する。図6.6-③に履歴モデルを示す。

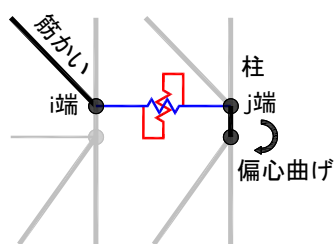


図 6.4 柱と筋かい接合部モデル

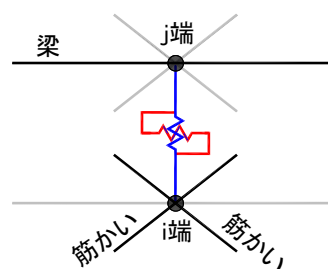


図 6.5 梁と筋かい接合部モデル

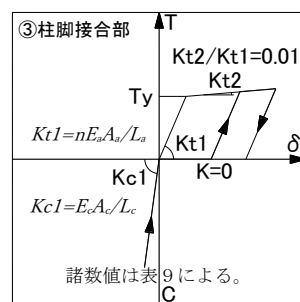
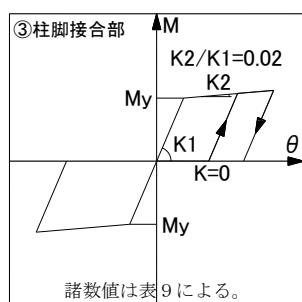
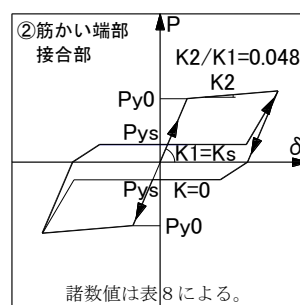
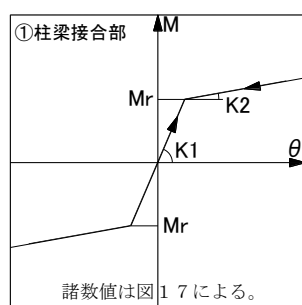


図 6.6 接合部の履歴モデル

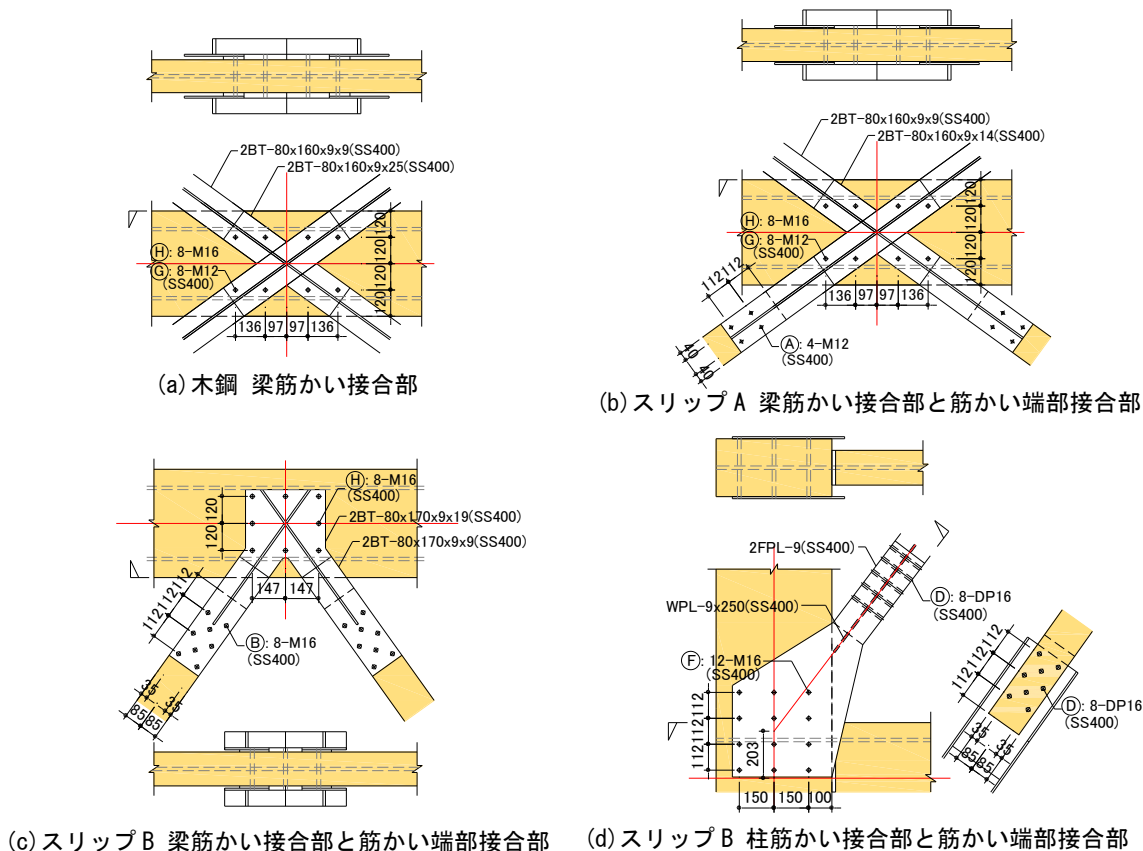
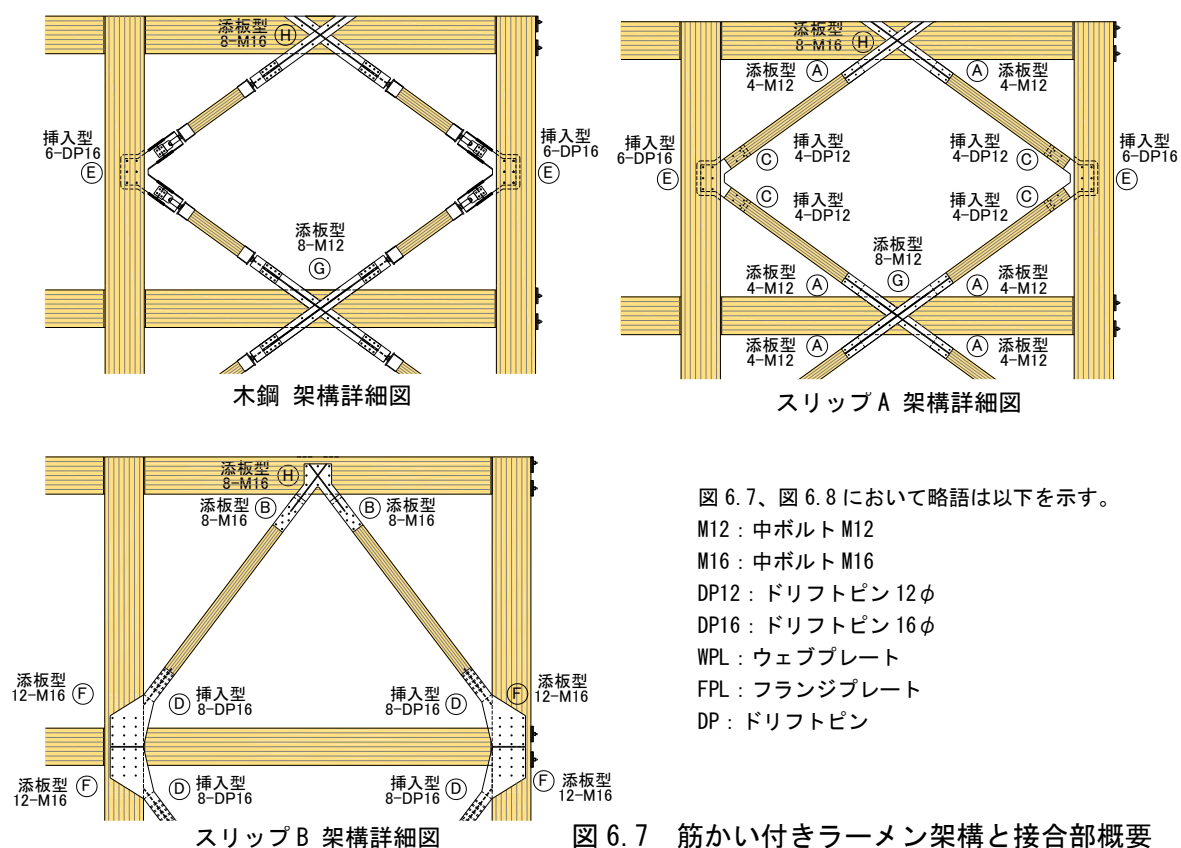


図 6.8 接合部詳細図

表 6.3 接合部の剛性 $K_{s\theta}$ と耐力 $P_{y\theta}$

※接合部位置の記号は図 6.7、図 6.8 の記号と対応する。

接合部位置	(A)		(B)		(C)		(D)		(E)		(F)		(G)		(H)	
接合部	筋かい端部		筋かい端部		筋かい端部		筋かい端部		柱と筋かい		柱と筋かい		梁と筋かい		梁と筋かい	
樹種	ベイマツ		ベイマツ		ベイマツ		ベイマツ		ベイマツ		ベイマツ		オウシュウアカマツ		オウシュウアカマツ	
方向	平行	直角	平行	直角	平行	直角	平行	直角	平行	直角	平行	直角	平行	直角	平行	直角
接合形式	添板型		添板型		挿入型		挿入型		挿入型		添板型		添板型		添板型	
接合具	ボルト		ボルト		ドリフトピン		ドリフトピン		ドリフトピン		ボルト		ボルト		ボルト	
d (mm)	12	—	16	—	12	—	16	—	16	16	16	16	12	12	16	16
l (mm)	160	—	160	—	146	—	146	—	236	236	250	250	150	150	150	150
n (本)	4	—	8	—	4	—	8	—	6	6	12	12	8	8	8	8
降伏モード	4	—	4	—	4	—	3	—	4	4	4	4	4	4	4	4
接合種別	JA	—	JA	—	JA	—	JB	—	JA	JA	JA	JA	JA	JA	JA	JA
k_0 (N/mm ³)	73.9	—	58.3	—	73.9	—	58.3	—	58.3	17.1	58.3	17.1	58.5	17.2	46.1	13.6
α	0.68	—	0.68	—	0.80	—	0.80	—	0.32	0.40	0.32	0.40	0.32	0.40	0.32	0.40
$K_{s\theta}$ (kN/mm)	74	—	208	—	168	—	539	—	144	68	146	72	58	31	86	51
C	0.357	—	0.476	—	0.391	—	0.507	—	0.323	0.470	0.305	0.443	0.479	0.678	0.639	0.904
$\sigma_{y\theta}$ (N/mm ²)	40.2	—	40.2	—	40.2	—	40.2	—	40.2	19.0	40.2	19.0	25.4	12.7	25.4	12.7
F (N/mm ²)	342	—	342	—	342	—	342	—	342	342	342	342	342	342	342	342
$P_{y\theta}$ (kN)	112	—	392	—	112	—	381	—	294	202	588	404	175	124	312	220

