

引きボルト式木質ラーメン架構の挙動の解明と解析モデルの提案

山 口 和 弘



引きボルト式木質ラーメン架構の挙動の解明と解析モデルの提案

目 次

記号の定義と単位	1
1. 序論	2
1.1. 研究の背景	2
1.2. 研究の目的	2
1.3. 既往の研究・開発	3
1.3.1. 木質ラーメン構造に関する研究・開発	3
1.3.2. 引きボルト式モーメント抵抗接合部に関する研究	3
1.3.3. 木質ラーメン架構の構造性能評価に関する研究	4
1.4. 本論文の構成と概要	6
2. 引きボルト式モーメント抵抗接合部の挙動の解明	16
2.1. はじめに	16
2.2. 接合部のモーメント加力試験の試験体および試験方法	17
2.2.1. 柱脚接合部試験の試験体および試験方法	17
2.2.2. 梁柱接合部試験の試験体および試験方法	17
2.3. 接合部のモーメント加力試験の結果と考察	21
2.3.1. 柱脚接合部試験の $M-\theta$ 関係	21
2.3.2. 梁柱接合部試験の $M-\theta$ 関係	24
2.3.3. せん断破壊についての考察	32
2.3.4. モーメントアームについての考察	34
2.3.5. せん断バネについての考察	35
2.3.6. 梁柱接合部試験の4つの直列バネ	36
2.4. 計算に用いる物性値のための要素試験	45
2.4.1. JISイス型せん断試験	45
2.4.2. ボルト引張試験	47

2.5.	稲山式による計算値と試験値との比較	49
2.6.	引きボルト式接合部の挙動の解明についてのまとめ	54
3.	門型ラーメン架構の挙動の解明	55
3.1.	はじめに	55
3.2.	試験の目的と方法	56
3.2.1.	門型フレーム試験の目的	56
3.2.2.	門型フレーム試験の試験方法	56
3.2.3.	接合部試験の目的	59
3.2.4.	接合部試験の試験方法	59
3.3.	試験結果	61
3.3.1.	門型フレーム試験の試験結果	61
3.3.2.	接合部試験の試験結果	62
3.4.	門型フレームの P - I 関係についての考察（その1）	66
3.5.	接合部の M - θ 関係についての考察	67
3.5.1.	材せい寸法の影響	67
3.5.2.	複合応力の影響	70
3.6.	門型フレームの P - I 関係についての考察（その2）	75
3.6.1.	門型フレームの降伏点と各接合部の降伏点についての考察	75
3.6.2.	門型フレーム試験のパラメータについての考察	76
3.7.	門型フレーム架構の挙動の解明についてのまとめ	80
4.	材せいを考慮した解析モデルの提案	81
4.1.	材せいモデルの提案	81
4.2.	接合部バネのマルチリニア置換	83
4.3.	試験による検証	86
4.3.1.	荷重-層間変形角関係の検証	86
4.3.2.	接合部の回転角，柱の部材角の検証	90
4.4.	材せいを考慮した解析モデルの提案のまとめ	92

5. プレカット加工を用いた引きボルト式接合部の設計と実施例	93
5.1. プレカット加工についての調査	93
5.1.1. プレカット機械の調査	93
5.1.2. プレカット工場の調査	96
5.2. プレカット加工を用いた引きボルト式梁柱接合部の設計	99
5.3. プレカット加工による普及型の木質ラーメン工法住宅の開発・設計・施工	102
5.3.1. 工法開発の経緯	102
5.3.2. 使用材料、接合部の選定	103
5.3.3. 接合部の設計	104
5.3.4. 住宅の実施物件の設計	112
5.3.5. 住宅の施工	115
5.3.6. プレカット加工による普及型の木質ラーメン工法住宅のまとめ	131
6. 結論	132
引用文献	133
参考文献	140
謝 辞	145

記号の定義と単位

L_s	: せん断長さ (mm) 座掘底面から材木口までの長さ
L_b	: 引きボルト長さ (mm) 梁柱接合部では「せん断長さ+柱せい」 柱脚接合部では「せん断長さ+柱脚プレート厚 19mm+鉄骨架台厚 16mm」
A	: 断面積 (mm ²)
A_s	: せん断面積 (mm ²) 引きボルト軸力により木材がせん断力を受けると想定した面積
h	: 材せい (mm)
b	: 材幅 (mm)
P	: 試験時の加力による荷重 (kN)
N	: 軸力 (kN)
M	: モーメント (kN・m)
Q	: せん断力 (kN)
δ	: 変位 (mm)
γ	: フレームの層間変形角 (rad)
θ	: 接合部の回転角 (rad)
K	: 剛性 (kN/mm)
K_θ	: 回転剛性 (kN・m/rad)

添え字

B	: 梁
C	: 柱
y	: 降伏
u	: 終局
c	: 圧縮
t	: 引張
s	: せん断
b	: 曲げ

1. 序論

1.1. 研究の背景

「公共建築物における木材の利用の促進に関する法律」が施行され、中・大規模の公共建築物などの木造化の流れのなかで、木質ラーメン構造に注目が集まっている。また、住宅建築においても、耐震要素として耐力壁よりも設計の自由度が高い、木質ラーメン構造の必要性が高まっている。

しかし現在は、木質ラーメン構造の設計規準がないので、建築確認申請の構造審査においては、木質ラーメン構造による建築物は手間やコストがかかるものとなっている。新しい木質ラーメン構造のシステムを実務の設計において使おうとすると、フレーム解析などの木造の構造設計としては高度な構造計算を行うか、または、相当な費用と時間をかけて特定の仕様における種々の試験を行い、指定性能評価機関の任意評定などを受けたうえで建築確認申請の手続きをする必要がある。そのため現状では、新しい木質ラーメン工法の建築物を設計することが困難な状況となっている。

2007 年 6 月の建築基準法改正により、構造計算において、工学的に厳密な方法が要求されている。木質ラーメン構造に関する研究は、①特定の仕様の接合部に関するもの、②木質ラーメン架構の構造性能評価に関するものに大別できるが、既往の研究の大部分は①に関するものとなっている。建築基準法が要求する設計規準を、合理的な設計が可能な水準で実現するためには、今後、②に関する新しい知見を積み重ねていく必要があると考えられる。

木質ラーメン構造の設計規準は、①仕様規定的な設計規準、②適用範囲は狭いが簡易な設計規準（標準計算法）、③適用範囲が広く合理的であるが、高度な解析を必要とする設計規準（詳細計算法）など、いくつかの基準を作成する必要があると考えられる。

1.2. 研究の目的

本研究では、試験の観察、および試験結果を細部にわたるまで詳細に分析することにより、引きボルト式接合部および門型フレーム架構の挙動を正確に解明して、その結果に基づいて、試験体の挙動を忠実に再現する解析モデルを提案する。そして、その解析モデルを用いて、実験の困難な複雑な架構についてのシミュレーション計算を行う。シミュレーション計算の結果を設計規準を作成するときの基礎資料のひとつとできるようなものとすることを目的とする。

ここでは、まず③詳細計算法を作成して、段階的に②標準計算法、①仕様規定を作成していくことを想定する。つまり、精解を得ることができる数値計算の解析モデルをつくり、その解析モデルを用いてシミュレーション計算を行い、順次、詳細計算法から仕様規定までの設計規準を作

成することを想定している。その順序で設計規準を作成することで、各基準の難易度、適用範囲、安全率などの整合性が担保されることが考えられる。

本研究の目的は、引きボルト式モーメント抵抗接合部を用いた木質ラーメン架構のシミュレーション計算を行うための解析モデルの提案をすることで、木質ラーメン構造の設計規準を作成するための基礎的な資料のひとつとすることである。

本研究では、木質構造が持っている靱性を有効に活用してできる設計規準をつくるために、引きボルト式木質ラーメン架構の挙動を解明して、靱性を適切に評価することが可能な木質ラーメン架構の解析モデルの提案を行う。木質ラーメン構造の設計においては、フレームの各接合部の剛性の比率を適切に推定することが重要となる。降伏により接合部の剛性は大きく変化する。靱性に期待した設計を行うには、剛性配分が適切に行われるようなモデルとする必要があると考えられる。

1.3. 既往の研究・開発

1.3.1. 木質ラーメン構造に関する研究・開発

木質ラーメン構造に関する研究・開発は、1990年代以前にも行われていたが、主に湾曲集成材による3ヒンジラーメンなどの大断面集成材による比較的規模の大きな建築を対象とするものがほとんどだった⁹⁾。使用される集成材は特注品で建物毎に仕様に基づき生産されていた。1986年に行われた建設省(現・国土交通省)の「新・都市型ハウジングシステム提案競技」とそれに続く「新都市型集合住宅システム開発プロジェクト」¹⁻²⁾のなかの木質ラーメン架構の各提案は、単品生産ではなくシステムとして流通させていくという方向で開発されていた。研究面では、1980年代後半から1990年代半ばにかけて坂本ら⁴⁾⁻¹²⁾は、通直集成材を用いたラーメン架構を想定した柱-梁接合部の各種(鋼板添え板、引きボルト、合わせ梁)の実験を行い、特性の比較と回転剛性の計算値の検証を行った。また、稲山¹³⁾により、木材のめりこみが建築構造設計に使える形で荷重-変形関係の算定式としてまとめられた。一方、木材に固定された各種ファスナーの算定式は、小松ら¹⁴⁾¹⁵⁾などによってまとめられた。それらの一連の研究成果は、日本建築学会¹⁶⁾、日本住宅・木材センター¹⁷⁾により設計法として刊行されている。開発面では、1990年代後半以降になると市場流通品である住宅用中断面集成材を用いた木質ラーメン架構のシステムが、大学、メーカー、工務店などの共同研究により数多くでてきている¹⁸⁾。たとえば、小松ら¹⁹⁾が研究・開発したLSB構法などがある。

1.3.2. 引きボルト式モーメント抵抗接合部に関する研究

本研究が対象とする引きボルト式木質ラーメン架構の梁柱接合部に関しても、上記の坂本ら⁴⁾⁻¹²⁾の一連の研究のなかで、五十田ら⁸⁾⁹⁾により引きボルト式梁柱接合部の実験が行われ、1991

年には稲山¹³⁾により引きボルト式梁柱接合部の $M-\theta$ 曲線算定式および終局設計式としてまとめられ、1996年に日本住宅・木材技術センター¹⁴⁾により、回転剛性と許容モーメントを求めて各部の検定を行う形の設計法として刊行されている。2008年には、稲山により各部寸法と材料定数を決めたうえで、接合部の回転剛性 K_θ と降伏モーメント M_y 、終局モーメント M_u と靱性 μ をそれぞれ求めて、短期許容曲げモーメント $sM_a = \min(M_y, 0.2M_u\sqrt{2\mu-1})$ を求める形での設計式が提案され、日本建築学会²²⁾より刊行された。しかし、靱性の評価、破壊モードのクライテリアについては理論的には十分とは言えないと考えられる。

本研究では、破壊モードのクライテリアを確立して、靱性の評価までを精度よく推定可能な設計式をつくることを目的とする。

1.3.3. 木質ラーメン架構の構造性能評価に関する研究

木質ラーメン構造のフレームとしての構造性能評価に関する既往の研究については、

①門型ラーメン架構の設計式の提案²³⁾

一般に変位法に基づいてマトリクス法を用いて数値計算を行って解いているものを、近似的に閉じた形で解いている。

4か所に異なる回転剛性のモーメント抵抗接合部をもつ1層門型ラーメン架構の水平荷重時の荷重－変位関係と接合部応力を、変位法を用いて求める。さらに鉛直荷重、梁上耐力壁、柱脚軸力の影響を近似的に求めて重ね合わせる。1つの接合部が折れ点に達するまでの増分計算を順次行って、架構の荷重－層間変位の包絡線を求める。完全弾塑性モデルに置換して、許容水平耐力を算定している。

②曲げモーメントとせん断力の複合応力に関する研究²⁴⁾

門型フレーム架構に荷重を加えたときに、接合部に入力するモーメントを算定するモーメントアームの長さを考慮して、接合部に剛域を設ける解析モデル（以下、剛域モデル）を提案している。

接合部に曲げモーメントとせん断力の複合応力を受ける門型フレーム架構の試験結果を用いて、剛域モデルの妥当性を検証している。

③鉛直荷重の影響に関する研究²⁵⁾

鉛直荷重が門型フレーム架構の梁柱接合部の降伏やP-Δ効果に与える影響、短スパンの場合に梁端部に作用するせん断力の影響について検討を行っている。

④長期荷重の影響に関する研究²⁶⁾

クリープ変形の推定を行うために、門型ラーメン架構の後長期荷重による中央部の

たわみを，最少コンプリメンタリーエネルギーの原理，および仮想仕事の原理を用いて誘導している。

⑤門型ラーメン架構の水平せん断変形の理論的解析²⁷⁾

水平荷重時の門型ラーメン架構の変位と比例限度耐力を，最少コンプリメンタリーエネルギーの原理，および仮想仕事の原理を用いて，閉じた形で誘導している。

力学モデルの力のつり合いより接合部の回転剛性を求め，最少コンプリメンタリーエネルギーの原理を用いて，接合部のモーメントを求めている。仮想仕事の原理を半剛節架構にも近似的に拡張できると仮定して，水平荷重時の門型ラーメン架構の変位を求めている。比例限度耐力は，試験体の仕様に基づいて理論式を誘導している。

⑥木質ラーメン架構と耐力壁の併用に関する研究²⁸⁾

LSB 工法のラーメン架構と MDF 真壁耐力壁の併用構造の架構における，中地震動，大地震動の影響について考察を行っている。木質ラーメン構造は一般にエネルギー吸収性能が小さいので，設計においては，限界変形角を適切に設定することが重要であるとしている。

などがある。しかし、本研究で行ったような，

実務上の設計で考えられる様々な設計条件をパラメータとして，同一の接合部により実験を行い，比較検証を行った研究はない。

1.4. 本論文の構成と概要

本論文は 6 章から構成されている。

1 章「序論」では、研究の背景・目的、既往の研究、本論文の構成と概要について述べた。

2 章「引きボルト式モーメント抵抗接合部の挙動の解明」では、引きボルト式接合部（図 1-1）を用いた梁柱接合部試験（図 1-3）12 シリーズ（パラメータ：梁せい、せん断長さ、座金の大きさ、樹種、強度等級）、柱脚接合部試験（図 1-4）13 シリーズ（パラメータ：柱せい、柱幅、せん断長さ）の試験を行い、その試験結果に基づいて、引きボルト式接合部の挙動の解明を行った。

靱性のある引きボルト式接合部を設計するためには、脆性的な木部のせん断破壊を防ぎ、靱性のある引きボルトの破断に破壊モードを誘導する必要がある。せん断長さをパラメータとした柱脚接合部試験の結果を用いて、せん断破壊についての検討を行った。せん断破壊には大きく分けて 2 つの種類があった（図 1-5）。ひとつは、柱木口までブロック状に、せん断破壊するもの。もうひとつは、ボルトの曲げ変形のハネ戻しによりボルト穴が横方向にせん断破壊するものがあった。せん断長さの短い試験体ほど、せん断破壊（ブロック）が多かった。せん断長さが長くなるにしたがって、ボルト破断となるものが増えた。せん断長さが 300mm の試験体（B390-s300）がもっともボルト破断した試験体が多かった。さらにせん断長さが長くなると、せん断破壊（ボルト曲げ）となる試験体が増え始めた（表 1-1）。本研究の柱脚接合部の仕様においては、せん断長さを 300mm とした場合が、せん断破壊した試験体の数が最少となり、もっとも靱性のある接合部設計であると考えられる。

梁柱接合部試験は、引張側が①柱座金の繊維直交方向の等変位めりこみ、②引きボルトの伸び、③梁座金の繊維方向の等変位めり込みの 3 つの直列バネ、圧縮側が梁木口の三角形めり込みによるバネとなっている（図 1-2）。力のつり合いから引張側と圧縮側のバネにかかる力の大きさは等しく、また、試験結果より応力中心距離は大きくは変動しないので、応力中心距離を一定と仮定すると、4 つのバネは接合部の回転角に関して直列バネとなる。梁柱接合部試験 12 シリーズについて、4 つの直列バネの降伏順序、変位の比率、応力中心間距離、荷重-変形関係の比較を行った。この比較により、引きボルト式梁柱接合部の挙動と応力状態の解明を行った。

梁せい寸法をパラメータとした試験体では、バネの $P-\delta$ 関係の比較（図 1-6 (c)~(f)）、比率の推移（図 1-6 (h)~(k)）は大きな違いはなかった。接合部の $M-\theta$ 関係（図 1-6 (a)）の違いは、応力中心距離（図 1-6 (g)）の違いによると考えられる。

圧縮側にめり込みに対する補強をパラメータとした試験体では、図 1-7 の(h)~(k)の 4 つのバネの比率を見ると、柱座金と梁座金はほとんど変わらず、ボルトと圧縮側が大きく異なっている。補強なし(B450-E120)、ビスによるめり込み補強をした試験体(B450-E120-S)、プレートによるめり込み補強をした試験体(B450-E120-P)といくにしたがって、圧縮側の比率が小さくなり、ボ

ルトの比率が大きくなっている。中立軸位置は圧縮縁に近くなり（図 1-7 (b)），応力中心距離は大きくなっている（図 1-7 (g)）。圧縮側補強の効果を確認することができた。

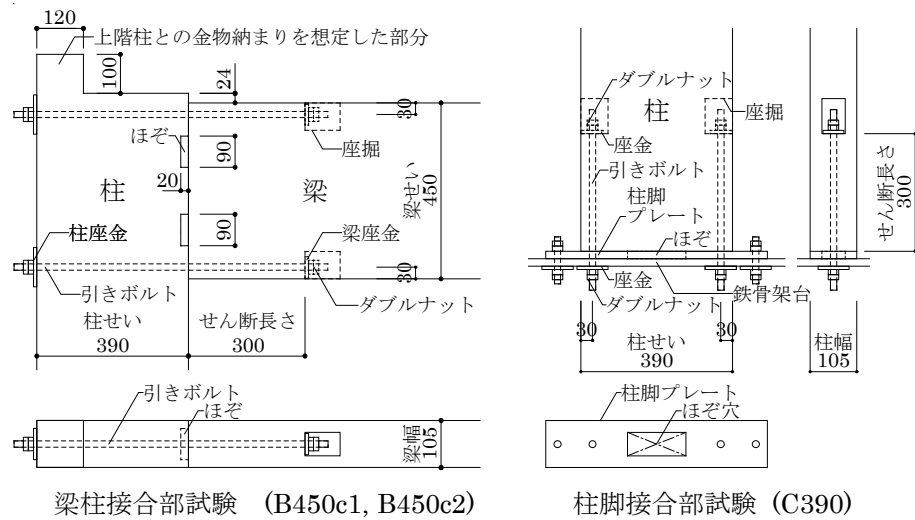


図 1-1 引きボルト式接合部

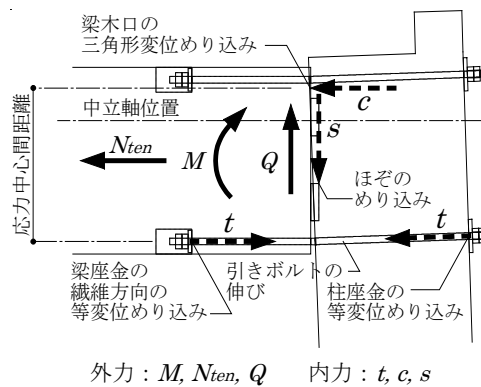


図 1-2 引きボルト式接合部の力学モデル

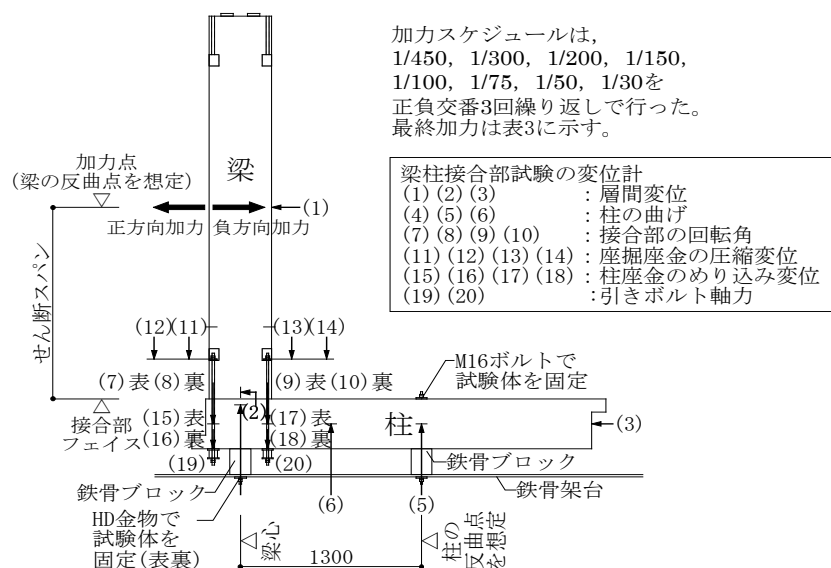


図 1-3 梁柱接合部試験の試験方法

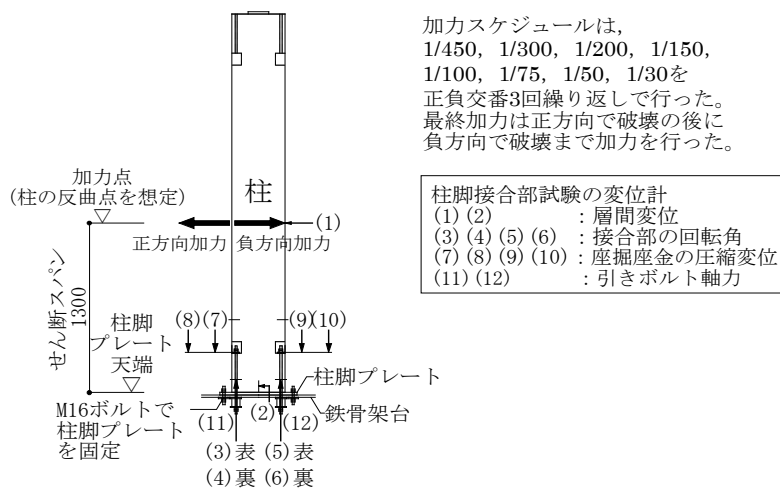


図 1-4 柱脚接合部試験の試験方法



せん断破壊（ブロック） せん断破壊（ボルト曲げ）

図 1-5 引きボルト式接合部のせん断破壊

表 1-1 柱脚接合部試験（せん断長さパラメータ）の破壊モード一覧

試験体名	B390-s120	B390-s180	B390-s240	B390-s300	B390-s360	B390-s420
ボルト破断	0	2	3	5	4	4
せん断破壊（ブロック）	6	4	3	1	1	0
せん断破壊（ボルト曲げ）	0	0	0	0	1	2

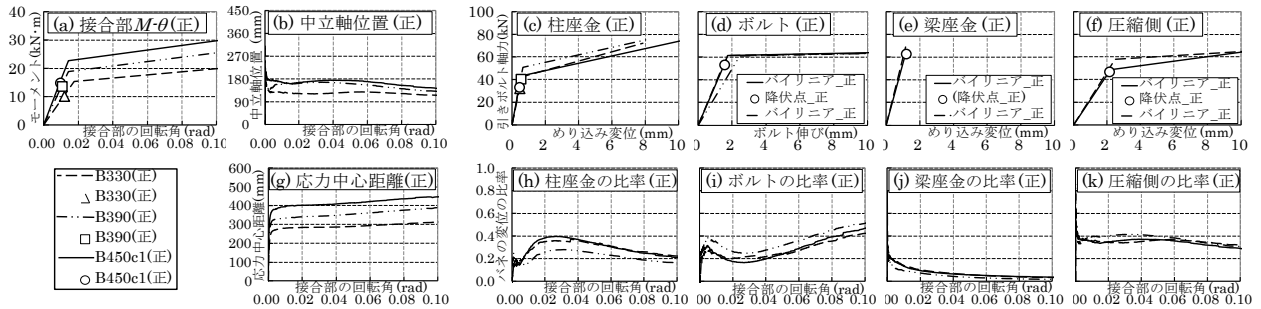


図 1-6 梁柱接合部試験（梁せいパラメータ）——中立軸位置，応力中心距離，バネの比較

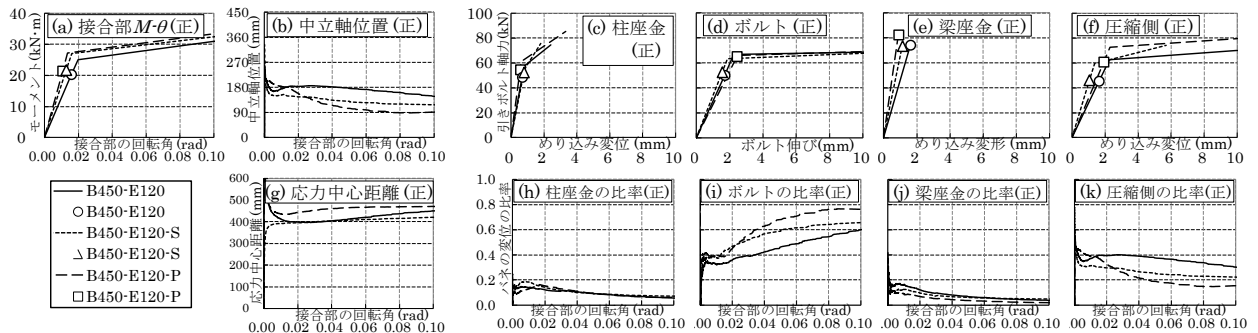


図 1-7 梁柱（圧縮側補強パラメータ）——中立軸位置，応力中心距離，バネの比較

3 章「門型フレーム架構の挙動の解明」では、6 シリーズの門型フレーム試験（図 1-8）を行い、スパンをパラメータとした比較（2P, 4P, 6P）、鉛直荷重の有無の比較（6P, 6P-DL）、層高をパラメータとした比較（4P, 4P-2H）、梁上耐力壁の有無の比較（4P, 4P-SW）の 4 つのパラメータの比較を行い、門型フレーム架構の挙動の解明を行った。

門型フレーム試験においてシリーズ毎に異なる性質として、各接合部の複合応力の影響がある。ここでは、門型フレーム試験の各接合部の $M-\theta$ 関係に対して軸力 N がどのような影響を与えるか、門型フレーム試験の各接合部の $M-\theta$ 関係に対してせん断力 Q がどのような影響を与えるか、の 2 点について、2P, 4P, 6P, 4P-2H, の 4 シリーズで考察を行った。

門型フレーム試験の各接合部の $M-\theta$ 関係に対する N の影響の全シリーズに共通した傾向は、

以下のように推察される。梁柱接合部の引張側は3つの直列バネ、圧縮側は梁木口による柱へのめり込みバネである。梁の軸力は引張バネと圧縮バネに剛性配分される。弾性域では、圧縮側と引張側の剛性はあまり変わらないので、梁の圧縮軸力、引張軸力とも、初期剛性にはそれほど影響はないと推察される。塑性域では、接合部の変形の大部分は引きボルトの伸びである。接合部の圧縮側のめり込み変形は変形量が小さいので、梁の圧縮軸力の大部分は、接合部の回転中心に近い接合部の圧縮側に流れると考えられる。そのため、フレームの圧縮側では、梁の圧縮軸力の影響はほとんどなく、剛性・耐力は接合部試験と同程度になると推察される。一方、梁の引張軸力は、引きボルトの伸びと同方向の力であるため、フレーム試験の接合部の見かけの耐力は下がると推察される。

以上の推察について、試験結果を用いて検討を行う。梁柱接合部（左・圧縮側）（図 1-9）は、全体の傾向としては上記推察通り、剛性・耐力ともにフレーム試験の接合部は接合部試験の接合部とほぼ同程度であった。しかし、2P、6P はフレーム試験の接合部の方が剛性は少し低く、4P は耐力が高かった。梁柱接合部（右・引張側）（図 1-10）も、全体の傾向としては上記推察通り、剛性はほぼ同じで、耐力はフレーム試験の接合部が低かった。ただし、剛性はフレーム試験の接合部の方が少し低めの値であった。

梁柱接合部も柱脚接合部と同様に、引張軸力による $M-\theta$ 関係の低減が生じるので、梁柱接合部の設計にあたっては、その点を考慮する（軸力の影響を計算のなかに入れる。または、影響が無視できることを確認する）必要があると考えられる。

門型フレーム試験において全シリーズに共通する性質として、梁材と柱材の幾何学的関係による接合部の回転角の影響が考えられる。木質ラーメン構造は、一般に部材の剛性・強度に比べて、接合部の剛性・強度が低い。よって変形の大部分は接合部の変形となる。部材を剛体、部材の回転中心を接合部の圧縮端と仮定して、門型フレームの変形状態を模式的に描くと、図 1-11、図 1-12 に示す通り、フレームの圧縮側（左側）の接合部の方が回転角が大きくなる。たとえば、4P の試験体寸法の場合、左柱の回転半径=2407mm（左柱の左下端から梁左下端の距離）、右柱の回転半径=2825mm（右柱の左下端から梁右上端の距離）となり、各節点の水平移動距離はほぼ等しいので、接合部の回転角の比は回転半径の比の逆比で近似することができ、左側接合部の回転角/右側接合部の回転角 $\div 2825/2407 \div 1.17$ と、梁柱接合部、柱脚接合部ともに左側の回転角の方が大きくなる。圧縮側の方が接合部の回転角が大きいということは、負担するモーメントも大きくなるということである。本研究の試験体の門型フレームの場合は左側が圧縮側となるので、梁柱接合部、柱脚接合部ともに左側の接合部のモーメント負担が右側よりも大きくなると推察される。一般的な解析モデルによるフレームの数値計算だと圧縮側と引張側の負担モーメントの偏りは考慮されない。部材長さに対する部材せいの割合が大きい場合は、解析モデルの作成にあた

って、部材せいを考慮できるモデルとすると考えられる。

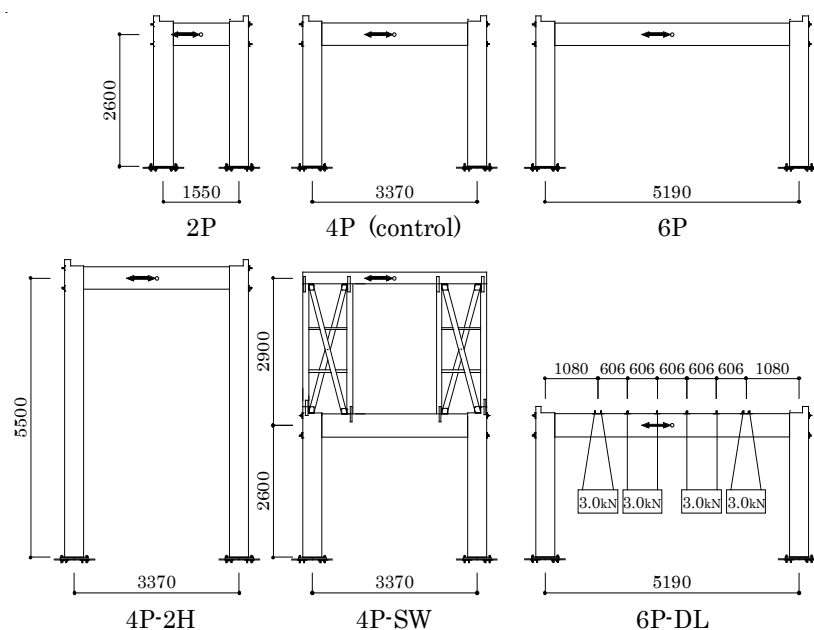


図 1-8 門型フレーム試験の試験体 (6 シリーズ)