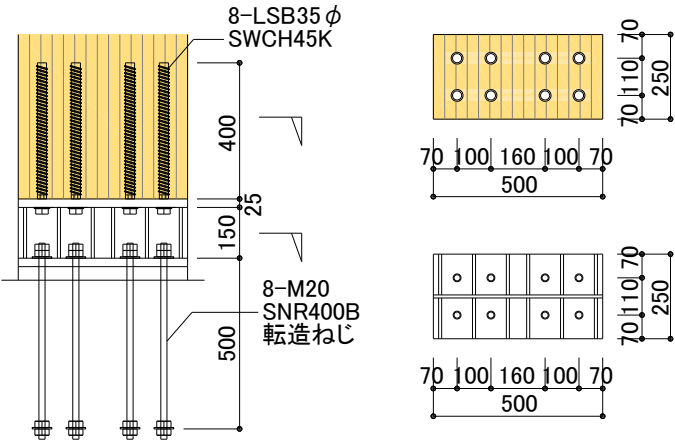


図 6.9 柱脚接合部の概要

表 6.4 柱脚の構造特性値

(曲げ性能)				(引張性能)			
K_1 (kNm/rad)	K_2 (kNm/rad)	K_L (kNm/rad)	K_{BS} (kNm/rad)	K_{t1} (kN/mm)	K_{t2} / K_{t1}	T_y (kN)	E_a (kN/mm ²)
14124	277	35087	23641	853	0.01	666	205
M_y (kNm)	${}_LM_y$ (kNm)	${}_AM_y$ (kNm)	θ_y (rad)	A_a (mm ²)	L_a (mm)	${}_a\sigma_y$ (N/mm ²)	n (本)
111	124	111	0.0078	260	500	320	8
M_{max} (kNm)	${}_LM_{max}$ (kNm)	${}_AM_{max}$ (kNm)	θ_{max} (rad)	Ea : アンカーボルトの弾性係数、Aa : アンカーボルトの軸部面積			
124	124	164	0.0557	La : アンカーボルト長さ、aoy:アンカーボルト降伏強度			
E_s (kN/mm ²)	A_a (mm ²)	E_a (kN/mm ²)	A_a (mm ²)	(圧縮性能)			
205	573	205	260	K_{c1} (kN/mm)	E_c (kN/mm ²)	A_c (mm ²)	L_c (mm)
${}_a\sigma_y$ (N/mm ²)	L_a (mm)	K_2/K_1		20719	205	20214	200
320	500	0.0196		Ec : 柱脚の弾性係数、Ac : 柱脚の断面積、Lc : 柱脚の長さ			

K_1 : 1次剛性、 K_2 : 2次剛性、 K_L : LSB側1次剛性、 K_{BS} : アンカーボルト側1次剛性

M_y : 降伏耐力、 ${}_LM_y$: LSB側降伏耐力、 ${}_AM_y$: アンカーボルト側降伏耐力

M_{max} : 最大耐力、 ${}_LM_{max}$: LSB側最大耐力、 ${}_AM_{max}$: アンカーボルト側最大耐力

L_a : アンカーボルト長さ、 ${}_a\sigma_y$: アンカーボルト降伏強度

θ_y : 降伏変形角、 θ_{max} : 最大変形角、 E_s : LSB弾性係数、 A_s : LSB軸部面積

E_a : アンカーボルト弾性係数、 A_a : アンカーボルト軸部面積

6.4 静的増分解析

6.4.1 損傷過程と崩壊メカニズム

各木質ラーメン架構力学モデルについて筋かい付き架構は一方向載荷により安全限界変形角 1/30 まで、純ラーメン架構は 1/15 までの静的増分解析を行い、各架構の損傷過程および崩壊メカニズムを確認する。解析では A_i 分布外力を各階の質点位置へ加える。解析において長期荷重は考慮していない。崩壊メカニズムと判断する時点を以降に示す。

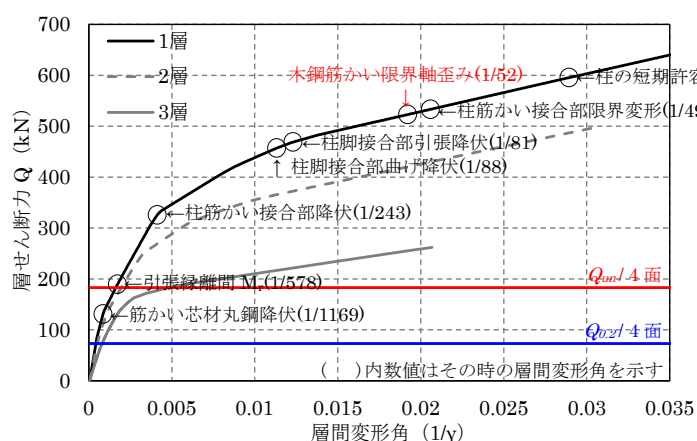
- ・柱、梁、筋かい部材が短期許容耐力を超えた時。
- ・引張側木鋼筋かいが限界軸歪み 3% (軸変形 $\delta=33.2\text{mm}$) を超えた時。限界軸歪みは 5 章の実験結果 (図 5.6) に基づく。圧縮側木鋼筋かいは作用する圧縮力と変形が抑えられ、安全限界変形角 1/30 までに破壊が生じないことを後述の静的増分解析により確認している。
- ・筋かい端部接合部の変形が限界変形を超えた時。添板型の限界変形値は文献 (6.9) の一方向載荷の実験値を参考に 23.0mm と設定する。挿入型の限界変形値は 16.6mm とし、第 4 章の表 4.5 に示す 3 試験体による繊維方向の柱筋かい接合部実験における最大耐力時変形 δ_{max} の最低値とする。
- ・柱筋かい接合部 (筋かいをひし形配置の場合) において限界変形を超えた時。限界変形値は第 4 章の表 4.5 に示す柱筋かい接合部実験 における最大耐力時変形 δ_{max} の最低値とする。繊維方向 16.6mm、繊維直角方向 27.5mm、実験を行っていない 45°方向は二つの中間値 22.0mm と設定する。中間角度の 53.5°について柱筋かい接合部実験を行っており、 δ_{max} は 3 体の試験体による実験の結果、最小値は 34.2mm である。この結果より、45°方向の限界変形値は 0°方向と 90°方向における最小値の中間値として妥当であると判断する。
- ・柱脚接合部が最大曲げ耐力 M_{max} を超えた時。 M_{max} は表 6.4 に示す。

静的増分解析より得た、各層の $Q-\delta$ 関係と 1 層の損傷過程を図 6.10 に、木鋼モデルの損傷過程図を図 6.11 示し、表 6.5 に崩壊メカニズムをまとめる。木鋼モデルは、1/52 までの変形性能を確保できる。また耐力は、木鋼筋かいの限界変形時において崩壊メカニズムが決まり、必要保有水平耐力 Q_{un} に対する保有水平耐力 Q_u との比率 Q_u/Q_{un} は 2.86 となる。スリップ A モデルの $Q-\delta$ 関係は、筋かい端部接合部の限界変形時により崩壊メカニズムが決まり Q_u/Q_{un} は 2.55 倍となる。2 つのモデルはいずれも筋かいに関わる限界変形により崩壊メカニズムが決まるが、次の点で性能が異なると考えられる。スリップ A モデルは、引張力が作用する筋かい端部接合部に対し、高い靱性を期待している。文献 (6.5) によると集成材筋かいでは接合部の繰返しによる終局変位のばらつきを検証する必要があるため、接合部に安定した靱性を確保することが難しく、既往研究において課題となる部分である。一方、木鋼筋かいは芯材丸鋼の高い靱性によりこの課題を解決しており、筋かいの引張力に対する安定した靱性の確保という点において木鋼モデルは優位と考えられる。スリップ A モデルにおいて $Q_{0.2}$ と筋かい端部接合部降伏時のせん断力の比率から $Q_{0.2}$ 地震荷重時の作用軸力に対する筋かい端部接合部降伏耐力の安全率は 3 倍程度であることがわかる。スリップ B モデルでは、圧縮側筋かいの軸力が短期許容圧縮耐力の到達により崩壊メカニズム

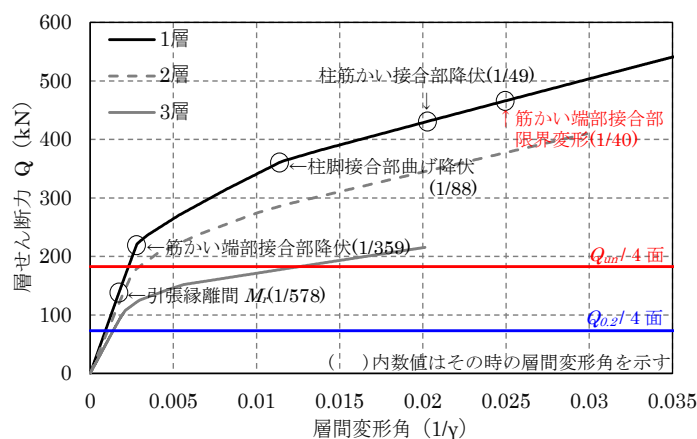
が決まり、その時点で架構は弾性である。 Q_u/Q_{un} は2.58となっており、スリップAモデルと同様に基準法により求められる静的一方方向載荷の設計荷重に対しては、十分な安全性が確保されている。スリップBモデルは筋かい端部接合部の引張力に対する靱性を期待していない。文献6.5)によると、現段階では接合部の塑性変形に期待しない強度型で設計するのが良いと考えられると示されており、その考えに沿う筋かいの設計と言える。木鋼筋かいモデルについて層間変形角1/50時における応力図を図6.12に示す。柱梁部材が短期許容耐力以内であることを確認し、木鋼モデルの崩壊メカニズム時において、柱梁部材は弾性であり損傷を生じていないことを示す。