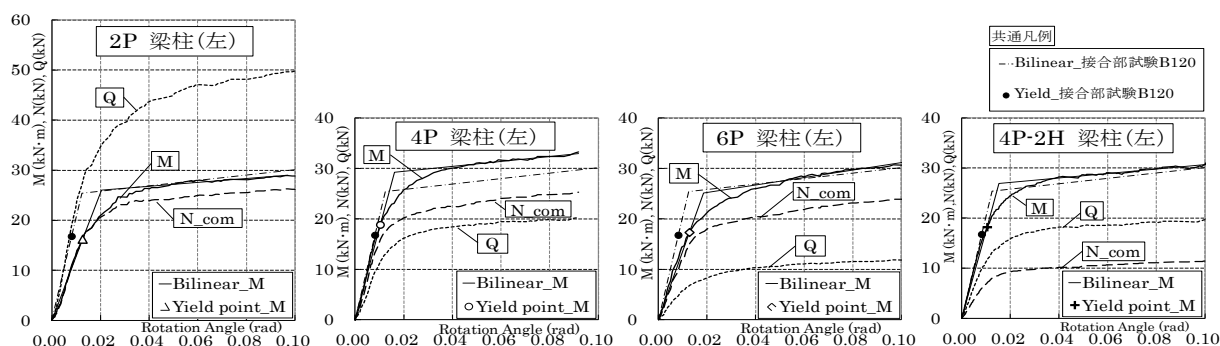


図 1-9 梁柱接合部(左・圧縮側) ——フレーム試験の接合部の $M \cdot N \cdot Q$, およびフレーム試験と接合部試験の接合部の $M-\theta$ 関係の比較

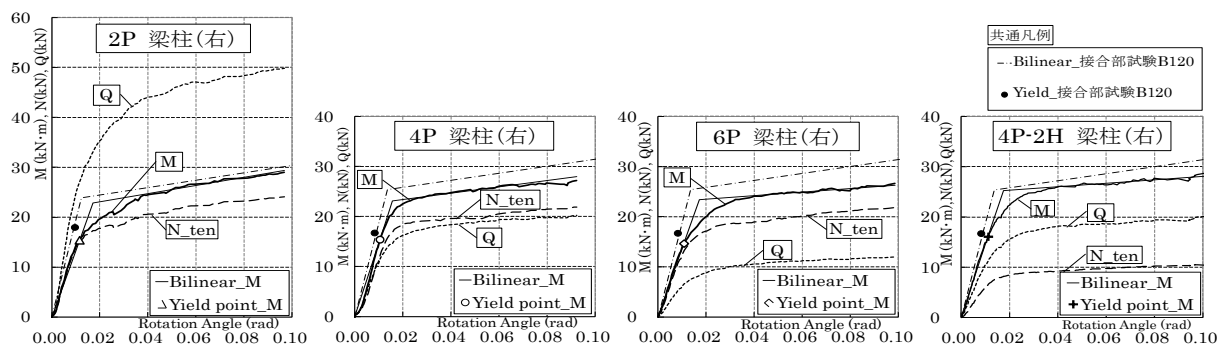


図 1-10 梁柱接合部(右・引張側) ——フレーム試験の接合部の $M \cdot N \cdot Q$, およびフレーム試験と接合部試験の接合部の $M-\theta$ 関係の比較

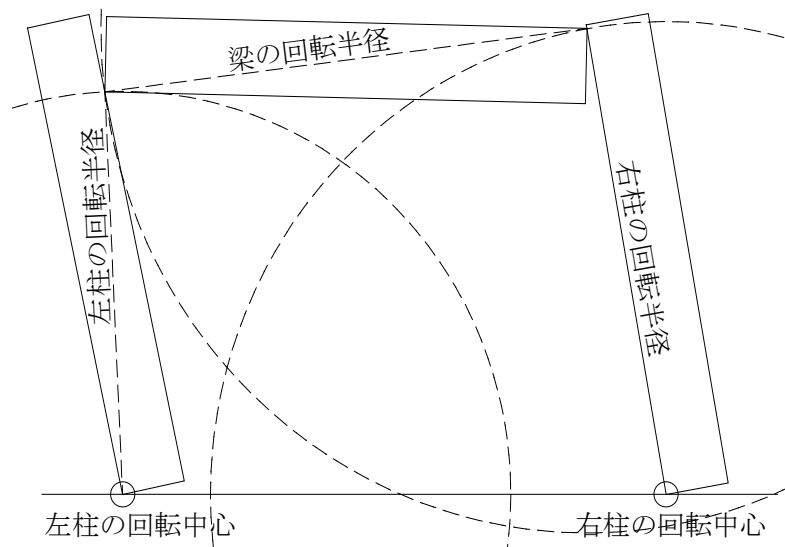


図 1-11 材せい寸法の影響（模式図）



図 1-12 材せい寸法の影響（門型フレーム試験 4P）

4 章「材せいを考慮した解析モデルの提案」では、靱性を適切に評価できる解析モデルの提案を行った。

靱性を適切に評価できる解析モデルとするためには、門型フレームの荷重-変形関係を塑性域まで適切に推定を行う必要がある。そのために部材せいの影響を考慮できる解析モデルとする。本

研究では材せいモデル（図 1-13 左）を提案する。部材は線材置換をして、接合部は応力中心距離の剛域を設けて、軸バネを 2 つとせん断バネの 3 つのバネから構成した（図 1-14）。このモデルにより、材せい寸法の影響（図 1-11）を考慮した、荷重-変形関係の推定が可能になる。また、中立軸位置の移動に対応したモデルとなる。

剛域モデル（図 1-13 中）、構造芯モデル（図 1-13 右）と比較を行いながら、試験値を用いて計算値検証を行う。材せいモデルでは、計算値と実験値は良く合った（図 1-15）。ただし、短いスパンの 2P の場合は、柱梁接合部のせん断バネ n バネ定数を補正する必要があった。剛域モデルの計算値は、全体的に過大評価となった。特にスパンの短い 2P はかなり大きな値となった（図 1-16）。構造芯モデルは、梁の変形の違いだけなので、スパンの違いをほとんど表現できなかった（図 1-17）。

木質ラーメン構造では、特に塑性域において、部材の変形に比べて接合部の変形の割合が大きいので、材せいモデルが有効であると考えられる。

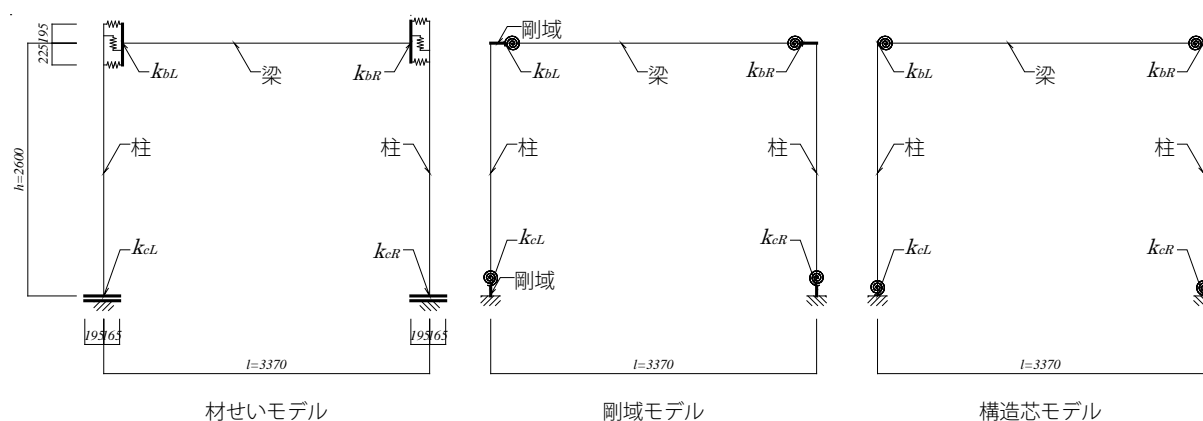


図 1-13 門型フレームの解析モデル

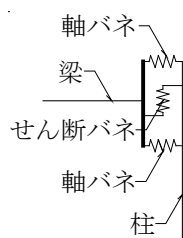


図 1-14 接合部のモデル化

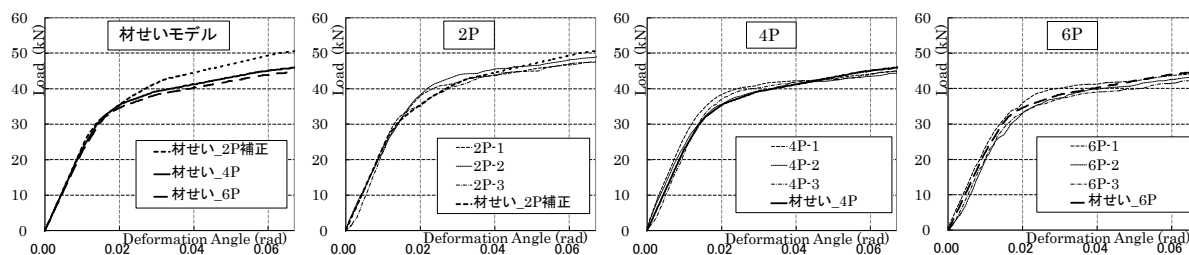


図 1-15 材せいモデルの計算値と試験結果の比較

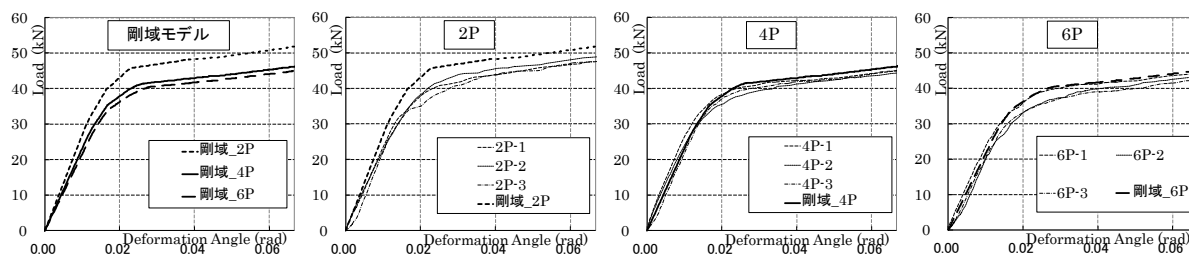


図 1-16 剛域モデルの計算値と試験結果の比較

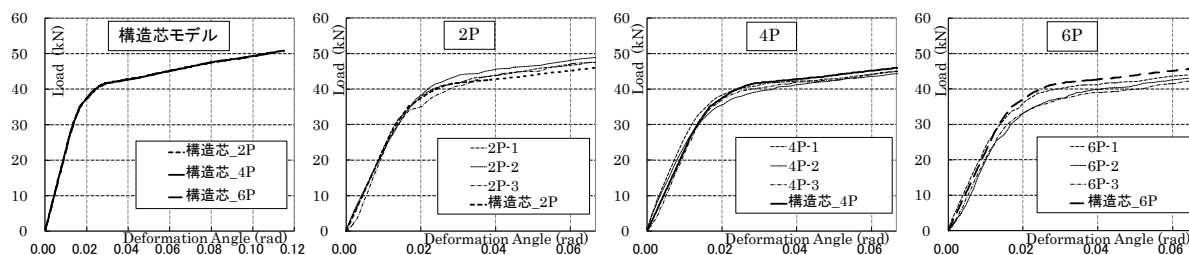


図 1-17 構造芯モデルの計算値と試験結果の比較

5 章「プレカット加工を用いた引きボルト式接合部の設計と実施例」では、安価で施工性の良い木質ラーメン工法を開発するために、東京大学木質材料学研究室、金物メーカー、プレカット工場、プレカット機械メーカー、集成材メーカー、住宅メーカー、木質構造設計コンサルタントなどが集まり、2007 年よりプレカットラーメン協議会を組織して行っている、木質ラーメン工法の開発・研究について述べた。

安価で施工性の良い木質ラーメン工法を実現するために、

- ①材料コストの低減：一般的な流通材の活用
- ②加工コストの低減：汎用プレカット機械で加工可能な仕口形状（図 1-18）
- ③施工性の向上：施工が容易な接合部の設計

以上の 3 つの条件を満たすものとした。

本工法を用いて、2010年に住宅の実施物件（図 1-19）の設計・施工を行った。住宅の架構は、2層半の門型ラーメンの片側にラーメン梁を片持ち取り付けピン柱で支えた構面を、1820mm ピッチで6構面並べたフレームとした。

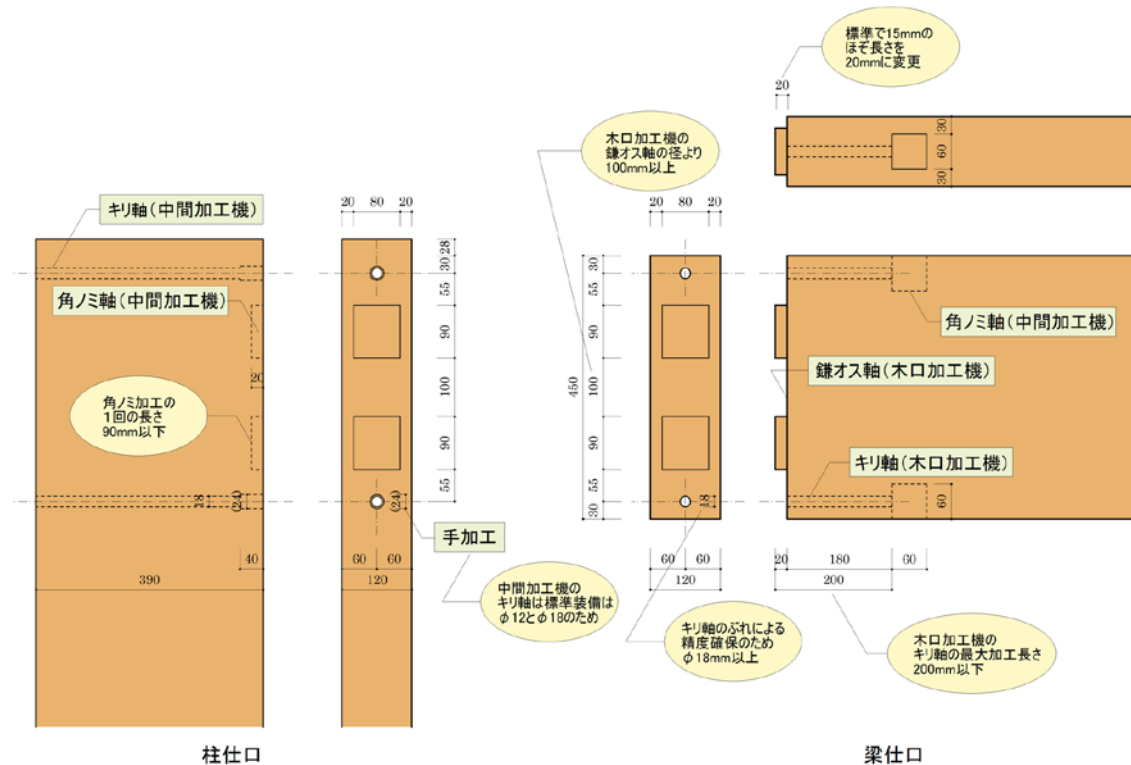


図 1-18 汎用プレカット機械で加工可能な梁柱接合部の設計



住宅内観



模型写真

図 1-19 プレカット加工による普及型の木質ラーメン工法住宅

6章では、まとめを述べている。2章の引きボルト式接合部、3章の門型フレーム架構についての、試験とその観察に基づいた挙動の解明により、4章において引きボルト式木質ラーメン架構の荷重－変形角関係の精解を得るための解析モデルの提案を行った。

2. 引きボルト式モーメント抵抗接合部の挙動の解明

2.1. はじめに

本章では、その門型フレームに用いたものと同仕様の引きボルト式モーメント抵抗接合部（図 2-1、表 2-1）の接合部試験について、いくつかのパラメータを設定して試験を行った。柱脚接合部試験は、①柱せい、②柱幅、③せん断長さの 3 つのパラメータで試験を行った。梁柱接合部試験は、④梁せい、⑤材幅、せん断スパン、ボルト径、⑥圧縮側補強、⑦樹種・強度などのパラメータで試験を行った。