表 6.5 力学モデルの崩壊メカニズム

力学モデル	崩壊メカニズム	層間変形角(1/γ)	$Q_u / 4$	Q_u / Q_{un}
木鋼	筋かいの限界軸歪みに到達時	52	523	2.86
スリップA	筋かい端部接合部の限界変形に到達時	40	466	2.55
スリップB	筋かい部材の短期許容圧縮耐力に到達時	278	472	2.58
力学モデル	崩壊メカニズム	層間変形角(1/γ)	$Q_u / 6$	Q_u / Q_{un}
純ラーメン	柱脚接合部の最大耐力に到達時	17	133	1.09



木鋼



スリップA

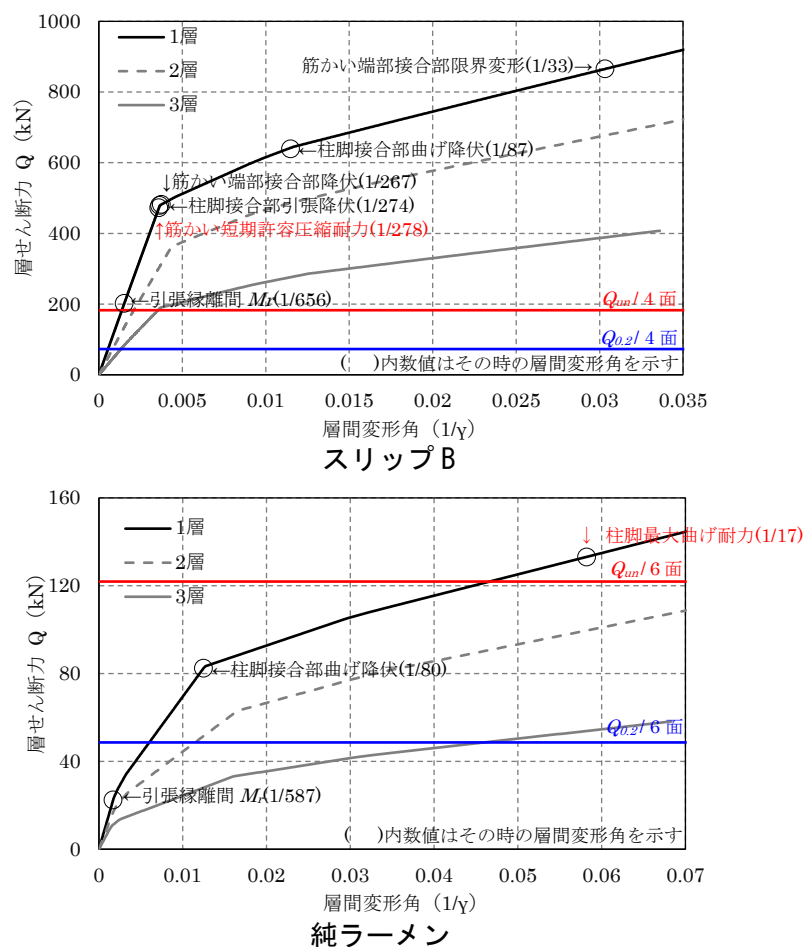


図 6.10 カ学モデルの Q - δ 関係と損傷過程

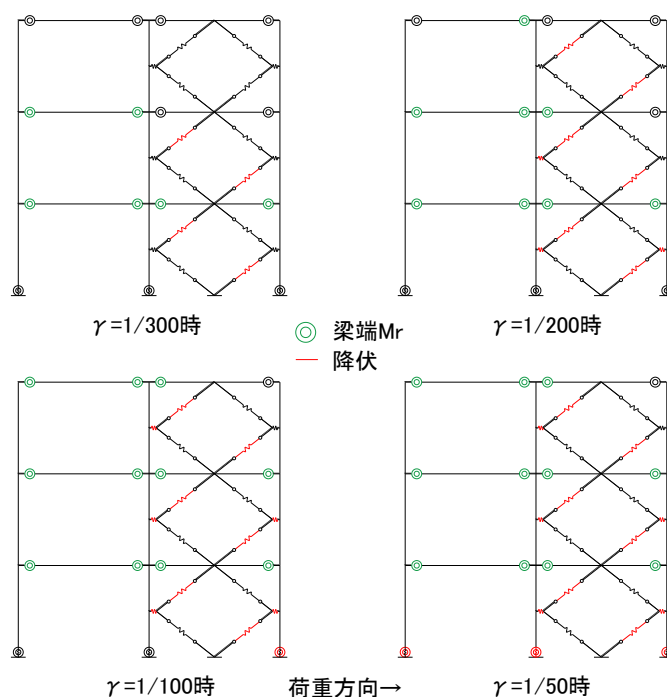
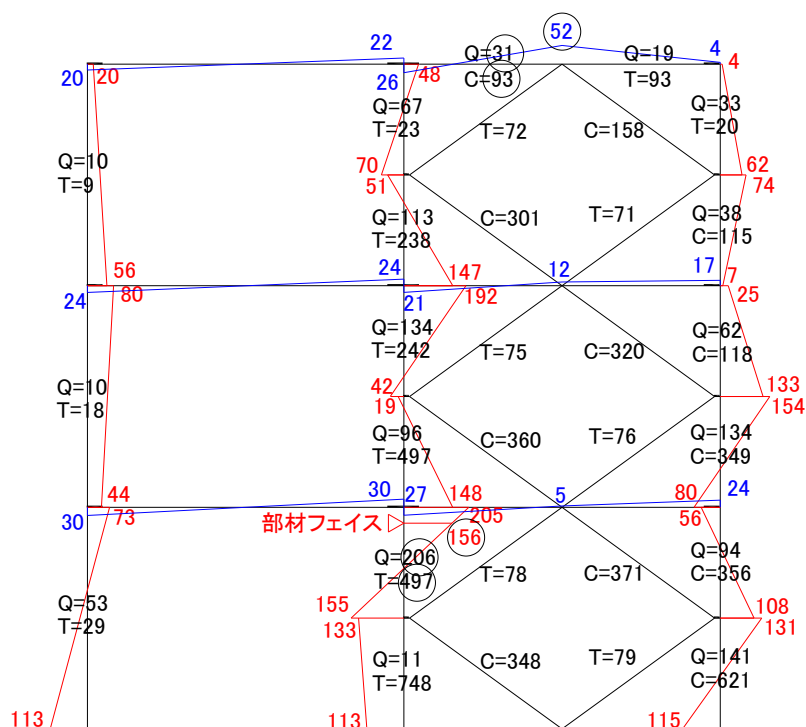


図 6.11 木鋼モデルの損傷過程図



柱梁部材は短期許容耐力以内であることを確認する。

柱、梁の危険断面は部材フェイス位置と考え、断面算定を行う。

(柱部材断面算定)

BxD-250x500 E120-F375

ベイマツ集成材

$M = 156000000 \text{ Nmm}$ 部材フェイス M

$Q = 206000 \text{ N}$

$T = 497000 \text{ N}$

$Z = 10416666 \text{ mm}^3$

$\sigma_b = M/Z = 15.0 \text{ N/mm}^2$

$A = 125000 \text{ mm}^2$

$\sigma_t = T/A = 4.0 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_b/f_b + \sigma_t/f_t = 0.84 < 1.00$

$\tau = Q/A = 1.7 \text{ N/mm}^2$

$d/f_s = 0.69 < 1.00$

f_b : 短期許容曲げ応力度 (N/mm^2)

f_c : 短期許容圧縮応力度 (N/mm^2)

(梁部材断面算定)

BxD-150x480 E95-F270

オウシュウアカマツ集成材

$M = 52000000 \text{ Nmm}$

$Q = 31000 \text{ N}$

$C = 93000 \text{ N}$

$Z = 5760000 \text{ mm}^3$

$\sigma_b = M/Z = 9.0 \text{ N/mm}^2$

$A = 72000 \text{ mm}^2$

$\sigma_c = C/A = 1.3 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_b/f_b + \sigma_c/f_c = 0.59 < 1.00$

$\tau = Q/A = 0.43 \text{ N/mm}^2$

$d/f_s = 0.22 < 1.00$

f_t : 短期許容引張応力度 (N/mm^2)

f_s : 短期許容せん断応力度 (N/mm^2)

図 6.12 木鋼モデル $\gamma=1/50$ 時応力図

木鋼筋かいにおいて、引張側と圧縮側の軸力差によって柱に曲げモーメントが生じているが、柱筋かい接合部を降伏させることで、柱に生じる曲げモーメント、圧縮側筋かい軸力を制御しているため、柱材や圧縮側筋かいに破壊を生じることがないように設計できる。木質材料は脆性的な破壊を生じることから、木鋼筋かいの芯材を塑性化させ、架構に靱性とエネルギー吸収能力を確保し、柱、梁、筋かい材は極めて稀に発生する地震に対して、短期許容応力度以内で設計することが望ましい。

6.4.2 等価減衰定数による評価

1層の層間変形角 1/300、1/200、1/100 までの正負2回の繰り返し载荷による木鋼、スリップAモデルの $Q-\delta$ 関係を図 6.13 に示し、その結果より算出した各モデルの等価減衰定数 h_{eq} を表 6.6 に示す。

従来型筋かいの結果において、1回目の履歴ループはエネルギー吸収を行うが、2回目の履歴ループではエネルギー吸収が少ない。これは従来型筋かいを設置した力学モデルでは、各部のバネがスリップ型の履歴特性のためである。一方、木鋼筋かいでは、エネルギー吸収量は減少するが、2回目の履歴ループでもエネルギー吸収を行う。木鋼筋かい芯材の履歴特性がバイリニア型であるためである。この結果より、繰り返し荷重に対するエネルギー吸収能力について木鋼モデルは他のモデルと比べ優位であることがわかる。

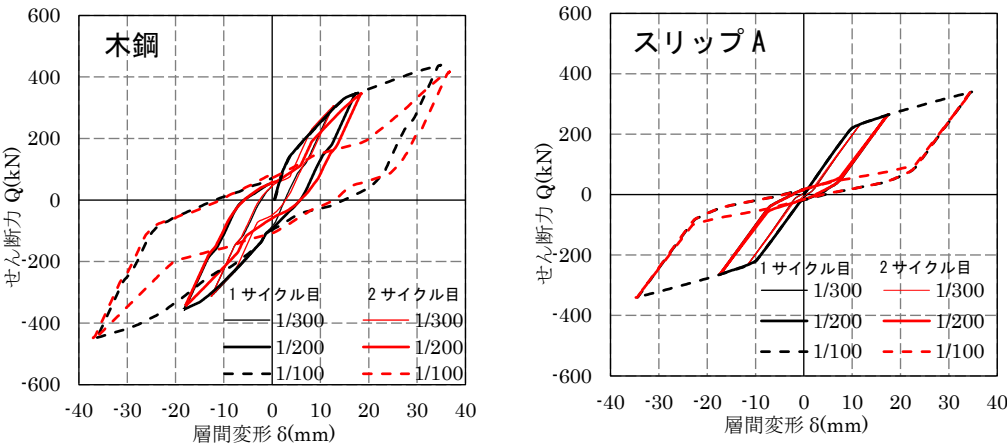


図 6.13 繰り返し载荷による1層の $Q-\delta$ 関係

表 6.6 ラーメン架構の等価減衰定数

モデル		木鋼		スリップA		スリップB		純ラーメン	
層	層間変形角	1ループ	2ループ	1ループ	2ループ	1ループ	2ループ	1ループ	2ループ
		h_{eq}	h_{eq}	h_{eq}	h_{eq}	h_{eq}	h_{eq}	h_{eq}	h_{eq}
1	1/300	7.9%	6.1%	3.4%	0.8%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%
	1/200	11.2%	9.2%	9.1%	1.4%	5.5%	0.2%	0.0%	0.0%
	1/100	15.0%	9.8%	13.6%	2.1%	14.3%	2.1%	0.0%	0.0%

※1/278:筋かい短期圧縮耐力到達

6.5 地震応答解析

6.5.1 解析概要

各木質ラーメン架構の力学モデルについて地震応答解析を行い、最大応答値とエネルギー吸収能力を確認する。解析において長期荷重は考慮していない。解析における減衰定数 $h=2\%$ の瞬間剛性比例型減衰とし、時間刻みは $\Delta t=0.0002s$ とする。入力地震波は、極めて稀に発生する地震として位相の異なる告示波3波と最大速度を 50cm/s に基準化した既存観測波3波とする。地盤種別は第一種地盤を想定し、表層地盤による増幅率は見込まない。入力地震波の概要を表 6.7 に、応答スペクトルを図 6.14 に示す。

表 6.7 入力地震波諸元

入力地震波	強さ	略 称	解析時間 (s)	最大加速度 (gal)
観測波 ElcentroNS	極めて稀	ElcentroNS	53.8	511
観測波 HachinoheNS	極めて稀	HachinoheNS	51.0	334
観測波 TaftEW	極めて稀	TaftEW	54.4	496
告示波 八戸位相	極めて稀	kokuji-h	100.0	329
告示波 神戸位相	極めて稀	kokuji-r	100.0	380
告示波 乱數位相	極めて稀	kokuji-k	100.0	327

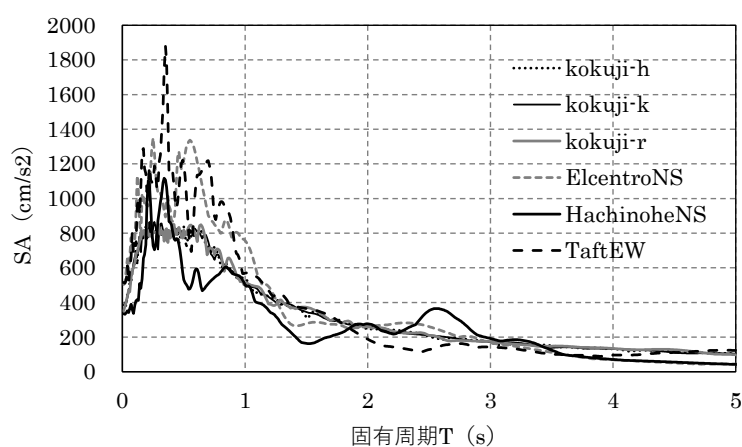


図 6.14 入力地震波の応答スペクトル

6.5.2 最大応答値による評価

各木質ラーメン架構力学モデルの層間変形角と層せん断力の最大応答値を図 6.15、図 6.16 に示す。図 6.16 の Q_u/Q_{max} は 1 層の保有水平耐力 Q_u と最大応答層せん断力 Q_{max} の比率を示し、耐力余裕度と定義する。また 1 層筋かいの最大応答値を表 6.8 に示す。木鋼モデルでは、最大層せん断力が保有水平耐力以下となっており、耐力余裕度は 1.41 と他モデル 0.89~1.06 と比べ高い。純ラーメンモデルでは、最大層せん断力が一部の地震で保有水平耐力を上回っている。

また筋かいについて考察すると、木鋼筋かいの解析による最大軸変形値 12.7mm は実験による限界軸歪み 3% ($\delta=33.2\text{mm}$) 以下である。また、エネルギー吸収量 9191kNmm/本は実験によるエネルギー吸収量 12642kNmm/本以下である。さらに筋かい付きラーメン架構について比較した場合、スリップ A モデルは最大応答値と残留変形値が大きくなる。木鋼モデルとの比較から、筋かい端部接合部耐力がスリップ A モデルの従来型筋かい程度の場合、損傷を受けた後のラーメン架構の剛性およびエネルギー吸収能力が低いため、この事象は生じていると考えられる。

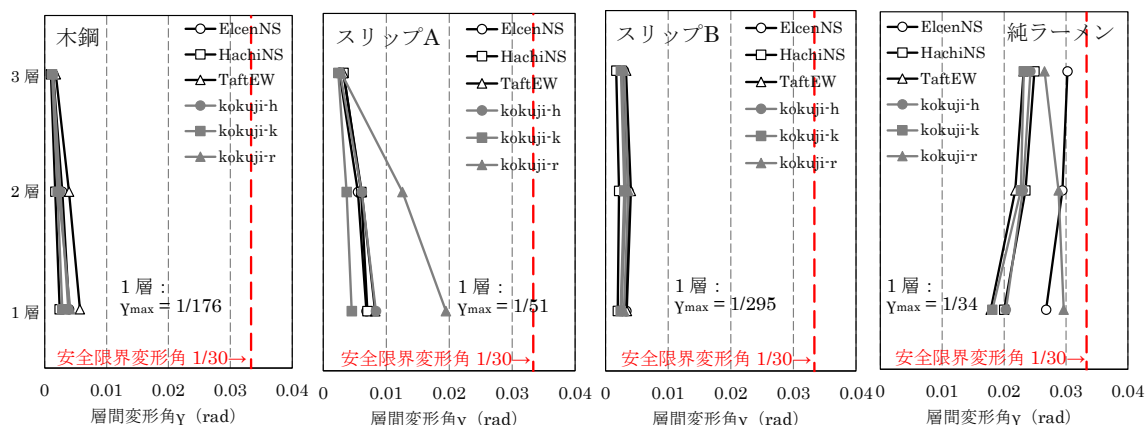


図 6.15 層間変形角 最大応答値

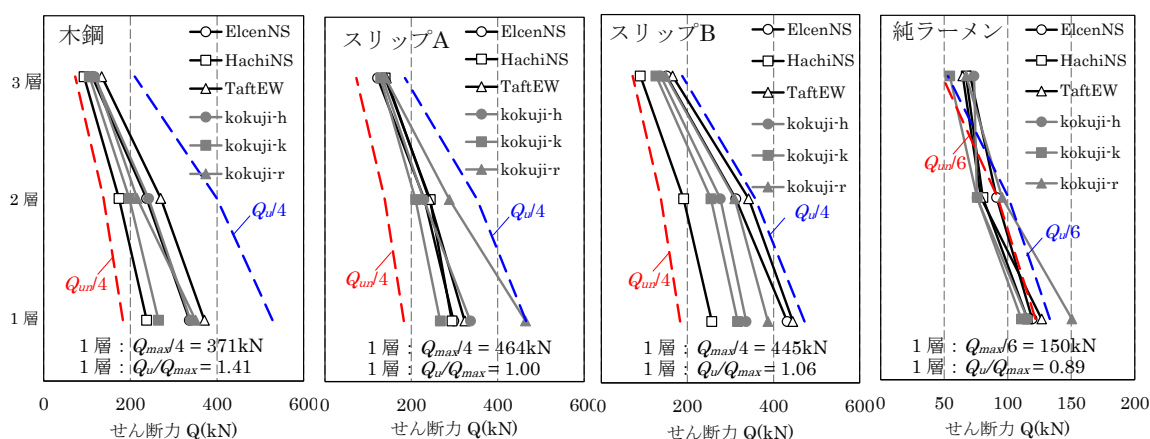


図 6.16 層せん断力 最大応答値

6.5.3 弾塑性歪みエネルギーによる評価

各木質ラーメン架構力学モデルの最大応答値におけるエネルギー吸収量の比較を図 6.17 に示す。木鋼モデルは木鋼筋かいのダンパー効果により層せん断力と変形が抑えられているため等価周期は短くなりスリッパ A、純ラーメンモデルと比べ入力エネルギーは小さい。木鋼筋かいによりエネルギー吸収しておりその他の部位の損傷は少ない。一方、スリッパ A モデルでは、筋かい端部接合部の損傷が主であり柱脚まで損傷が進行している。