柱脚接合部、梁柱接合部ともにモーメント・回転角関係（以下、 $M-\theta$ 関係）の結果に基づいて、パラメータの影響を考察する。

引きボルト式接合部を靱性のある接合部とするためには、破壊モードを木部のせん断破壊ではなく、引きボルト破断とする必要がある。せん断長さをパラメータとした柱脚接合部試験の結果に基づいて、せん断破壊についての考察を行う。

景山ら²⁾が提案するモーメント抵抗接合部のモーメントアームの算定方法について、本報の試験結果を用いて引きボルト式接合部の場合で検証を行う。

引きボルト式接合部は、外力に対する抵抗要素の各バネの応力と変位を試験で直接測定できる。この特徴を生かして、梁柱接合部の各バネの荷重・変位関係（以下、 $P-\delta$ 関係）の算定をして、パラメータによる影響についての考察を行う。

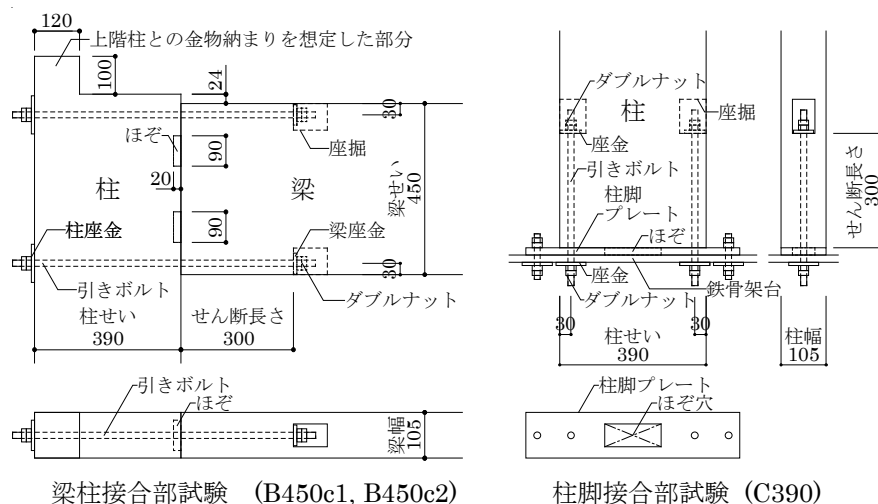


図 2-1 接合部の詳細（コントロール試験体）

表 2-1 コントロール試験体(B450c1, B450c2, C390)の仕様

部 位	仕 様
梁	対象異等級構成集成材 樹種：オウシュウアカマツ，等級：E105-F300 梁幅：105mm，梁せい：450mm
柱	対象異等級構成集成材 樹種：オウシュウアカマツ，等級：E105-F300 柱幅：105mm，柱せい：390mm
座金	梁柱接合部試験 柱座金：80mm×80mm×9mm 梁座金：54mm×54mm×12mm 柱脚接合部試験 座金：54mm×54mm×12mm
せん断長さ (※2)	300mm
せん断スパン (※3)	梁柱接合部試験：1490mm 柱脚接合部試験：1300mm
※1：ボルト長さは、梁柱では「せん断長さ+柱せい」， 柱脚では「せん断長さ+柱脚プレート厚 19mm+鉄骨架台厚 16mm」	
※2：材の木口から座掘底面までの長さ（図 1）	
※3：接合部フェイスから加力点までの距離（図 2，図 3）	

2.2. 接合部のモーメント加力試験の試験体および試験方法

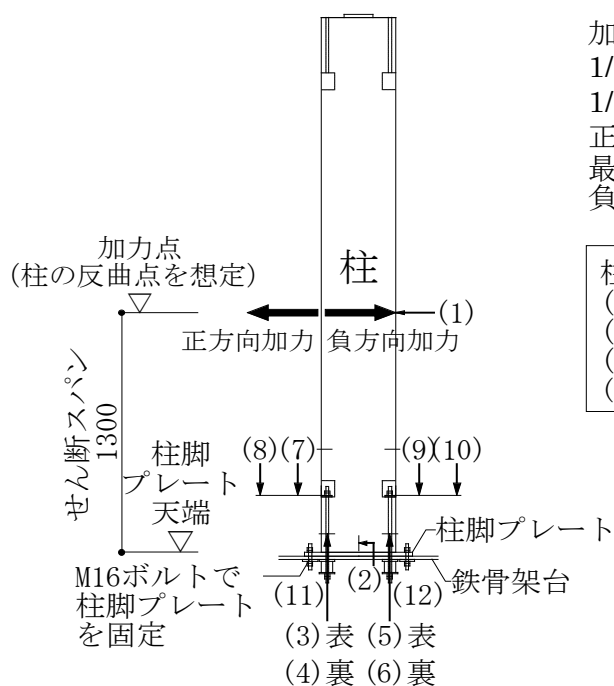
2.2.1. 柱脚接合部試験の試験体および試験方法

柱脚接合部試験の試験方法を図 2-2，試験体仕様を表 2-2 に示す。試験体名には主要なパラメータを表示した。柱木口のせん断破壊が発生する荷重（センターホール型ロードセルによる引きボルトの軸力）を測定するために，C390，C390-120 以外の試験体では，左側の引きボルトを M16(S45C)として，破壊モードを確実に柱木口のせん断破壊に誘導した。

2.2.2. 梁柱接合部試験の試験体および試験方法

梁柱接合部試験の試験方法を図 2-3，試験体仕様を表 2-3 に示す。試験体名には主要なパラメータを表示した。ラーメン工法の開発の一環で試験を行っているものも含まれているため，パラメータの切り分けは統一していないが，考察において，おおむね比較が可能なものとなっている。B450-E120-S は，梁の縁端に沿って柱側に，めり込み防止ビス（皿ビス 90mm）5 本を設置した。B450-E120-P は，B450-E120-S のビスの上に 3.2mm 厚の鋼板プレートを設置した。

変位計は，接合部の $M-\theta$ 関係，力学モデル（図 2-16）の引張バネ，圧縮バネの構成要素の $P-\delta$ 関係が測定できるように設置した。

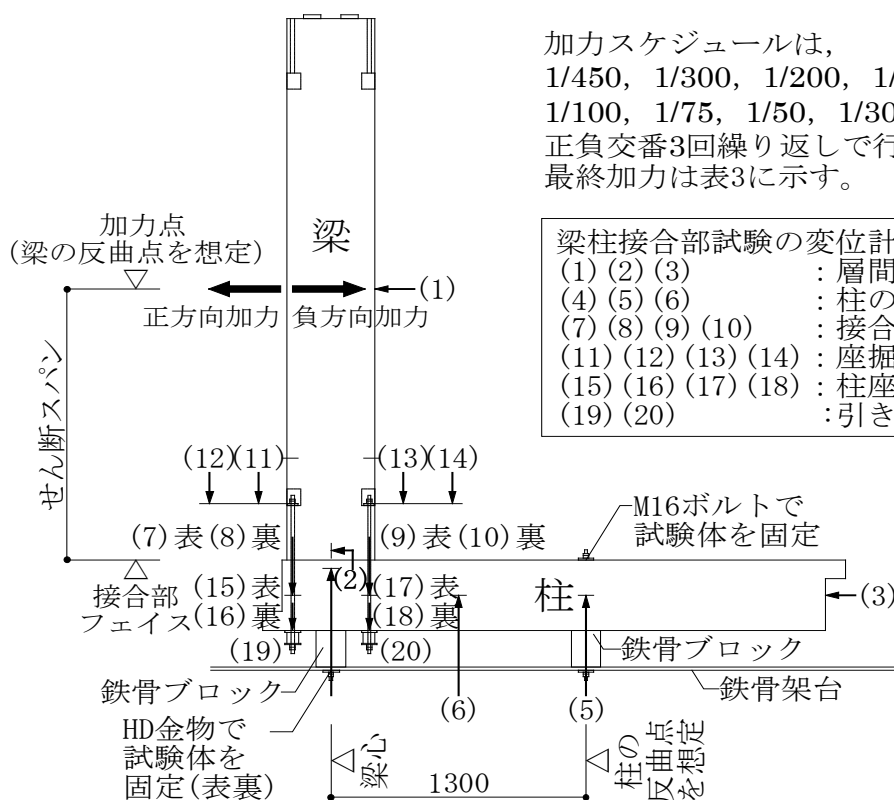


加力スケジュールは、
1/450, 1/300, 1/200, 1/150,
1/100, 1/75, 1/50, 1/30を
正負交番3回繰り返して行った。
最終加力は正方向で破壊の後に
負方向で破壊まで加力を行った。

柱脚接合部試験の変位計

- (1) (2) : 層間変位
(3) (4) (5) (6) : 接合部の回転角
(7) (8) (9) (10) : 座掘座金の圧縮変位
(11) (12) : 引きボルト軸力

図 2-2 柱脚接合部試験の試験方法



加力スケジュールは、
1/450, 1/300, 1/200, 1/150,
1/100, 1/75, 1/50, 1/30を
正負交番3回繰り返して行った。
最終加力は表3に示す。

梁柱接合部試験の変位計

- (1) (2) (3) : 層間変位
(4) (5) (6) : 柱の曲げ
(7) (8) (9) (10) : 接合部の回転角
(11) (12) (13) (14) : 座掘座金の圧縮変位
(15) (16) (17) (18) : 柱座金のめり込み変位
(19) (20) : 引きボルト軸力

図 2-3 梁柱接合部試験の試験方法

表 2-2 柱脚接合部試験の試験体仕様一覧

パラ メータ	試験体名	試験 体数	コントロール試験 体と 異なる仕様	引きボルトの材質 (左) (右)	
① 柱せい	C240	3	柱せい：240mm	S45C	SNR400
	C300	3	柱せい：300mm	S45C	SNR400
	C360	3	柱せい：360mm	S45C	SNR400
	C390 (control)	6	—	SNR400	SNR400
	C450	3	柱せい：450mm	S45C	SNR400
	C450	3	柱せい：450mm	S45C	SNR400
② 柱幅	C390×120	6	柱幅：120mm	SNR400	SNR400
③ せん断 長さ	C390-s120	6	せん断長さ： 120mm ボルト長さ： 155mm	S45C	SNR400
	C390-s180	6	せん断長さ： 180mm ボルト長さ： 215mm	S45C	SNR400
	C390-s240	6	せん断長さ： 240mm ボルト長さ： 275mm	S45C	SNR400
	C390-s300	6	—	S45C	SNR400
	C390-s360	6	せん断長さ： 360mm ボルト長さ： 395mm	S45C	SNR400
	C390-s420	6	せん断長さ： 420mm ボルト長さ： 455mm	S45C	SNR400
	C390-s420	6	せん断長さ： 420mm ボルト長さ： 455mm	S45C	SNR400

表 2-3 梁柱接合部試験の試験体仕様一覧

パラ メー タ	試験体名	試験 体数	コントロール試験体と 異なる仕様	最終変形角 (正) (負)	
④ 梁 せ い	B330	3	梁せい：330mm	破壊	1/30
	B390	3	梁せい：390mm	破壊	1/30
	B450c1 (control)	3	—	破壊	1/30
⑤ 圧 縮 側 補 強	B450-E120	6	等級：E120-F330 せん断長さ：180mm ボルト長さ：560mm 柱座金：100mm×100mm×12mm	破壊	1/30
	B450-E120 -S	3	等級：E120-F330 せん断長さ：180mm ボルト長さ：560mm 柱座金：100mm×100mm×12mm 圧縮側補強：ビス(Screw)	破壊	1/30
	B450-E120 -P	6	等級：E120-F330 せん断長さ：240mm ボルト長さ：630mm 柱座金：100mm×100mm×12mm 圧縮側補強：プレート(Plate)	破壊	1/30
⑥ 材 幅 ・ せん 断 ス パ ン ・ ボ ル ト 径	B450c2 (control)	3	—	1/8	1/8
	B450×120	6	梁幅：120mm, 柱幅：120mm	1/8	1/8
	B450s	3	せん断スパン：745mm	1/8	1/8
	B450×120 -M20	3	梁幅：120mm, 柱幅：120mm ボルト径：M20 柱座金：100mm×120mm×16mm 梁座金：72mm×72mm×16mm せん断スパン：1770mm	1/8	1/8
⑦ 樹 種 ・ 強 度 な ど	B450L-C300	6	樹種：カラマツ(Larch) 柱せい：300mm せん断長さ：260mm ボルト長さ：560mm せん断スパン：1750mm	破壊	1/30
	B450×120 -E120	3	梁幅：120mm, 柱幅：120mm 等級：E120-F330 せん断長さ：180mm ボルト長さ：570mm ネジ部：全ネジ 柱座金：100mm×100mm×9mm	破壊	1/30

2.3. 接合部のモーメント加力試験の結果と考察

2.3.1. 柱脚接合部試験の M - θ 関係

柱脚接合部試験の正方向加力（引きボルト SNR400 が引張側）の試験結果を用いて、柱脚接合部の M - θ 関係についての考察を行う。

試験結果を図 2-5, 図 2-6 に示す。バイリニア置換は(1)から(6)の手順で行った。(1)包絡線上の $0.1M_{max}$ から $0.6M_{max}$ までの最小二乗近似を直線Ⅰ。(2)包絡線上の $0.2\theta_{Mmax}$ から $0.8\theta_{Mmax}$ までの最小二乗近似を直線Ⅱ, その勾配を 2 次剛性 K_2 。(3)直線ⅠとⅡの交点を通り x 軸に平行な直線を直線Ⅲ, 包絡線と直線Ⅲの交点を降伏点(θ_y, M_y)。(4)原点(0,0)と降伏点を通る直線を直線Ⅳ, その勾配を初期剛性 K_1 , 直線ⅣとⅡの交点を仮想降伏点(θ_v, M_v)。(5)最大モーメント点の回転角を θ_u とし, $y=\theta_u$ と直線Ⅱの交点を終局点(θ_u, M_u)。

破壊モードは、全て引きボルト破断となった。柱せいをパラメータとした試験では、柱せいが大きくなるほど、剛性、耐力ともに高い値となった（図 2-4 (a)）。表 2-4 に、柱せいの比、バイリニア特性値の比を、C390 を 1.0 として示した。モーメント M_y , M_v , M_u の比は、柱せい比とほぼ同じ値となった。

終局回転角 θ_u の比は柱せい比の逆比に近い値となった。初期剛性の比は、C450 を除き、柱せい比の 2 乗に近い値となった。2 次剛性の比は、C450 を除き、梁せい比に近い値となった。柱幅をパラメータとした試験では、C390×120 と C390 の柱幅の比は $120/105=1.14$, 初期剛性の比は柱幅比とほぼ同じ値となった。 M_y , M_v , M_u の比は 1.0 に近い値となった。材幅をパラメータとした試験のバイリニア特性値の比は、梁柱接合部試験のものとは、異なる傾向となった。

せん断長さをパラメータとした試験のバイリニア曲線（図 2-4 (b), 表 2-5）は、6 種類の試験体ともほぼ同じとなった。

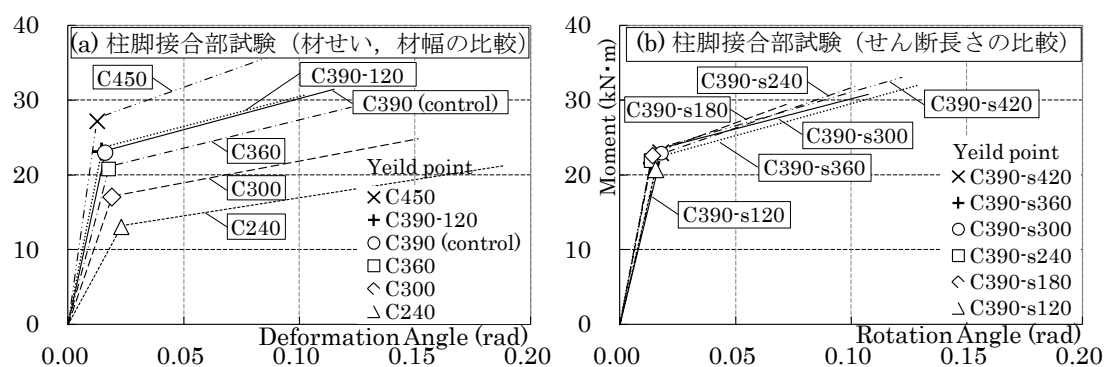


図 2-4 柱脚接合部試験のバイリニア曲線

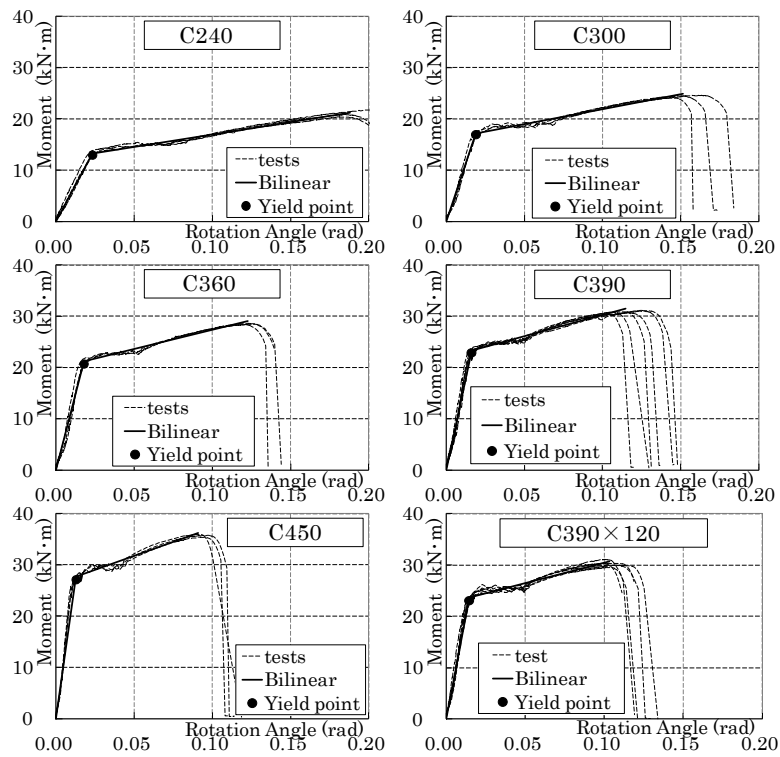


図 2-5 柱脚接合部試験 (①柱せい, ②柱幅) の試験結果

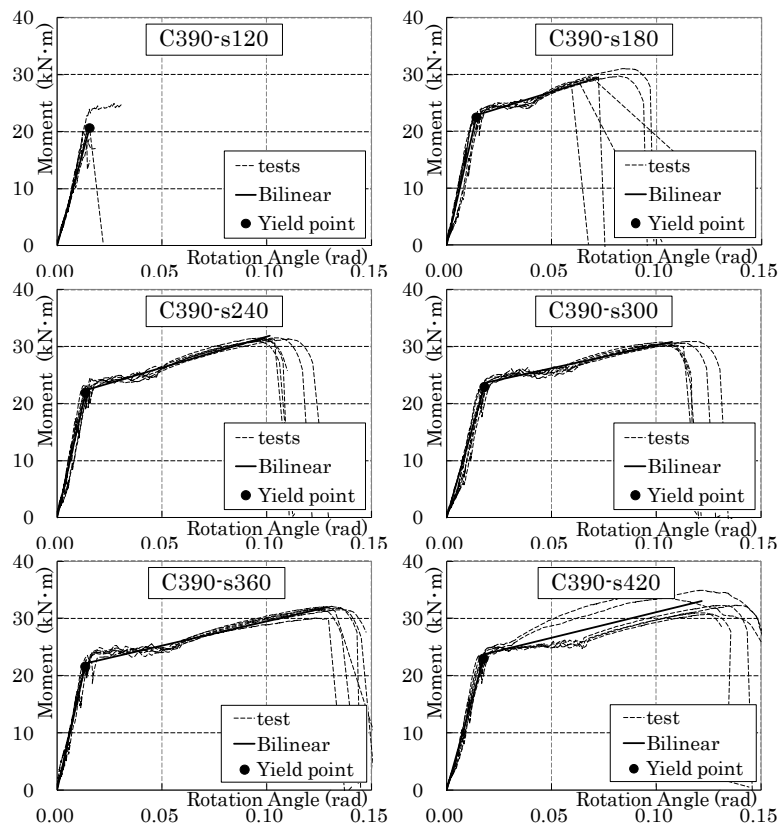


図 2-6 柱脚接合部試験 (①柱せい, ②柱幅) の試験結果

表 2-4 柱脚接合部試験（①柱せい，②柱幅）のバイリニア特性値

試験体	降伏点		仮想降伏点		終局点		初期剛性	2次剛性
	θ_y (rad)	M_y (kNm)	θ_v (rad)	M_v (kNm)	θ_u (rad)	M_u (kNm)	K_I (kNm/rad)	K_2 (kNm/rad)
C 2 4 0	0.0230 (0.1)	13.04 (0.02)	0.0234 (0.1)	13.22 (0.01)	0.1882 (0.05)	21.25 (0.04)	570 (0.11)	50 (0.01)
C 3 0 0	0.0189 (0.08)	17.04 (0.01)	0.0190 (0.08)	17.13 (0.02)	0.1514 (0.07)	24.86 (0.02)	904 (0.08)	59 (0.02)
C 3 6 0	0.0175 (0.09)	20.79 (0.01)	0.0179 (0.08)	21.18 (0.)	0.1224 (0.02)	29.04 (0.01)	1192 (0.09)	79 (0.02)
C 3 9 0	0.0160 (0.09)	22.97 (0.01)	0.0162 (0.09)	23.24 (0.01)	0.1149 (0.09)	31.47 (0.01)	1442 (0.1)	86 (0.06)
C 4 5 0	0.0125 (0.05)	27.21 (0.01)	0.0127 (0.05)	27.64 (0.01)	0.0907 (0.01)	36.24 (0.01)	2180 (0.05)	116 (0.01)
C 3 9 0 × 1 2 0	0.0144 (0.06)	23.16 (0.01)	0.0147 (0.06)	23.68 (0.01)	0.1033 (0.03)	30.75 (0.01)	1615 (0.06)	86 (0.07)

※ () 内の数字は変動係数

表 2-5 柱脚接合部試験（③せん断長さ）のバイリニア特性値

試験体	降伏点		仮想降伏点		終局点		初期剛性	2次剛性
	θ_y (rad)	M_y (kNm)	θ_v (rad)	M_v (kNm)	θ_u (rad)	M_u (kNm)	K_I (kNm/rad)	K_2 (kNm/rad)
C 3 9 0	—	—	—	—	0.0154	20.73	1345	—
- s 1 2 0	—	—	—	—	(0.09)	(0.11)	(0.08)	—
C 3 9 0	0.0141	22.57	0.0143	22.91	0.0720	29.43	1620	118
- s 1 8 0	(0.15)	(0.02)	(0.15)	(0.02)	(0.15)	(0.05)	(0.12)	(0.08)
C 3 9 0	0.0135	21.91	0.0137	22.36	0.1016	31.85	1645	113
- s 2 4 0	(0.12)	(0.02)	(0.12)	(0.02)	(0.06)	(0.01)	(0.11)	(0.04)
C 3 9 0	0.0180	22.91	0.0185	23.60	0.1075	30.82	1286	89
- s 3 0 0	(0.1)	(0.03)	(0.09)	(0.01)	(0.05)	(0.01)	(0.1)	(0.11)
C 3 9 0	0.0134	21.61	0.0137	22.17	0.1294	31.99	1626	89
- s 3 6 0	(0.1)	(0.02)	(0.1)	(0.02)	(0.03)	(0.02)	(0.09)	(0.07)
C 3 9 0	0.0175	23.00	0.0181	23.73	0.1218	33.06	1343	99
- s 4 2 0	(0.2)	(0.06)	(0.21)	(0.06)	(0.12)	(0.07)	(0.14)	(0.25)

※ () 内の数字は変動係数

表 2-6 柱脚合部試験（①柱せい，②柱幅の比較）の材せい，バイリニア特性値の比

試験体	柱せい	降伏点		仮想降伏点		終局点		初期剛性	2次剛性
		θ_v	M_v	θ_v	M_v	θ_u	M_u	K_I	K_2
C240	0.62	1.44	0.57	1.44	0.57	1.64	0.68	0.40	0.58
C300	0.77	1.18	0.74	1.17	0.74	1.32	0.79	0.63	0.68
C360	0.92	1.09	0.91	1.10	0.91	1.07	0.92	0.83	0.91
C390	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C450	1.15	0.78	1.18	0.78	1.19	0.79	1.15	1.51	1.34
C390 ×120	1.14 (※)	0.90	1.01	0.91	1.02	0.90	0.98	1.12	0.99

※ C390×120 の柱せいの欄には，柱幅の比を記載した。

2.3.2. 梁柱接合部試験のM-θ関係

梁柱接合部試験の包絡曲線とバイリニア曲線を図 2-7 から図 2-10 に示す。グラフの縦軸・横軸の目盛りは全て同寸なので、剛性・耐力の関係は視覚的に確認できる。

梁柱接合部試験のバイリニア置換は、(1)から(6)の手順で行った。(1)降伏点(θ_y, M_y)を、木質構造において一般に用いられる完全弾塑性モデルの作成方法 4)により決定する。(2)原点(0,0)と降伏点を結んだ直線Ⅰの勾配を初期剛性 K_1 とする。(3)包絡線上の $0.4\theta_{max}$ から $0.9\theta_{max}$ までの最小二乗近似直線を直線Ⅱとし、その勾配を 2 次剛性 K_2 とする。(4)直線Ⅰと直線Ⅱの交点を仮想降伏点(θ_v, M_v)とする。(5)最大荷重点の層間変形角を θ_u とする。(6) $x=\theta_u$ と直線Ⅱの交点を終局点(θ_u, M_u)とする。

梁せいをパラメータとした試験の包絡曲線とバイリニア曲線を図 2-7、バイリニア特性値を表 2-7 に示す。

梁せいが大きくなるほど、剛性、耐力ともに高い値となった。表 2-7 の【 】内に、梁せいの比、バイリニア特性値の比を、B450c1 を 1.0 として示した。モーメント M_y , M_v , M_u の比は、梁せい比とほぼ同じ値となった。回転角 θ_y , θ_v , θ_u の比は、梁せい比の逆比に近い値となった。初期剛性の比は梁せい比の 2 乗に近い値となった。2 次剛性の比は梁せい比に近い値となった。

材幅、せん断スパン、ボルト径をパラメータとした試験の包絡曲線とバイリニア曲線を図 2-8、バイリニア特性値を表 2-8 に示す。B450×120-M20（正）の終局点、2 次剛性は、1 体目の測定に失敗したため 2 体目のみの値とした。B450s（負）は、2 体目、3 体目の破壊モードがせん断破壊だったので 1 体目のみの値とした。

B450×120 と B450c2 の材幅の比は $120/105=1.14$ 、 M_y の比は正負ともに材幅比とほぼ同じ値となったが、 M_v , M_u の比は材幅比よりも低い値となった。初期剛性はほぼ変わらなかった。2 次剛性は、正方向は 0.94 と低くなったが、負方向は 1.44 と高くなった。

せん断スパンをパラメータとした B450s の M_y , M_v , M_u の比は、0.73~0.92 と低い値となった。正方向では、初期剛性の比 0.80 と 2 次剛性の比 0.94 とともに低い値となった。負方向では 3 体中 2 体の試験体で、梁木口のせん断破壊が起こった。そのため θ_u の比は 0.49 と低い値となった。モーメントとせん断力との複合応力の影響により、同一モーメント時のせん断力負担がより大きな B450s のほうが、剛性・耐力ともに低下したと推察される。負方向の剛性の比が高い値となっているのは、 θ_u が低い値となったため、計算上、剛性が高くなったことによる。

バイリニア特性値の正負の比較を、正方向加力を 1.0 とした場合の負方向加力の比を表 2-9 に示す。剛性については、全ての試験体で、負方向の方が初期剛性が高く、2 次剛性が低くなった。降伏点は B450×120-M20 以外の試験体で、負方向の方が低くなった。

圧縮側補強をパラメータとした試験の包絡曲線とバイリニア曲線を図 2-9、バイリニア特性値

を表 2-10 に示す。初期剛性は、補強なしの B450-E120 と比べて、ビス補強した B450-E120-S は 1.33, プレート補強した B450-E120-P は 1.56 と高くなった。

樹種・強度などをパラメータとした試験の包絡曲線とバイリニア曲線を図 2-10, バイリニア特性値を表 2-11 に示す。カラマツを用いた B450L-C300 は、変動係数が 0.2~0.3 とばらつきが大きかった。