6.6 まとめ

圧着接合を用いた木質ラーメン架構について、各部力学モデルを示し、本章では三階建て店舗の検討建物について、静的増分解析、地震応答解析を行い、4 種類の木質ラーメン架構に対し定量的な耐震性能の比較を行った。なお、本論の解析において、塑性化する部位（筋かいの端部接合部、ひし形配置した筋かいと柱接合部、木鋼筋かい芯材）の材料強度には実験値を採用している。これは実験と解析における耐力とエネルギー吸収量が同程度となるようにするためである。得られた知見を以降に示す。

・木鋼筋かい付きラーメン架構において、柱と筋かい接合部を降伏させることで柱の曲げ破壊と筋かいの座屈を回避し、層間変形角 1/52 までの靱性を確保できる。

・木鋼モデルの極めて稀に発生する地震に対する最大層せん断力は、静的増分解析による保有水平耐力を下回り、耐力余裕度は 1.41 となる。最大層間変形角は 1/176 である。最大応答値から耐震性を評価すると木鋼モデルは他モデルより優位である。

・スリップ A モデルの静的増分解析では、保有水平耐力が必要保有水平耐力を上回る。また、地震応答解析における最大層せん断力は保有水平耐力とほぼ同等であり、耐力余裕度は 1.00 となる。最大層間変形角は 1/51 である。損傷を受けた後の剛性とエネルギー吸収能力が低いことが、応答値が大きくなる原因と考えられる。

表 6.8 筋かいの最大応答値

応答値	地震波	木鋼	スリップA	スリップB	純 ラーメン
1層 筋かい軸変形 筋かい端部変 形 δ (mm)	ElcentroNS	7.9	2.5 / 5.7	0.6 / 1.6	—
	HachinoheNS	4.2	2.6 / 5.9	0.4 / 1.0	—
	TaftEW	12.7	3.1 / 7.1	0.7 / 1.7	—
	kokuji-h	7.4	3.1 / 7.1	0.5 / 1.3	—
	kokuji-k	5.3	1.5 / 3.4	0.5 / 1.2	—
	kokuji-r	8.1	7.7 / 17.4	0.6 / 1.5	—
1層 筋かい軸力 P (kN)	ElcentroNS	248.0	125.7	338.6	—
	HachinoheNS	165.6	126.4	199.8	—
	TaftEW	262.2	130.3	353.4	—
	kokuji-h	248.2	130.6	269.2	—
	kokuji-k	190.3	117.1	249.4	—
	kokuji-r	250.6	167.0	309.1	—
1層 残留変形 (mm)	ElcentroNS	6.5	14.2	0.3	38.2
	HachinoheNS	0.0	16.6	1.7	20.9
	TaftEW	14.1	21.7	0.2	25.1
	kokuji-h	9.7	23.1	0.7	5.8
	kokuji-k	0.4	1.1	0.2	5.3
	kokuji-r	9.7	63.1	1.1	37.9
1層 木鋼筋かい 筋かい端部 弾塑性歪み エネルギー Es (kNmm/本)	ElcentroNS	1900	2610	0	—
	HachinoheNS	242	3778	6	—
	TaftEW	9191	6205	0	—
	kokuji-h	1612	5652	1	—
	kokuji-k	482	1726	0	—
	kokuji-r	4906	7640	3	—

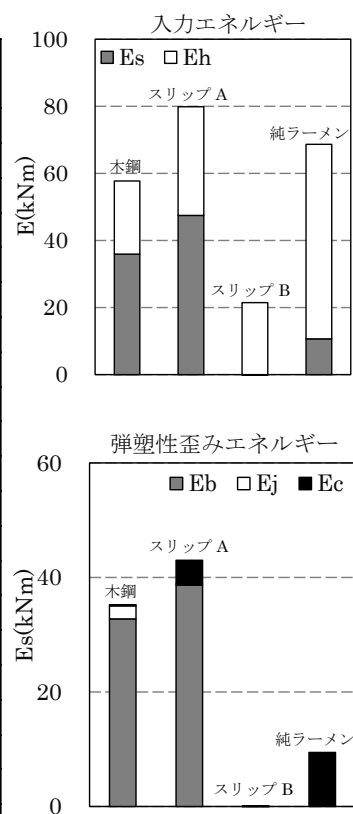


図 6.17 エネルギー吸収比較

表 6.8 においてスリップ A と B の δ の表記にあたり 2 列となるのは、左側：挿入型、右側：添板型の最大応答値を示す。また、赤字は各モデルにおける最大応答値を示す。

図 6.17 において各符号は下記の内容を示す。

E_s ：構造全体の弾塑性歪みエネルギー、 E_h ：減衰による消費エネルギー

E_b ：筋かい端部接合部、木鋼筋かいの弾塑性歪みエネルギー

E_j ：柱筋かい接合部の弾塑性歪みエネルギー、 E_c ：柱脚接合部の弾塑性歪みエネルギー

- ・スリップ B モデルの静的増分解析では、筋かいの短期許容圧縮耐力への到達により保有水平耐力が決定し、必要保有水平耐力を上回る。地震応答解析における最大層せん断力は保有水平耐力とほぼ同等であり、筋かいの軸力もほぼ短期許容圧縮耐力に達することから、想定を超える地震に対する耐力余裕度は 1.06 となり、木鋼モデルに比べ低い値を示す。
- ・地震応答解析による木鋼筋かいの最大軸歪みは限界軸歪み 3%以下であり、エネルギー吸収量は実験によるエネルギー吸収量を下回る。

[参考文献]

- 6.1) 中川学、五十田博、岡野瑛貴：木質ラーメン構造，軸組構造，併用構造の耐震性能評価と実大振動台実験 日本建築学会構造系論文集 Vol.74、pp321～330, 2009
- 6.2) 山口和弘、稲山正弘、志村智、畠山太志、河合直人：スパン，層高，鉛直荷重の有無などを変化させた木質ラーメン架構の実験的研究 日本建築学会構造系論文集 Vol.78 No.683、pp119～128, 2013
- 6.3) 北村俊夫、五十田博、小林研治、小谷竜城、：EYT 接合部による K 型筋かい構面の実験 日本建築学会大会学術講演梗概集 構造Ⅲ，pp159～160, 2016, pp211～214, 2017, pp435～pp438, 2018
- 6.4) 小林研治、北村俊夫、五十田博：EYT 接合部による K 型筋かい構面の実験 その 2 接合部の終局変位に及ぼす諸因子の影響 日本建築学会大会学術講演梗概集 構造Ⅲ，pp211～214, 2017
- 6.5) 五十田博、北村俊夫、荒木康弘、小林研治、小谷竜城、中島昌一：EYT 接合部による K 型筋かい構面の実験 その 5 筋かい構面のパラメータスタディ 日本建築学会大会学術講演梗概集 構造Ⅲ，pp437～pp438, 2018
- 6.6) 五十田博、河合直人：木造軸組工法住宅に用いる壁の復元力特性モデル 日本建築学会構造系論文集 No.616, pp157～163, 2007
- 6.7) 鋼板挿入ドリフトピン式集成材ブレース耐力の 2 層架構の実大水平せん断加力実験 日本建築学会大会学術講演梗概集 構造Ⅲ pp383～384, 2022
- 6.8) ラグスクリーボルト研究会：ラグスクリーボルト接合設計マニュアル (Ver.2.0) , 2015
- 6.9) 蒲池健、稲山正弘、井上雅文、安藤直人：鋼板添え板式ボルト接合部における荷重－すべり特性の評価法 日本建築学会構造系論文集 Vol.73、pp1787～1796, 2008
- 6.10) 日本建築学会編，木質構造接合部設計マニュアル，pp267～268, 2009.11

第 7 章

結論

本研究では、想定を超えた大地震に対し、木質ラーメン構造の過大な損傷と変形を抑え、引張力に対する木筋かい接合部のエネルギー吸収能力と靱性不足に関する既往課題を解決できる新しい木質ラーメン構造、「木鋼筋かいを配した圧着接合木質ラーメン構造」を提案し、架構および構成する各部の力学的特性を把握し、力学モデルを作成し、解析により構造の耐震性について評価を行った。本研究から得られた知見を以降にまとめる。

7.1 第 2 章「木鋼筋かいの力学的特性」のまとめ

補剛集成材の中心に芯材丸鋼を通した構成とする木鋼筋かいについて部材実験、芯材丸鋼の高次座屈と補剛効果について力学的な考察を行った。木鋼筋かいには芯材丸鋼に引張力を加え定着し、補剛集成材に圧縮のプレストレス力を与えている。以下に得られた知見を示す。

- ・弾性域において、木鋼筋かいはそのプレストレス力が抜けるまで、引張側にも集成材断面による圧縮側の剛性と同等の高い剛性をもつ。

引張力に対して、芯材丸鋼の塑性変形能力を利用した高い靱性とエネルギー吸収能力をもち、圧縮力に対しては、補剛集成材の断面をもつ弾性筋かいとして高い復元力を保持する。

- ・木鋼筋かいの部材実験により木鋼筋かいの材料、形状、ディテールについて検証した。①芯材丸鋼には転造ねじを使用、②芯材丸鋼と補剛集成材の端距離 $5d$ を確保、③両端部に拘束材を設置、④中央部において芯材丸鋼と補剛集成材を固定、⑤両端部にスペーサーを設置、以上のことを留意することにより、軸歪み 3% の塑性変形能力を持つ筋かいを実現できることを確認した。

- ・木鋼筋かいが圧縮力負担時に生じる芯材丸鋼の高次座屈と集成材の補剛効果について考察を行った。筋かい試験体について支圧力および支圧耐力を算出し、芯材丸鋼と補剛集成材とのクリアランスを縮めることおよび補剛剛性の向上は、支圧力を低減し、筋かいの塑性変形能力の向上に対し有効であることを確認した。

- ・空調のない室内での 2 月に開始した長期的プレストレス力の確認実験において、歪みは 3

ヶ月程度経過した時点で変動は少なくなり、1年後後では6.1%の歪みが低減し、1年を通した歪みの最小値と最大値の差は13.0%程度である。プレストレス力についても歪みと同様な増減が生じていると考えられる。

7.2 第3章「圧着接合を適用した柱梁接合部の力学的特性」のまとめ

圧着接合法を用いた柱梁接合部について実験および静的増分解析を行い、柱面めり込み補強 LSB の有無による履歴特性と損傷経過の違いを確認した。研究を通し得られた知見を以下に示す。

- ・実験において、圧着接合法を用いた柱梁接合部の損傷性状は、柱面のめり込み降伏によるものであり、その他の柱梁における割裂等の損傷は生じなかった。
- ・梁木口側、圧縮側柱面のめり込み降伏による残留変形は緊張材である PC 鋼棒のプレストレス力の低下に影響する。
- ・梁木口側、圧縮側柱面のめり込みに対する補強として LSB の設置は効果を示し、課題となる圧縮側柱面のめり込み耐力を向上させ、柱梁接合部の弾性変形能力を高めることができる。
- ・空調による温湿度管理された室内での12月に開始した長期的プレストレス力の確認実験において、LSB ありとなしを比較した場合、LSB ありの方が歪みの変化は少なく、歪みは3ヶ月程度経過した時点で変動は少なくなり、LSB ありの試験体では、1年後後では7.9%の歪みが低減し、1年を通した歪みの最小値と最大値の差は22.6%である。プレストレス力についても歪みと同様な増減が生じていると考えられる。

7.3 第4章「柱筋かい接合部の力学的特性」のまとめ

本章では荷重角度 0°、53.5°、90°方向に対する支圧実験と鋼板挿入式の接合形式によるドリフトピン群の筋かいと柱接合部について実験を行い、荷重角度を考慮した力学モデルを検証した。以下に得られた知見をまとめる。

- ・支圧実験により求めた支圧強度、めり込み剛性を用いて EYT 式と弾性床上の梁理論により接合部の降伏耐力と初期剛性を算出し、実験値と比較した。その結果、降伏耐力は9%から1%と整合を示し、剛性では実験値は計算値を68%から40%下回る結果となった。
- ・53.5°方向の荷重角度に対する実験結果において、降伏耐力は0°方向の値に近く、初期剛性は0°方向と90°方向のほぼ中間値となり、降伏後剛性は荷重角度に関係なく近い値となった。
- ・力学モデル検証の結果、Hankinson 式の値に対し2本バネモデルは45°方向の荷重角度に対する降伏耐力を過大評価し、4本バネモデルは剛性、耐力共に中間角度について概ね整合することができる。4本バネモデルの解析結果を0°、53.5°、90°方向の荷重角度に対する接合部の実験結果と比較した結果、概ね整合した。

7.4 第5章「木鋼筋かいと各接合部の力学モデル」のまとめ

本章では、2章から4章までの各部位の実験による力学的特性を踏まえ、第6章で検証するラーメン架構内における木鋼筋かい、柱梁接合部、柱筋かい接合部の力学モデルおよびその妥当性について検証した。以下に得られた知見をまとめる。

- ・木鋼筋かいは補剛集成材バネ、芯材丸鋼バネ、ねじバネによりモデル化することができ、実験結果と解析結果を比較した結果、履歴特性は概ね整合し、エネルギー吸収量については良い整合を示した。
- ・柱梁接合部のモデル化として、柱梁ラーメン架構の力学モデルによる増分解析結果から、柱梁接合部の回転バネの曲げ剛性と耐力を算出する方法を示した。また、柱梁接合部の実験結果と解析結果を比較し、概ね整合することを確認した。
- ・ひし形配置した柱と筋かいの接合部において、解析結果と実験結果を比較し、荷重角度を考慮できる力学モデルとして、4本バネモデルが妥当であることを確認した。

7.5 第6章「圧着接合木質ラーメン構造の耐震性評価」のまとめ

圧着接合を用いた木質ラーメン架構について、各部力学モデルを示し、本章では三階建て店舗の検討建物について、静的増分解析、地震応答解析を行い、4種類の木質ラーメン架構に対し定量的な耐震性能の比較を行った。なお、本論の解析において、塑性化する部位（筋かいの端部接合部、柱筋かい接合部、木鋼筋かい芯材）の材料強度には実験値を採用している。これは実験と解析における耐力とエネルギー吸収量が同程度となるようにするためである。得られた知見を以下に示す。

- ・木鋼筋かい付きラーメン架構において、柱と筋かい接合部を降伏させることで柱の曲げ破壊と筋かいの座屈を回避し、層間変形角 $1/52$ までの靱性を確保できる。
- ・木鋼モデルの極めて稀に発生する地震に対する最大層せん断力は、静的増分解析による保有水平耐力を下回り、耐力余裕度は 1.41 となる。最大層間変形角は $1/176$ である。最大応答値から耐震性を評価すると木鋼モデルは他モデルより優位である。
- ・スリップ A モデルの静的増分解析では、保有水平耐力が必要保有水平耐力を上回る。また、地震応答解析における最大層せん断力は保有水平耐力とほぼ同等であり、耐力余裕度は 1.00 となる。最大層間変形角は $1/51$ である。損傷を受けた後の剛性とエネルギー吸収能力が低いことが、応答値が大きくなる原因と考えられる。
- ・スリップ B モデルの静的増分解析では、筋かいの短期許容圧縮耐力への到達により保有水平耐力が決定し、必要保有水平耐力を上回る。地震応答解析における最大層せん断力は保有水平耐力とほぼ同等であり、筋かいの軸力もほぼ短期許容圧縮耐力に達することから、想定を超える地震に対する耐力余裕度は 1.06 となり、木鋼モデルに比べ低い値を示す。
- ・地震応答解析による木鋼筋かいの最大軸歪みは限界軸歪み 3% 以下であり、エネルギー吸収量は実験によるエネルギー吸収量を下回る。

7.6 長期的プレストレス力の変動に関する設計の対応について

本論では、木材の繊維方向にプレストレス力を導入した木鋼筋かいと繊維直角方向に導入した柱梁接合部について1年間の長期的プレストレス力の変動実験を行った。

1年後のプレストレス力の低減は木鋼筋かいで6.1%、LSBありの柱梁接合部では7.9%であった。海外では、類似した圧着接合木質ラーメン構造による建築物がすでに建設されている。海外の参考文献1.1によると、実験における1から4年間におけるプレストレス力の低減値は本論の値と近く、新しい工法であることから長期間における実測値は見当たらなかった。また、同文献において、すでに建設された建物における対応は、後からプレストレス力を導入できるディテールを採用した2つの事例が紹介されており、2つの建物についてはプレストレス力のモニタリングが行われている。

以上より、本論実験で確認した最初の1年間におけるプレストレス力の低減については、初期導入プレストレス力を10%程度割り増すことで対応し、それ以降は、海外での対応を参考に、建設後もプレストレス力のモニタリングを行い、後からプレストレス力を導入できるディテールを採用することが現時点における必要な対応と考える。

7.7 今後の展望

木質材料のように、強度にばらつきが大きい材料の場合、強度が高い値を示した時に、設計で想定した崩壊メカニズムがうまく生じない可能性があるという。

例えば、本論で提案する構造システムでは、想定を超える大地震に対し、柱筋かい接合部において、集成材の支圧強度に依存した降伏により、筋かいや柱の応力を制御しているが、支圧強度が高い値を示した場合に、柱や筋かい材に損傷を生じかねないと言える。

そこで、今後の展望として、ばらつきが生じにくい部分で降伏させ、崩壊メカニズムをより確かに保証できるような設計法を追求していきたい。

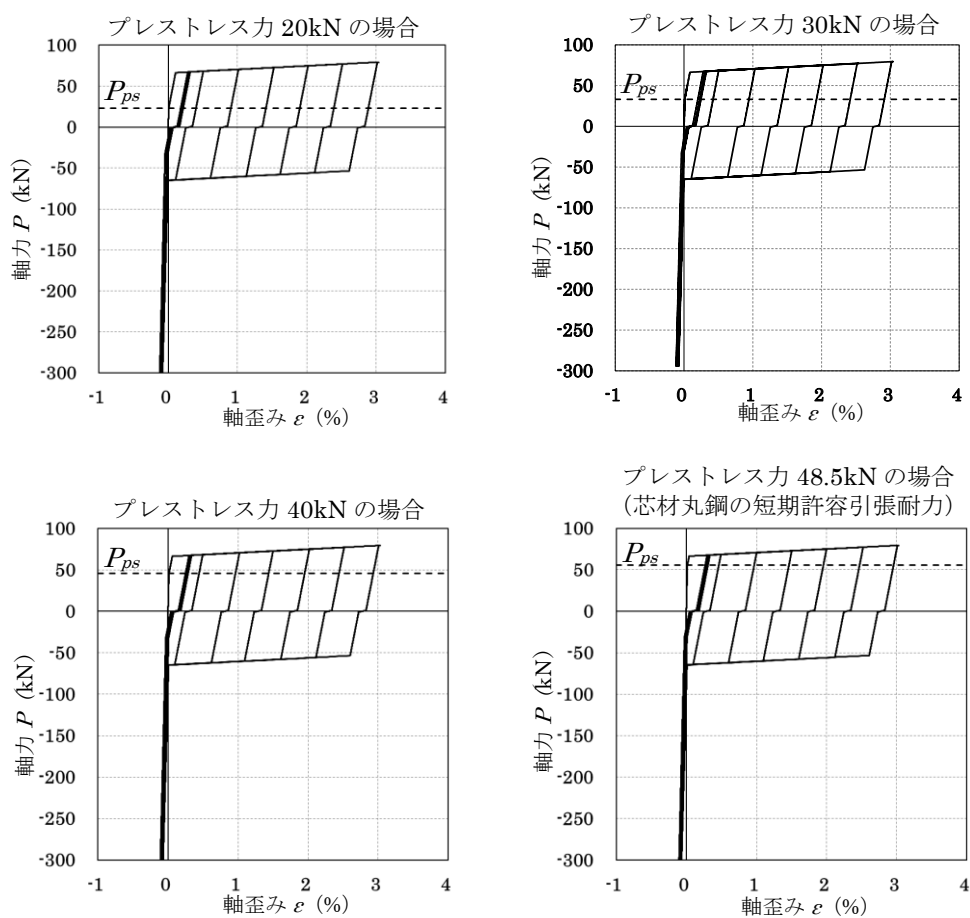
付録 1

木鋼筋かいのプレストレス力の大きさと履歴特性

付録 1.1 検討内容

プレストレス力をパラメーターとして解析により履歴特性の違いを確認する。プレストレス力が 20, 30, 40, 48.5kN における解析による履歴特性を付図 1.1 に示す。