梁木口による柱側面の三角形変位めり込みの状況を図 2-11 に示す。(b)負方向加力のほうが余長寸法が長いので、めり込み剛性・耐力が高いと推察される。

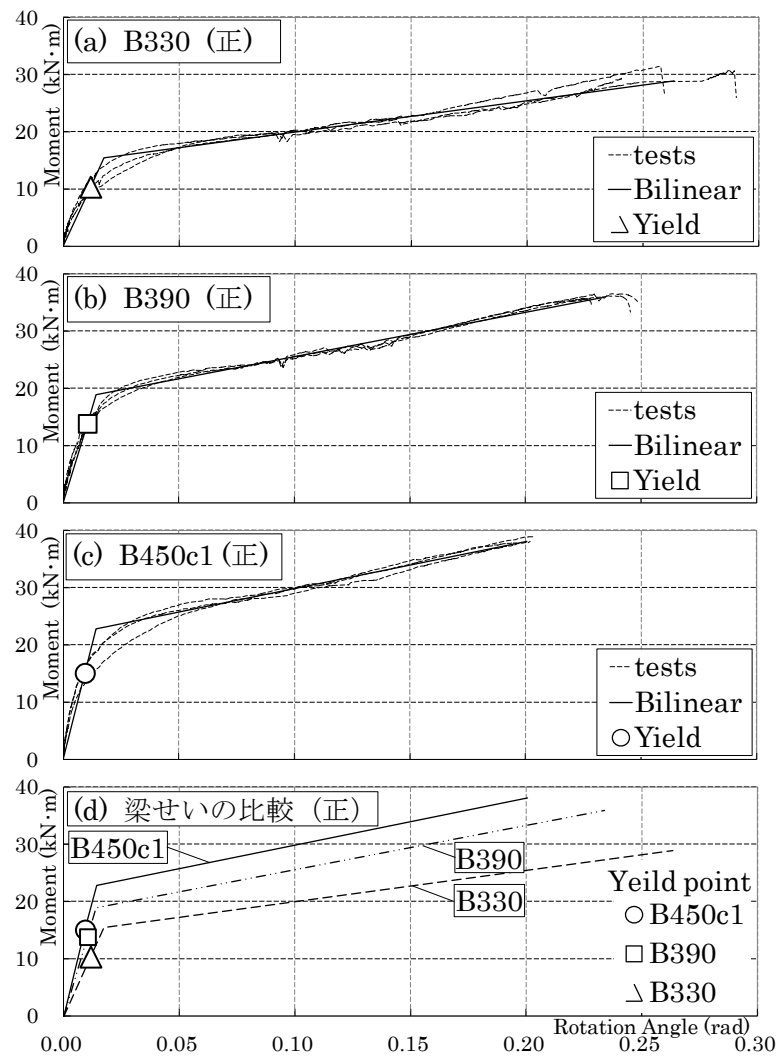


図 2-7 梁柱 (④梁せいの比較) の $M-\theta$ 関係とバイリニア曲線

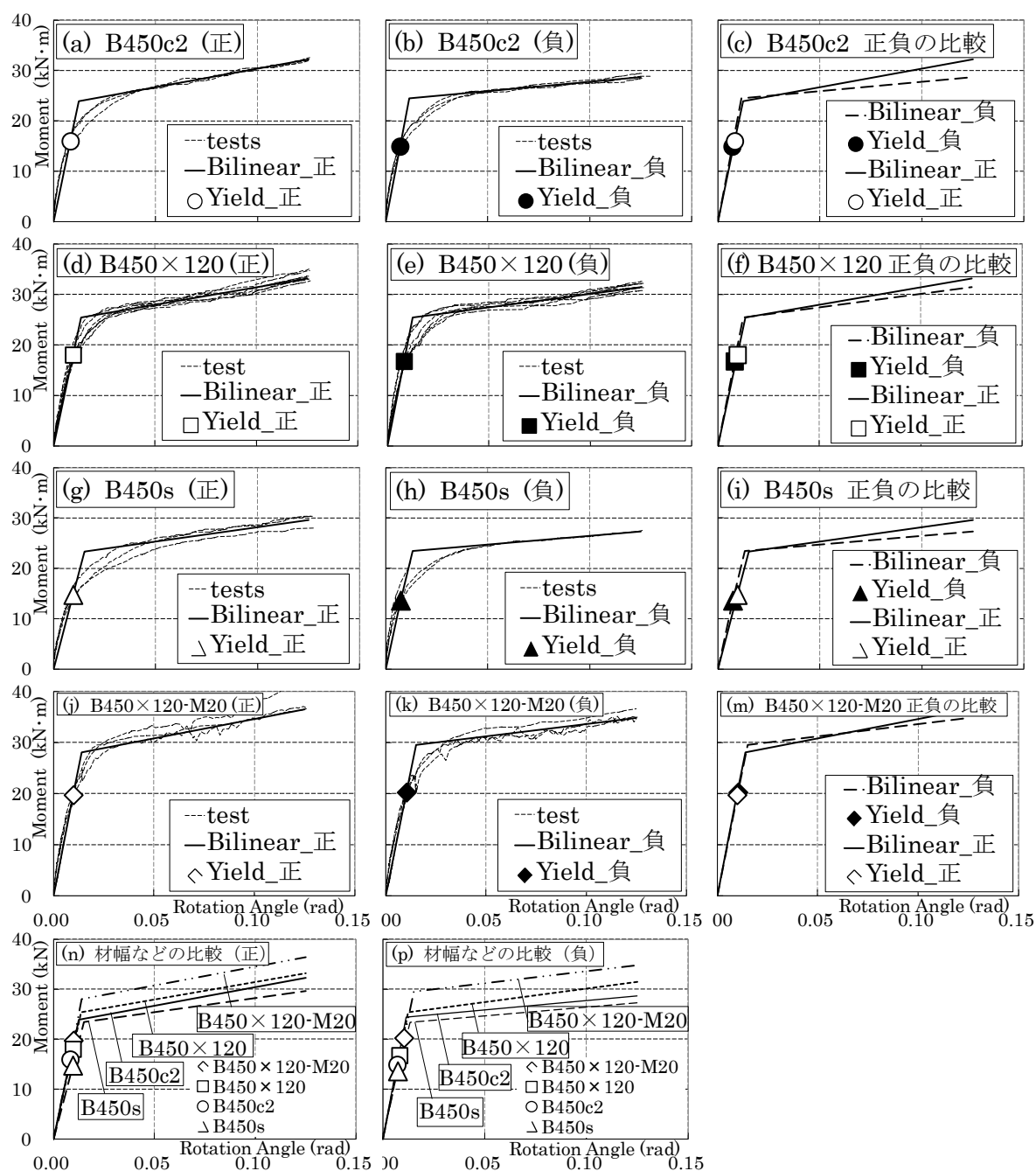


図 2-8 梁柱 (⑤材幅などの比較) の $M-\theta$ 関係とバイリニア曲線

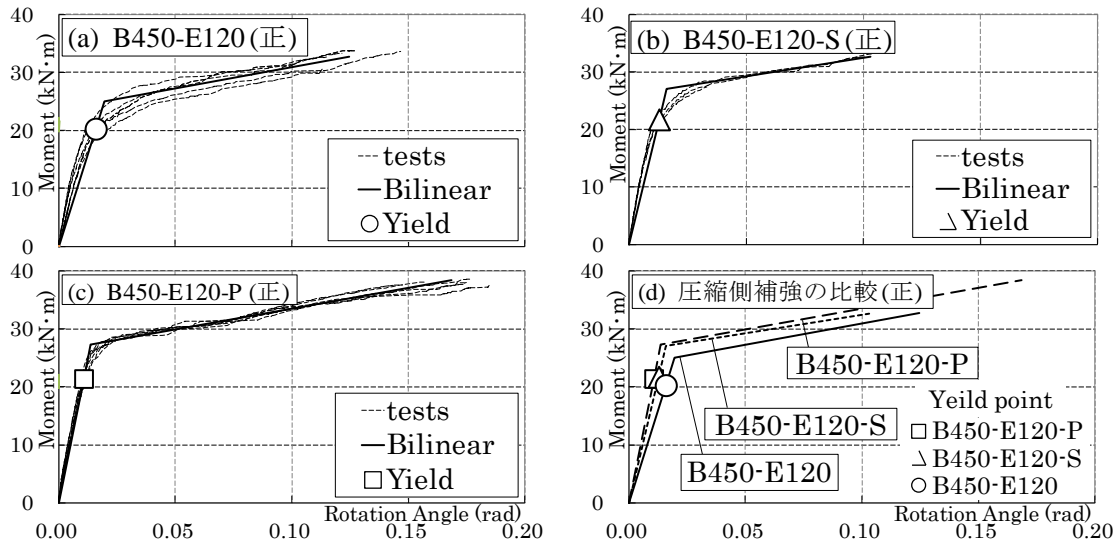


図 2-9 梁柱（⑥圧縮側補強の比較）の $M-\theta$ 関係とバイリニア曲線

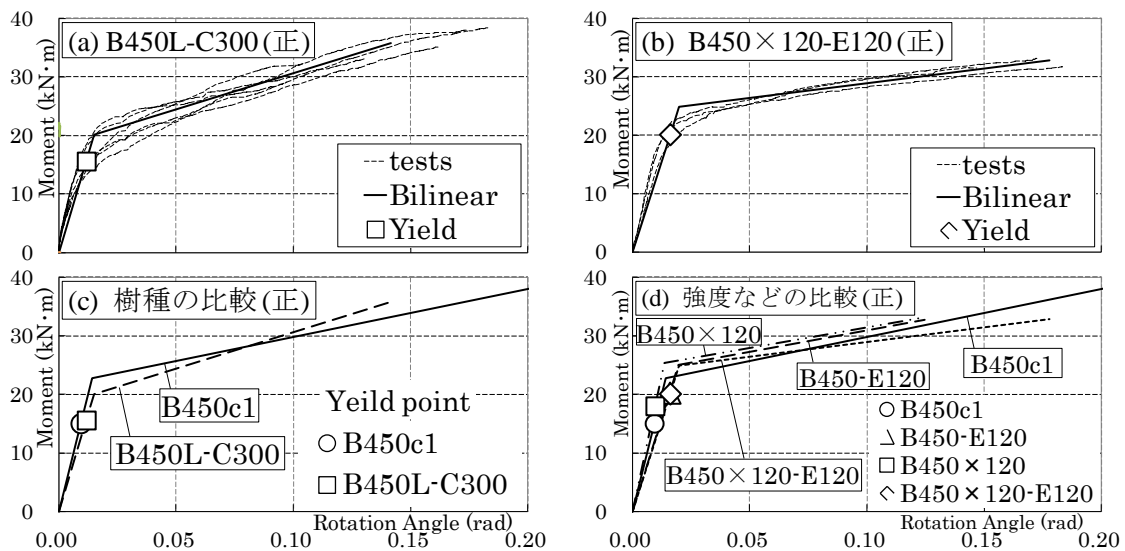


図 2-10 梁柱（⑦樹種，強度などの比較）の $M-\theta$ 関係とバイリニア曲

表 2-7 梁柱 (④梁せいの比較) のバイリニア特性値

試 験 体	梁 せ い の 比	降 伏 点		仮 想 降 伏 点		終 局 点		初 期 剛 性	2 次 剛 性
		θ_y (rad)	M_y (kNm)	θ_v (rad)	M_v (kNm)	θ_u (rad)	M_u (kNm)	K_1 (kNm/rad)	K_2 (kNm/rad)
B 3 3 0 (正)	【0.73】	0.0117	10.35	0.0175	15.43	0.2635	28.90	893	55
		【1.25】	【0.69】	【1.23】	【0.68】	【1.31】	【0.76】	【0.55】	【0.67】
		(0.13)	(0.11)	(0.14)	(0.01)	(0.10)	(0.07)	(0.15)	(0.12)
B 3 9 0 (正)	【0.87】	0.0104	13.82	0.0142	18.85	0.2339	35.91	1335	78
		【1.11】	【0.92】	【1.00】	【0.83】	【1.17】	【0.94】	【0.82】	【0.95】
		(0.10)	(0.05)	(0.08)	(0.02)	(0.03)	(0.01)	(0.06)	(0.02)
B 4 5 0 c1 (正)	【1.00】	0.0093	15.06	0.0142	22.80	0.2006	38.06	1624	82
(control)		【1.00】	【1.00】	【1.00】	【1.00】	【1.00】	【1.00】	【1.00】	【1.00】
		(0.08)	(0.07)	(0.14)	(0.03)	(0.02)	(0.02)	(0.15)	(0.03)

※【】内の数字はB450c1(control)を1.00とした場合の比の値

※()内の数字は変動係数

表 2-8 梁柱 (⑤材幅などの比較) のバイリニア特性値

試 験 体	降 伏 点		仮 想 降 伏 点		終 局 点		初 期 剛 性	2 次 剛 性
	θ_y (rad)	M_y (kNm)	θ_v (rad)	M_v (kNm)	θ_u (rad)	M_u (kNm)	K_1 (kNm/rad)	K_2 (kNm/rad)
B 4 5 0 c2	0.0083	15.96	0.0124	23.93	0.1250	32.23	1938	74
(正)	【1.00】	【1.00】	【1.00】	【1.00】	【1.00】	【1.00】	【1.00】	【1.00】
(control)	(0.04)	(0.06)	(0.13)	(0.03)	(0.00)	(0.00)	(0.09)	(0.10)
B450×	0.0097	18.02	0.0136	25.39	0.1250	33.15	1884	70
120	【1.17】	【1.13】	【1.10】	【1.06】	【1.00】	【1.03】	【0.97】	【0.94】
(正)	(0.11)	(0.06)	(0.13)	(0.03)	(0.00)	(0.04)	(0.12)	(0.17)
B 4 5 0 s	0.0096	14.76	0.0152	23.38	0.1250	29.62	1547	57
(正)	【1.16】	【0.92】	【1.22】	【0.98】	【1.00】	【0.92】	【0.80】	【0.77】
	(0.06)	(0.05)	(0.10)	(0.03)	(0.00)	(0.04)	(0.11)	(0.07)
B450×	0.0099	19.74	0.0140	28.02	0.1250	36.44	2003	75
120	【1.02】	【1.10】	【1.03】	【1.10】	【1.00】	【1.10】	【1.06】	【1.08】
-M20 (正)	(0.07)	(0.02)	(0.09)	(0.04)	(—)	(—)	(0.06)	(—)
B 4 5 0 c2	0.0070	14.91	0.0116	24.44	0.1250	28.67	2123	37
(負)	【1.00】	【1.00】	【1.00】	【1.00】	【1.00】	【1.00】	【1.00】	【1.00】
(control)	(0.05)	(0.03)	(0.09)	(0.02)	(0.00)	(0.01)	(0.07)	(0.14)
B450×	0.0082	16.76	0.0125	25.39	0.1250	31.45	2064	54
120	【1.16】	【1.12】	【1.08】	【1.04】	【1.00】	【1.10】	【0.97】	【1.44】
(負)	(0.10)	(0.06)	(0.11)	(0.02)	(0.00)	(0.02)	(0.14)	(0.08)
B 4 5 0 s	0.0073	13.62	0.0133	23.38	0.1250	27.29	1754	35
(負)	【1.04】	【0.91】	【1.15】	【0.96】	【1.00】	【0.95】	【0.83】	【0.94】
	(—)	(—)	(—)	(—)	(—)	(—)	(—)	(—)
B450×	0.0104	20.26	0.0152	29.57	0.1250	34.77	1960	47
120	【1.26】	【1.21】	【1.22】	【1.16】	【1.00】	【1.11】	【0.95】	【0.88】
-M20 (負)	(0.09)	(0.04)	(0.10)	(0.04)	(0.00)	(0.04)	(0.07)	(0.14)

※ 【 】 内の数字は B 4 5 0 c2 (control) を 1.00 とした場合の比の値,

ただし, B 4 5 0 × 1 2 0 - M 2 0 の値は B 4 5 0 × 1 2 0 を 1.00 とした場合の比の値

※ () 内の数字は変動係数

表 2-9 表 8 梁柱 (⑤材幅などの比較) の正負の比

試 験 体	降 伏 点		仮 想 降 伏 点		終 局 点		初 期 剛 性	2 次 剛 性
	θ_y	M_y	θ_v	M_v	θ_u	M_u	K_1	K_2
B 4 5 0 c 2 (負)	0.85	0.93	0.93	1.02	1.00	0.89	1.10	0.51
B 4 5 0 × 1 2 0 (負)	0.85	0.93	0.91	1.00	1.00	0.95	1.10	0.77
B 4 5 0 s (負)	0.76	0.92	0.88	1.00	1.00	0.92	1.13	0.61
B 4 5 0 × 1 2 0 ・ M20 (負)	1.03	1.04	1.04	1.05	1.00	0.93	1.01	0.54

※ 数字は (正) を 1.00 と した 場 合 の (負) の 値 の 比

表 2-10 梁柱 (⑥圧縮側補強の比較) のバイリニア特性値

試 験 体	降 伏 点		仮 想 降 伏 点		終 局 点		初 期 剛 性	2 次 剛 性
	θ_y	M_y	θ_v	M_v	θ_u	M_u	K_1	K_2
	(rad)	(kNm)	(rad)	(kNm)	(rad)	(kNm)	(kNm/rad)	(kNm/rad)
B 4 5 0	0.0159	20.27	0.0197	25.06	0.1245	32.75	1281	73
-E120	【1.00】	【1.00】	【1.00】	【1.00】	【1.00】	【1.00】	【1.00】	【1.00】
(正)	(0.08)	(0.05)	(0.09)	(0.06)	(0.10)	(0.04)	(0.10)	(0.12)
B 4 5 0	0.0128	21.72	0.0160	27.09	0.1030	32.64	1699	64
-E120-S	【0.81】	【1.07】	【0.81】	【1.08】	【0.83】	【1.00】	【1.33】	【0.87】
(正)	(0.09)	(0.00)	(0.06)	(0.02)	(0.02)	(0.01)	(0.08)	(0.11)
B 4 5 0	0.0107	21.41	0.0137	27.27	0.1686	38.38	2003	73
-E120-P	【0.67】	【1.06】	【0.69】	【1.09】	【1.35】	【1.17】	【1.56】	【0.99】
(正)	(0.05)	(0.04)	(0.08)	(0.03)	(0.09)	(0.01)	(0.06)	(0.17)