プレストレス力の大きさは弾性域において筋かいの引張剛性に変化を生じる荷重 P_{ps} の値に影響する。芯材丸鋼の降伏後はプレストレス力が抜けてしまうためその後の筋かいの構造性能には影響しない。



付図 1.1 プレストレス力の大きさによる履歴特性

付録2

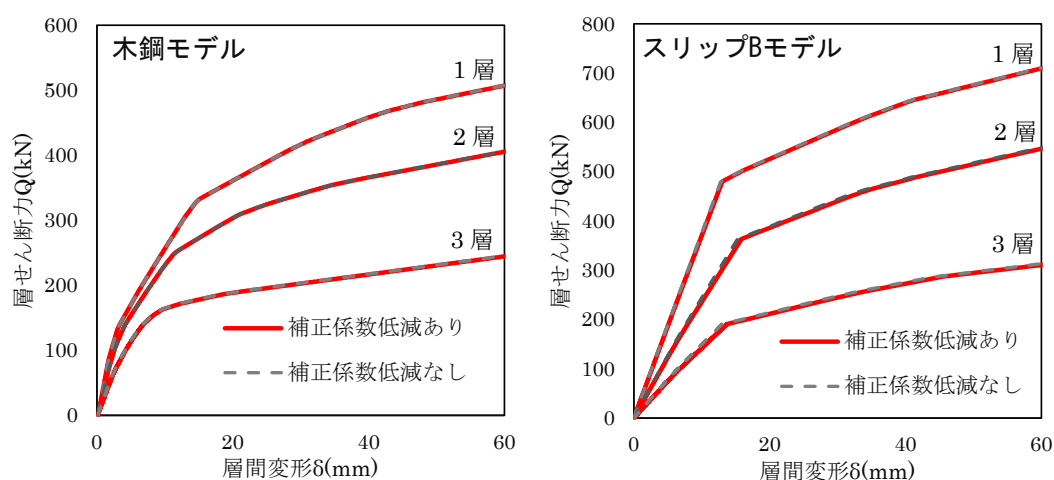
梁および柱と筋かいの添板型接合部における剛性補正係数 α に関する検討

付録2.1 検討内容

木質構造接合部設計マニュアルによると、挿入型と比べ添板型の方が剛性の補正係数は小さい。比率は繊維方向 85%(0.68/0.80)、繊維直角方向 87%(0.67/0.77)となる。

付録2では、この比率を第4章の実験より得た挿入型接合部の補正係数に乘じ、係数を低減したその値を梁および柱と筋かいの添板型接合部の補正係数として、各木質ラーメン架構の力学モデルについて静的増分解析を行い、補正係数低減ありとなしの場合について、各層の荷重変形関係 $Q-\delta$ を比較する。

木鋼モデルとスリップBモデルについての比較を付図2.1に示す。検討の結果、結果はほぼ変わらず、梁および柱と筋かいの添板型接合部における剛性補正係数が本論の結果に与える影響は少ないことを確認した。



付図2.1 荷重－変形関係の比較

付録3

柱筋かい接合部の構面外安定性に関する検討

付録3.1 検討内容

検討建物の木鋼筋かいモデルにおける柱筋かい接合部の構面外安定性に関する検討を行う。検討は、鋼構造座屈設計指針に基づいて検討を行う。柱筋かい接合部の最大軸力 N_{cu} と安定限界軸力 N_{lim} を算出し比較を行い、安定限界耐力 N_{lim} が最大軸力 N_{cu} を上回ることを確認する。

付録3.2 最大軸力 N_{cu} の算出

表 5.4 より、柱筋かい接合部の降伏耐力 $P_{y\theta}$ 、初期剛性 $K_{s\theta}$ は以下ようになる。

$$P_{y0} = 294 \text{ kN}$$

$$P_{y90} = 202 \text{ kN}$$

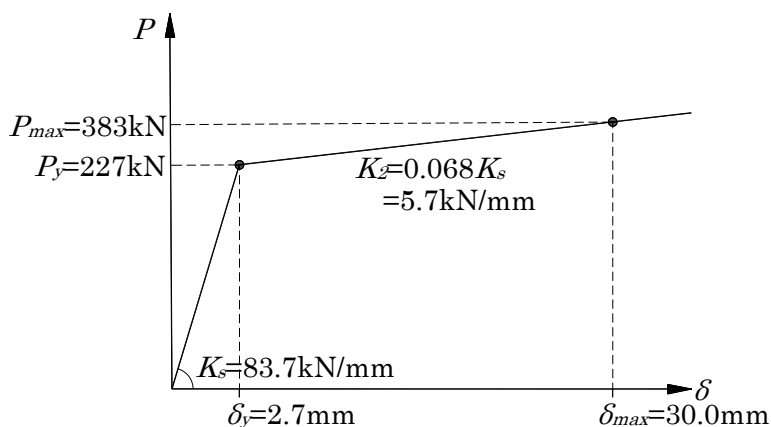
$$P_{y53.5} = \frac{P_{y0} \cdot P_{y90}}{P_{y0} \sin^2 53.5^\circ + P_{y90} \cos^2 53.5^\circ} = 227 \text{ kN}$$

$$K_{s0} = 144 \text{ kN/mm}$$

$$K_{s90} = 68 \text{ kN/mm}$$

$$K_{s53.5} = \frac{K_{s0} \cdot K_{s90}}{K_{s0} \sin^2 53.5^\circ + K_{s90} \cos^2 53.5^\circ} = 83.7 \text{ kN/mm}$$

荷重角度 53.5° （筋かい方向）における柱梁接合部の履歴特性は以下ようになる。



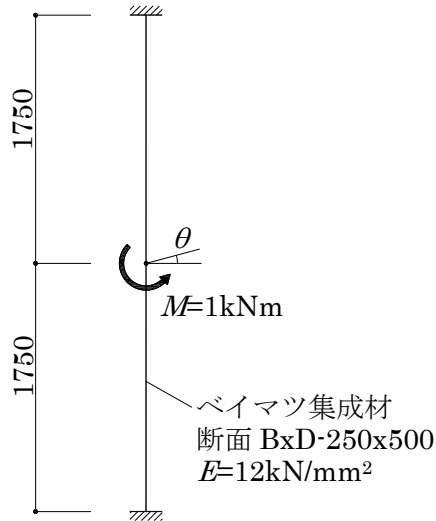
付図 3.1 53.5° 方向 柱筋かい接合部の履歴特性

この履歴特性より、最大軸力 $N_{cu} = P_{max} = 383 \text{ kN}$ となる。

付録 3.3 安定限界耐力 N_{lim} の算出

(1) 柱筋かい接合部の回転剛性 K_{Rg} の算出

柱のねじれ剛性 K_{R1} を算出する。



付図 3.2 に示す解析モデルの応力解析より、

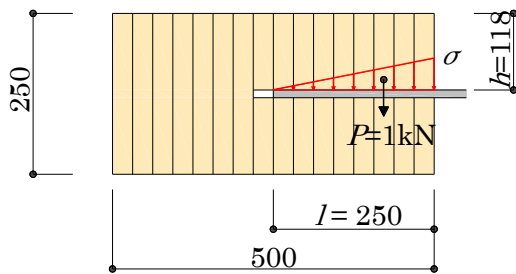
$$\theta = 1.14 \times 10^{-4} \text{ rad}$$

$$M = 1 \text{ kNm}$$

$$K_{R1} = M/\theta = 8772 \text{ kNm/rad}$$

付図 3.2 柱のねじれ剛性算出解析モデル

柱に対するガセットプレートのめり込み剛性 K_{R2} を算出する。



付図 3.3 より、

$$M = 1000 \text{ N} \times 250 \text{ mm} \times 2/3 = 166667 \text{ Nmm}$$

$$1000 \text{ N} = 250 \text{ mm} \times 340 \text{ mm} \times \sigma \times 1/2$$

$$\sigma = 0.0235 \text{ N/mm}^2$$

$$E_{90} = 1/25 E_0 = 480 \text{ N/mm}^2$$

$$\varepsilon = \sigma / E_{90} = 4.902 \times 10^{-5}$$

$$\delta = \varepsilon \cdot h = 5.784 \times 10^{-3} \text{ mm}$$

$$\varphi = \tan \varphi = \delta / l = 2.314 \times 10^{-5} \text{ rad}$$

$$K_{R2} = M/\varphi = 7203 \text{ kNm/rad}$$

付図 3.3 柱に対するガセットプレート
のめり込み

$$K_{Rg} = \left(\frac{1}{\frac{1}{K_{R1}} + \frac{1}{K_{R2}}} \right) = 3955 \text{ kNm/rad} \approx 4000 \text{ kNm/rad}$$

(2) 材全体の弾性座屈荷重 N_{cr}^B の算出

補剛集成材の断面二次モーメント $I_B = BD^3/12 = 54613333 \text{ mm}^4$

材全体の長さ $L_0 = 2978 \text{ mm}$

集成材の弾性係数 $E_w = 12000 \text{ N/mm}^2$

補剛集成材の曲げ剛性と K_{Rg} の剛比 Lk_{Rg} を算出する。

$$Lk_{Rg} = K_{Rg} \cdot L_0 / (E_w \cdot I_B) = 18.18$$

$$N_{cr}^B = \frac{4\pi^2 E_w I_B}{L_0^2} \cdot \frac{Lk_{Rg}^2 + 10Lk_{Rg} + 16}{Lk_{Rg}^2 + 14Lk_{Rg} + 64} = 2372 \text{ kN}$$

(3) 接合部断面材の許容圧縮軸力 N_{cr} の算出

接合部断面材の断面二次モーメント $r_J I_B = 6170208 \text{ mm}^4$ ※BH-200x160x12x9 弱軸

接合部断面材の断面積 $A_r = 5064 \text{ mm}^2$

接合部断面材の長さ $\xi L_0 = 789 \text{ mm}$

鉄骨の弾性係数 $E_s = 205000 \text{ N/mm}^2$

接合部断面材の曲げ剛性と K_{Rg} の剛比 ξk_{Rg} を算出する。

$$\xi k_{Rg} = K_{Rg} \cdot \xi L_0 / (E_s \cdot r_J I_B) = 2.50$$

接合部断面材の断面二次半径 $i_r = \sqrt{\frac{r_J I_B}{A_r}} = 34.9 \text{ mm}$

接合部断面材の細長比 $\lambda_r = \frac{2\xi L_0}{i} \cdot \sqrt{\frac{\xi k_{Rg} + 24/\pi^2}{(1-2\xi)\xi k_{Rg}}} = 92.6$

短期許容応力度 $f_c = \frac{1}{\gamma} \left\{ 1 - 0.4 \left(\frac{\lambda_r}{\lambda} \right)^2 \right\} F = 94.2 \text{ N/mm}^2$

$$N_{cr}^r = 1.5 f_c A_r = 716 \text{ kN}$$

(4) 安定限界耐力 N_{lim} の算出

接合部端部の曲げ耐力 $M_{pr}^r = Z_{cp} \cdot \sigma_{cy} \cdot 1.1 = 0.183 \text{ kNm} \approx 0 \text{ kNm}$

ガセットプレートの曲げ耐力 $M_{pg}^r = Z_{pg} \cdot \sigma_{cy} \cdot 1.1 = 3.164 \text{ kNm}$

拘束材端部の初期不正 $a_r = a + e + s_r = 3.0 \text{ mm}$

※初期たわみ $a = 1.0 \text{ mm}$ 、ボルト孔偏心 $e = 1.0 \text{ mm}$ 、拘束材クリアランス $s_r = 1.0 \text{ mm}$

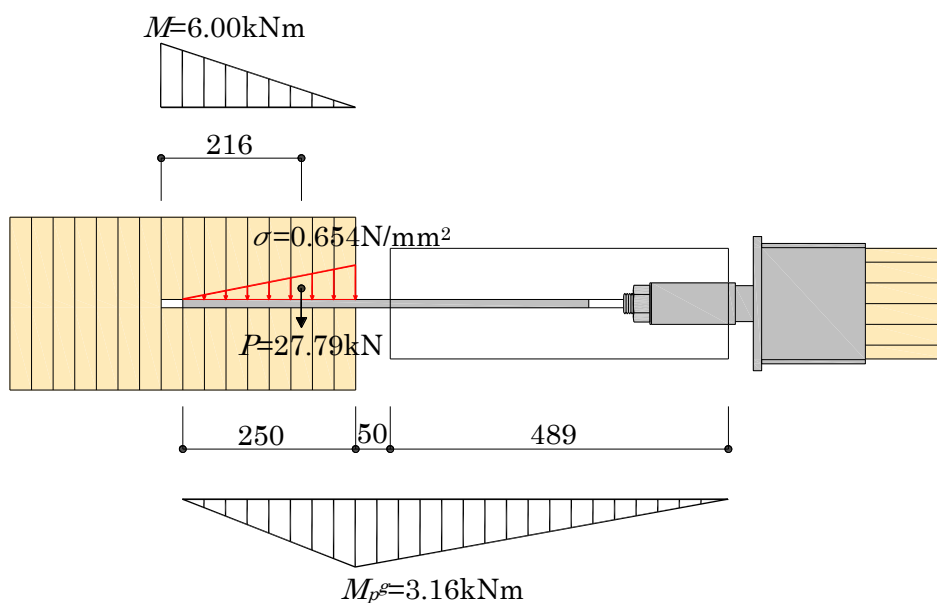
$$N_{lim1} = \frac{(M_p^r - M_0^r)/a_r + N_c^r}{(M_p^r - M_0^r)/(a_r N_{cr}^B) + 1} = 716 \text{ kN}$$

$$N_{lim2} = \frac{\{(1-2\xi)M_p^g + M_p^r - 2M_0^r\}/a_r}{\{(1-2\xi)M_p^g + M_p^r - 2M_0^r\}/(a_r N_{cr}^B) + 1} = 410 \text{ kN}$$

$$N_{lim} = \min(N_{lim1}, N_{lim2}) = 410 \text{ kN} > N_{cu} = 383 \text{ kN}$$

安定限界軸力 N_{lim} は最大軸力 N_{cu} を上回るなので、構造的に安全である。

付録 3.4 柱材のめり込みに関する検討



付図 3.4 柱材に生じる応力

付図 3.4 より、柱材のめり込み応力度 $\sigma = 0.654 \text{ N/mm}^2 < f_{cv} = 4.40 \text{ N/mm}^2$

柱材の曲げモーメント $M = 6.00 \text{ kNm}$

柱材の曲げ応力度 $\sigma_b = M/Z = 7.60 \text{ N/mm}^2 < f_b = 24.80 \text{ N/mm}^2$

柱材のせん断応力度 $\tau = P/A = 0.70 \text{ N/mm}^2 < f_s = 2.00 \text{ N/mm}^2$

f_{cv} : 短期めり込み許容応力度、 f_b : 短期曲げ許容応力度、 f_s : 短期せん断許容応力度

ガセットプレートが降伏する時に生じる応力に対し、柱材は短期許容応力度以内であり構造的に安全である。

本研究に関連して発表した論文

【査読付き論文】

- 1) 谷川充丈、坂田弘安、山崎義弘：引張に弾塑性の履歴特性を有するプレストレスト木鋼筋かいの力学的特性 日本建築学会技術報告集 第 29 巻 第 73 号, pp1290～1295, 2023.10
DOI <https://doi.org/10.3130/aijt.30.124> (第 2 章)
- 2) 谷川充丈、坂田弘安、山崎義弘：圧着接合を適用した木質ラーメン架構における柱梁接合部の力学的特性 日本建築学会技術報告集 第 31 巻 第 75 号, pp662～667, 2024.6
DOI <https://doi.org/10.3130/aijt.30.662> (第 3 章)
- 3) 谷川充丈、坂田弘安、山崎義弘：木質ラーメン架構へひし形に配置した筋かいと柱接合部の力学的特性 日本建築学会技術報告集 第 30 巻 第 74 号, pp124～129, 2024.2
DOI <https://doi.org/10.3130/aijt.29.1290> (第 4 章)
- 4) 谷川充丈、坂田弘安、山崎義弘：圧着接合を適用した木質ラーメン架構の耐震性評価 日本建築学会構造系論文集 第 89 巻, 第 825 号, pp1274～1285, 2024.11
DOI <https://doi.org/10.3130/aijt.89.1274> (第 5 章、第 6 章)

【その他会議論文】

- 5) Mitsutake Tanigawa, Hiroyasu Sakata : A Study on Mechanical Behavior of Prestressed Column-Beam Joints in Wooden Structure, 18th World Conference on Earthquake Engineering, Milan, Italy, July 2024
- 6) 谷川充丈、坂田弘安：プレストレスト木鋼筋かいの力学特性に関する研究 日本建築学会大会学術講演梗概集、構造Ⅲ、pp619～620, 2022.9
- 7) 谷川充丈、坂田弘安、山崎義弘：圧着接合を適用した木質ラーメン架構柱梁接合部の実験 日本建築学会大会学術講演梗概集、構造Ⅲ、pp551～552, 2023.9
- 8) 谷川充丈、坂田弘安、山崎義弘：荷重角度を考慮した柱筋かい接合部の力学的特性 日本建築学会大会学術講演梗概集、構造Ⅲ、pp405～406, 2024.8

あとがき

建築を学び始め 30 年近い時間が経過する。祖父が大工だったこともあり、一度は学びたいと考えていた木造について、独立を機に挑むことができたのはもう 5 年前のことである。木はこれまでに勉強してきたものとは異なり、ばらつき、めり込み、割裂といった強い個性を持つ材料であり、実験を行うと設計の想定とは異なる壊れ方をする時もある。鉄骨の接合具による補強や材料のボリュームにより、安定した構造性能を発揮するようにできるが、この工夫こそが設計者や研究者のセンスの見せ所であり、木造のおもしろさへとつながることを学ぶことができた。このおもしろさを実験や解析を通し入学後の 4 年間で十分に味わうことができ、この充実した時間を提供し要点を絞り丁寧に指導して頂いた坂田弘安教授にこの場にて心より感謝申し上げます。また、ゼミにおけるアドバイスと 4 年間にわたりすべての論文を確認頂いた山崎義弘准教授、2 年生まで実験について指導頂いた東京大学 毎田悠承准教授においても同様に感謝申し上げます。さらに、森林総合研究所 鈴木賢人氏、飛鳥建設 石田雄太郎氏、4 年間の坂田研究室を共にした仲間たち、実験材料や治具を製作頂いた会社には、助言、実験のお手伝いに対し感謝申し上げます。

最後に、身勝手な行動に協力してくれた妻と娘にはごめんなさいとありがたい気持ちを伝え、今後は建築に対する好奇心を少し抑え、家族のために働き、一緒に遊ぶことを約束したい。そして、私に建築を学ばせてくれた両親に感謝する。

2024/09/29 谷川充丈