※ 【 】 内 の 数 字 は B 4 5 0 ・ E 1 2 0 を 1.00 と した 場 合 の 比 の 値

※ () 内 の 数 字 は 変 動 係 数

表 2-11 梁柱 (⑦樹種, 強度などの比較) のバイリニア特性値

試 験 体	降 伏 点		仮 想 降 伏 点		終 局 点		初 期 剛 性	2 次 剛 性
	θ_y	M_y	θ_v	M_v	θ_u	M_u	K_1	K_2
	(rad)	(kNm)	(rad)	(kNm)	(rad)	(kNm)	(kNm/rad)	(kNm/rad)
B 4 5 0 L	0.0118	15.60	0.0150	20.08	0.1416	35.74	1374	120
- C 3 0 0	【1.26】	【1.04】	【1.06】	【0.88】	【0.71】	【0.94】	【0.85】	【1.47】
(正)	(0.28)	(0.14)	(0.23)	(0.13)	(0.26)	(0.14)	(0.19)	(0.32)
B450×	0.0161	20.13	0.0200	24.90	0.1778	32.79	1268	50
120	【1.67】	【1.12】	【1.47】	【0.98】	【1.42】	【0.99】	【0.67】	【0.72】
- E 1 2 0	(0.12)	(0.08)	(0.18)	(0.02)	(0.04)	(0.03)	(0.20)	(0.09)

※ 【 】 内 の 数 字 は , B 4 5 0 L ・ C 3 0 0 の 値 は B 4 5 0 c 1 を 1.00 と した 場 合 の 比 の 値 ,

B 4 5 0 × 1 2 0 ・ E 1 2 0 の 値 は B 4 5 0 × 1 2 0 を 1.00 と した 場 合 の 比 の 値

※ () 内 の 数 字 は 変 動 係 数



(a) 正方向加力



(b) 負方向加力

図 2-11 梁柱接合部試験の圧縮側の梁木口の三角形変位めり込み

2.3.3. せん断破壊についての考察

引きボルト式接合部の破壊モードは主に、靱性のある引きボルトの破断と脆性的な材木口のせん断破壊の 2 つがある。本研究では、柱脚接合部試験の結果を用いて、破壊モードを引きボルトの破断に誘導するための、適切なせん断長さについての考察を行う。

柱せいをパラメータとした柱脚接合部試験の正方向加力と負方向加力の両方の試験結果を用いて、せん断破壊についての考察を行う。

まず、正方向加力（引きボルト SNR400 が引張側）で考察を行う。せん断破壊には大きく分けて 2 つの種類があった（図 2-12）。ひとつは、引きボルトの軸力により座掘底面が面圧降伏後に、柱木口までブロック状に、せん断破壊するもの（以下、せん断破壊（ブロック））。もうひとつは、ボルトの曲げ変形のハネ戻しによりボルト穴が横方向にせん断破壊するもの（以下、せん断破壊（ボルト曲げ））があった。表 2-12 に破壊モード一覧を示す。せん断長さの短い試験体は、せん断破壊（ブロック）が多かった。この考察の範囲では、本報の柱脚接合部の仕様においては、せん断長さを 300mm とした場合が、もっとも靱性のある接合部設計となると考えられる。

つぎに、負方向加力（引きボルト S45C が引張側）の試験結果を用いて、せん断破壊についての考察を行う。S45C は引張強さが高いので、全ての試験体でせん断破壊となった。ここでは、せん断破壊荷重とせん断長さの関係（図 2-13）について考察を行う。考察の準備として、座掘座金による繊維方向の座掘底面の圧縮降伏耐力を算定する。樹種グループ J2 の繊維方向の基準圧強度³⁾25.4 N/mm²に座掘底面の面積を乗じて、

$$\text{圧縮降伏耐力} = 22.4 \text{ N/mm}^2 \times 60 \text{ mm} \times 60 \text{ mm} / 1000 = 80.64 \text{ kN}$$

と算定した。

せん断長さが 180mm から 300mm 程度を超えると、せん断長さを長くしても、せん断破壊荷重はほぼ一定の値となっている。一定になる破壊荷重の値は、座掘座金による圧縮降伏耐力の値と推察される。この考察の範囲では、本研究の柱脚接合部の仕様においては、せん断長さを 180mm 以上とした場合に、靱性のある接合部設計となると考えられる。

以上の 2 つの考察を合わせて考えると、本研究の柱脚接合部の仕様においては、せん断長さを 300mm とした場合が、もっとも靱性のある接合部設計となる。



(a) せん断破壊（ブロック）



(b) せん断破壊（ボルト曲げ）

図 2-12 柱脚のせん断破壊

表 2-12 柱脚（③せん断長さ，正方向）の破壊モード一覧

試験体名	B390- s120	B390- s180	B390- s240	B390- s300	B390- s360	B390- s420
ボルト破断	0	2	3	5	4	4
せん断破壊（ブロック）	6	4	3	1	1	0
せん断破壊（ボルト曲げ）	0	0	0	0	1	2

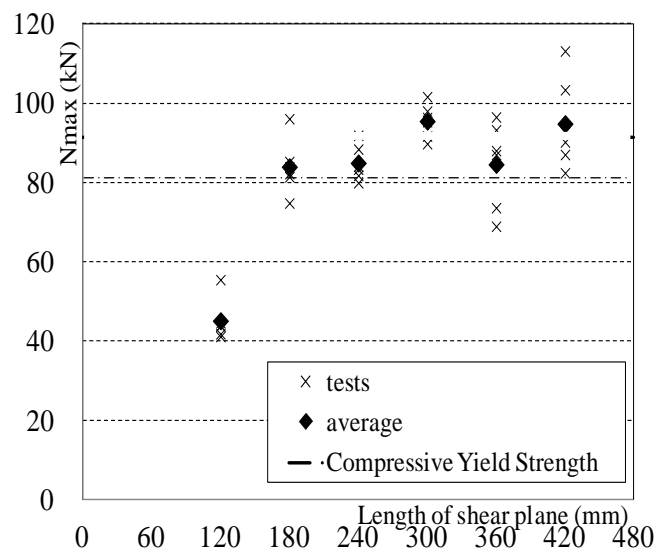


図 2-13 せん断破壊荷重-せん断長さ関係

2.3.4. モーメントアームについての考察

景山ら²⁾は、接合部に入力するモーメントの算定において、 $M=PH$ のモーメントアーム H は外力 P の位置とそれにつりあう内力 ΣQ の応力中心位置との距離であることを実験的に確認した。

引きボルト式柱脚接合部（図 2-1 左）は、水平加力により変形が進むと、座掘部分でもせん断力の一部を負担することも考えられるため、せん断長さをパラメータとした試験体の結果を用いて、モーメントアーム長さの確認を行った。引きボルトに設置したセンターホール型ロードセルにより測定したボルト軸力 T 、応力中心距離 d （柱材の圧縮縁と引きボルトの距離と仮定）、加力 P として、 $H=Td/P$ により算定した（図 2-14）。ほぼ 1300mm（接合部フェイスから加力点までの距離）となった。ただし、正方向（SNR400）は変形が進むにしたがい、算定したモーメントアーム長さが短くなった。

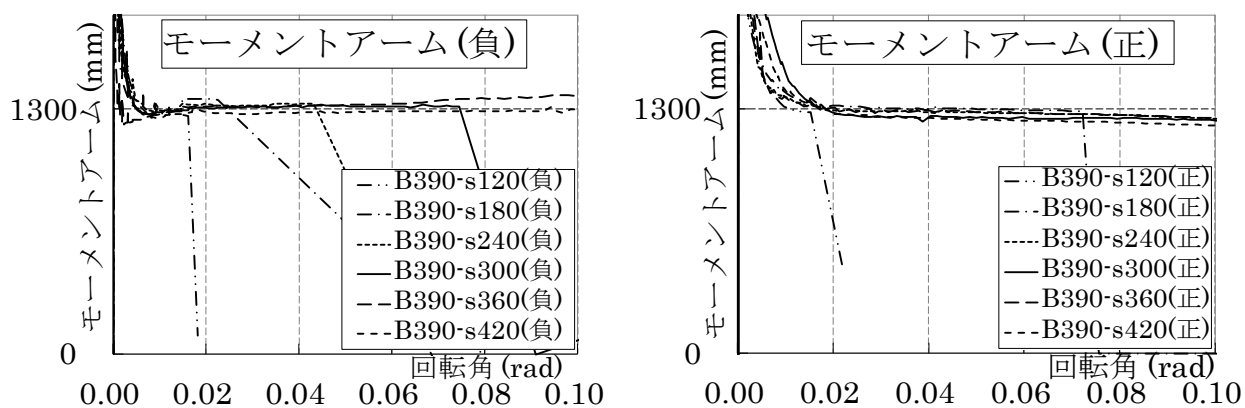


図 2-14 モーメントアームの算定

2.3.5. せん断バネについての考察

梁柱接合部のせん断力-梁と柱のズレ（以下、 Q - δ 関係）についての考察を行う。梁せいをパラメータとした場合（図 2-15 (a)~(d)）、梁せいが大きいほど、剛性・耐力が高くなっている。同一のせん断力、せん断スパンの場合、梁せいが大きいほど接合部の回転角は小さくなる。そのため、ほぞ穴とほぞとの接触角度が小さくなる。

せん断スパンをパラメータとした場合（図 2-15 (e)~(g)）、せん断スパンの短い B450s のほうが B450c2 と比べて、初期剛性 1.46 倍・降伏耐力 1.73 倍、2 次剛性 1.25 倍となった。せん断スパンが短い試験体の方が、同一のせん断力の時に、接合部の回転角が小さいので、ほぞ穴とほぞとの接触角度が小さくなる。

ほぞ穴とほぞとの接触角度が小さいほど、接触面積が大きくなるので、 Q - δ 関係の剛性・耐力は高くなると考えられる。

引きボルト式接合部の限らず、ほぞによってせん断力を受ける形式の接合部について一般的に言えることであると考えられる。

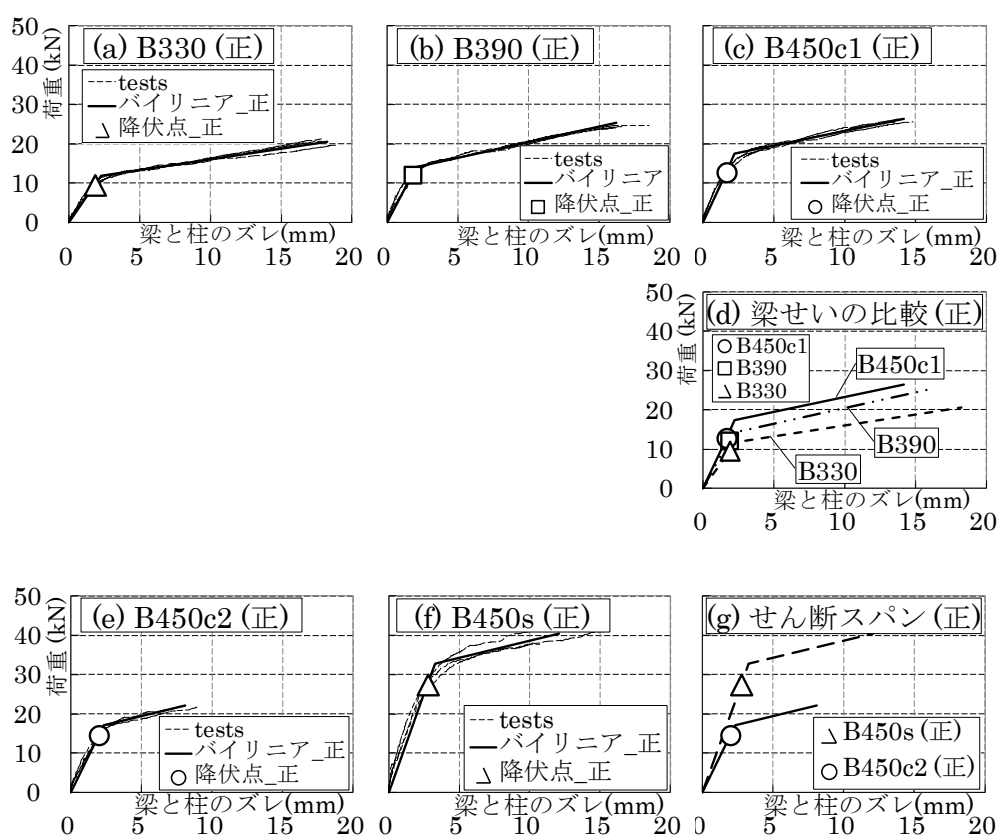


図 2-15 せん断バネの P - δ 関係の比較

2.3.6. 梁柱接合部試験の4つの直列バネ

引きボルト式の梁柱接合部の力学モデルを図 2-16 に示す。せん断力 Q に対しては、ほぞのめり込み s で抵抗する。モーメント、軸力とは、基本的には独立して抵抗するメカニズムとなる。モーメント M に対しては、接合部の引張側は、引きボルトの伸び t で抵抗する。ボルト端部の梁側は、梁座金の繊維方向の等変位めり込み、柱側は、柱座金の繊維直交方向の等変位めり込みで抵抗する。3つの直列バネである。圧縮側は、梁木口の三角形めり込み c で抵抗する。軸力 N に対しては、モーメントに対する抵抗要素と共用となっている。軸力は、引張側と圧縮側の剛性に比例して配分される。モーメントと軸力の複合応力について考慮する必要がある。

引きボルト式接合部の場合、モーメントと軸力に対する抵抗要素である、引張バネと圧縮バネは全く別の抵抗要素であり、独立している。この性質は引きボルト式接合部の特徴と言える。

力のつり合いより t と c は等しいので、引張バネと圧縮バネを合わせて、4つの直列バネと見ることができる（図 2-17）。

次節より、4つの直列バネ、中立軸位置、応力中心距離（図 15～図 29、表 2-13～表 2-16）について、パラメータごとに考察を行う。図 2-18～図 2-29 は各試験体ごとのグラフ、図 2-30～図 2-32 は④～⑥のパラメータごとの比較グラフである。

各バネの応力は、引きボルトに設置したセンターホール型ロードセルを用いて測定したボルト軸力とした。応力中心距離は引きボルト芯間の距離と仮定した。圧縮側のめり込み変位は、引きボルトの位置で測定した梁と柱の相対変位とした。引張側の各バネの変位は図 2-3 に示す方法で測定した。

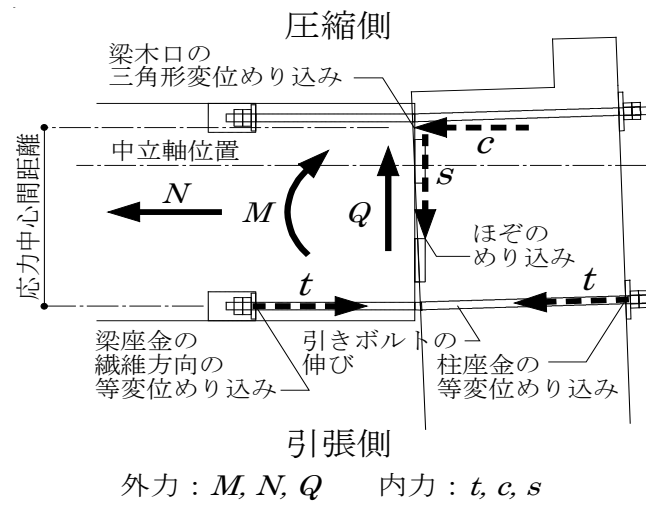


図 2-16 梁柱接合部の力学モデル

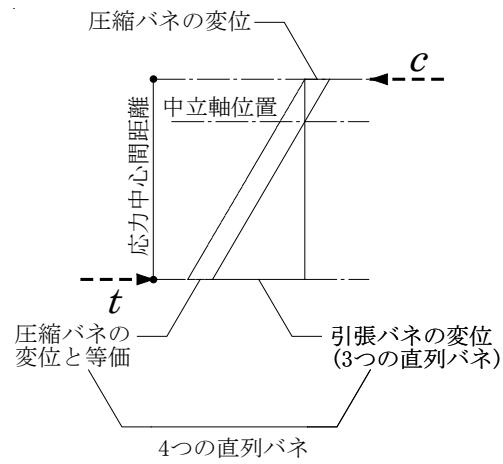


図 2-17 4つの直列バネ

2.3.6.1. 接合部のバネについての考察（④梁せいパラメータ）

図 2-18~図 2-20 に各試験体のグラフ，図 2-30 に比較グラフ，表 2-13 にバイリニア特性値を示す。

柱座金のばらつきが大きかった（図 2-18~図 2-20 の(c)）。座金厚さが 9mm と薄い試験体は，ばらつきが大きい傾向となっている。梁せいの小さな B330 は，ボルト，梁座金もばらつきが大きかった（図 2-18 (d),(e)）。それ以外のものは，大きなばらつきはなかった。バネの $P-\delta$ 関係の比較（図 2-30 (c)~(f)），比率の推移（図 2-30 (h)~(k)）は大きな違いはなかった。接合部の $M-\theta$ 関係（図 2-30 (a)）の違いは，応力中心距離（図 2-30 (g)）の違いによると考えられる。

2.3.6.2. 接合部のバネについての考察（⑤材幅などパラメータ）

図 2-21~図 2-24 に各試験体のグラフ，図 2-31 に比較グラフ，表 2-14 にバイリニア特性値を示す。

材幅の違い（B450c2, B450×120）の正負を比較（図 2-21, 図 2-22）すると，柱座金は正，圧縮側は負が初期剛性，2 次剛性ともに大きくなった。これは，めり込みの余長寸法が大きい（図 2-11）ためと考えられる。応力中心距離の正負を比較（図 2-31 (g),(t)）すると，全ての試験体で，負では一定だが，正では変形が進むにしたがって，少しずつ大きくなっている。

2.3.6.3. 接合部のバネについての考察（⑥圧縮側補強パラメータ）

図 2-25~図 2-27 に各試験体のグラフ，図 2-32 に比較グラフ，表 2-15 にバイリニア特性値を示す。

図 2-32 の(h)~(k)の 4 つのバネの比率を見ると，柱座金と梁座金はほとんど変わらず，ボルトと圧縮側が大きく異なっている。補強なし(B450-E120)，ビス補強(B450-E120-S)，プレート補強(B450-E120-P)といくにしたがって，圧縮側の比率が小さくなり，ボルトの比率が大きくなっている。中立軸位置は圧縮縁に近くなり，応力中心距離は大きくなっている。補強の効果を確認することができる。

⑥の試験体は柱座金厚さが 12mm なので，B450×120-M20（柱座金厚さ 16mm）とともに，他の試験体に比べて，柱座金の剛性・高く，また，ばらつきが少なかった。

2.3.6.4. 接合部のバネについての考察（⑦樹種・強度などパラメータ）

図 2-28~図 2-29 に各試験体のグラフ，表 2-16 にバイリニア特性値を示す。

カラマツを用いた B450L-C300 は，全体的にばらつきが大きかった。ボルトも SNR400 ではなく SS400 を用いたため，変位と剛性の変動係数が 0.5~0.7（表 13）と他の試験体に比べて極端に大きくなった。

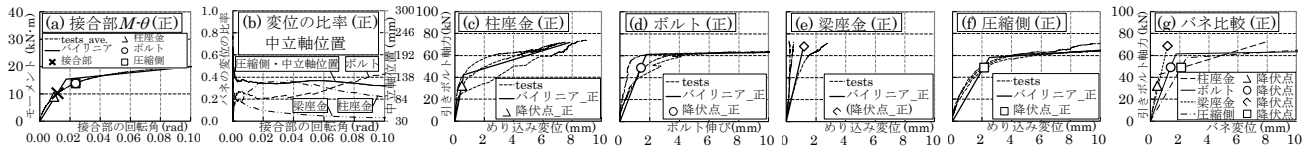


図 2-18 B330 (④梁せい : 330mm) —— 接合部 $M-\theta$ と引張側バネ, 圧縮側バネ

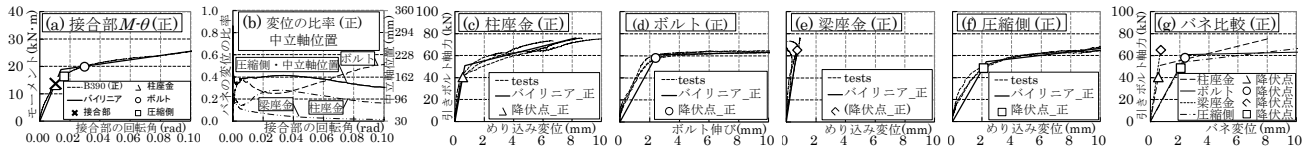


図 2-19 B390 (④梁せい : 390mm) —— 接合部 $M-\theta$ と引張側バネ, 圧縮側バネ

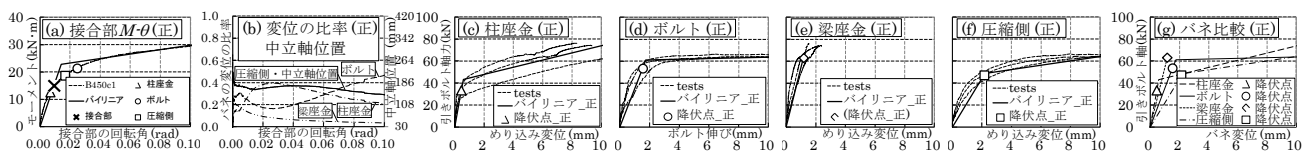


図 2-20 B450c1 (④梁せい : コントロール試験体) —— 接合部 $M-\theta$ と引張側バネ, 圧縮側バネ

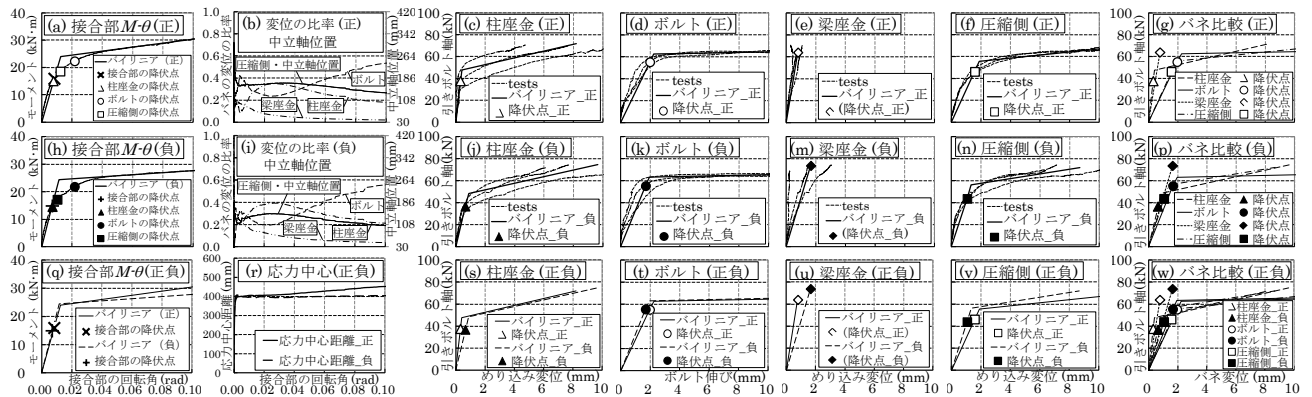


図 2-21 B450c2 (⑤材幅など : コントロール試験体) —— 接合部 $M-\theta$ と引張側バネ, 圧縮側バネ

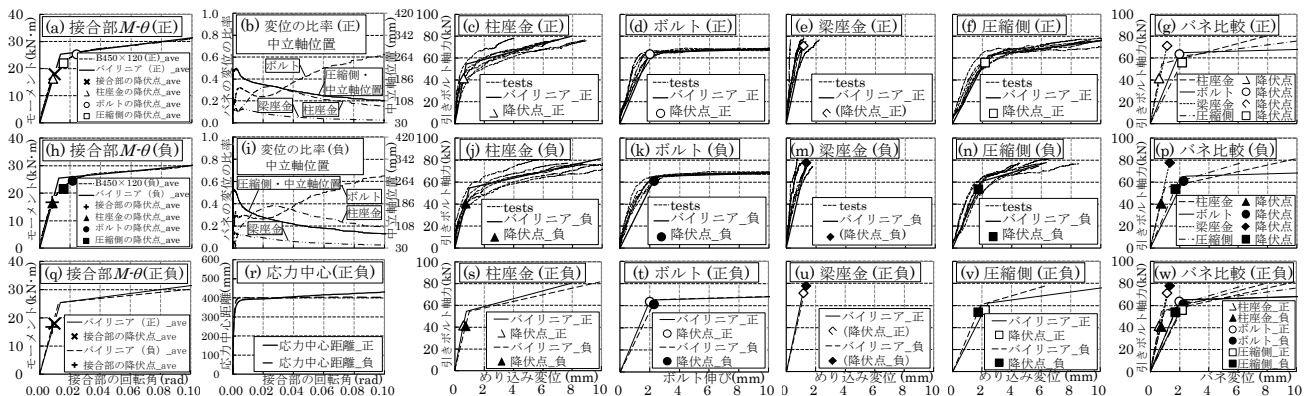


図 2-22 B450×120 (⑤材幅 : 120mm) —— 接合部 $M-\theta$ と引張側バネ, 圧縮側バネ

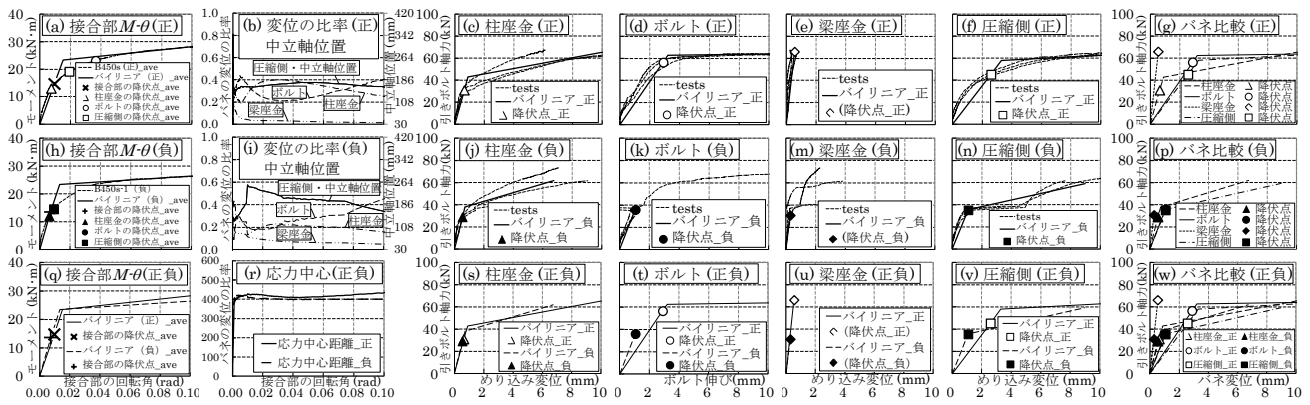


図 2-23 B450s (⑤せん断スパン：B450c2 の 1/2) ——接合部 $M-\theta$ と引張側バネ，圧縮側バネ

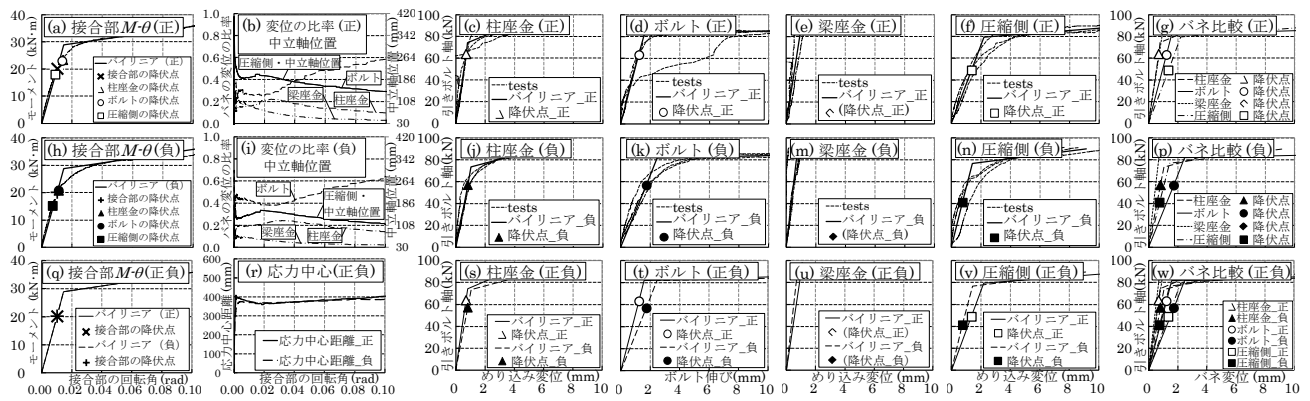


図 2-24 B450×120-M20 (⑤ボルト径：M20) ——接合部 $M-\theta$ と引張側バネ，圧縮側バネ

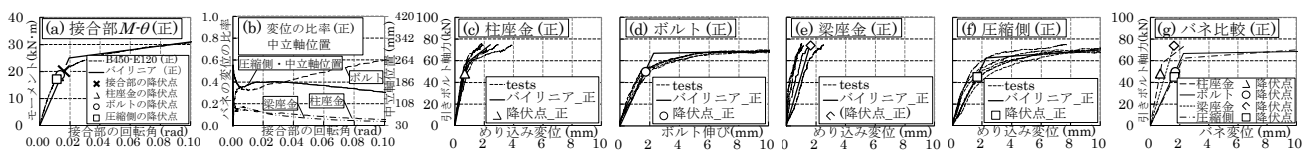


図 2-25 B450-E120 (⑥圧縮側補強：コントロール試験体) ——接合部 $M-\theta$ と引張側バネ，圧縮側バネ

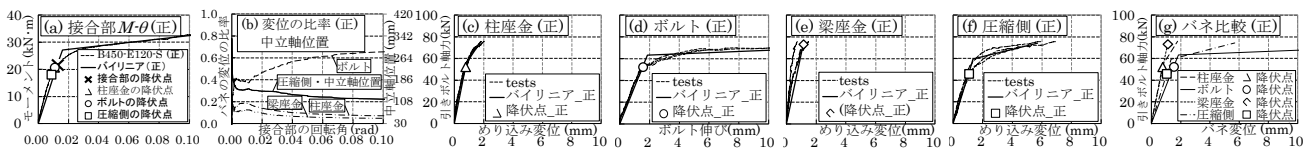


図 2-26 B450-E120-S (⑥圧縮側補強：ビス補強) ——接合部 $M-\theta$ と引張側バネ，圧縮側バネ

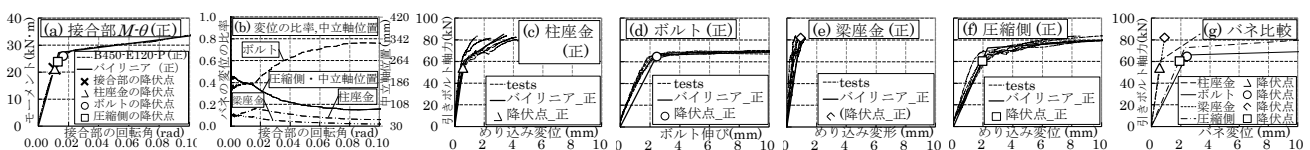


図 2-27 B450-E120-P (⑥圧縮側補強：プレート補強) ——接合部 $M-\theta$ と引張側バネ，圧縮側バネ

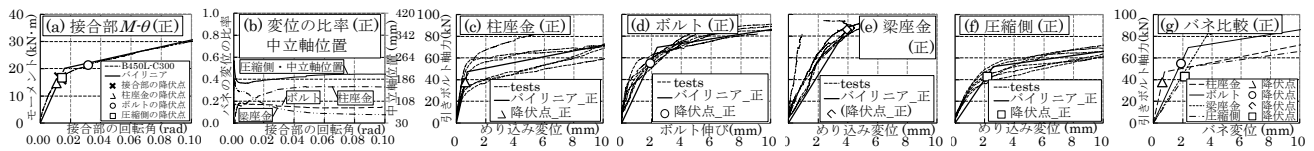


図 2-28 B450L-C300 (⑦樹種：カラマツ) —— 接合部 $M-\theta$ と引張側バネ，圧縮側バネ

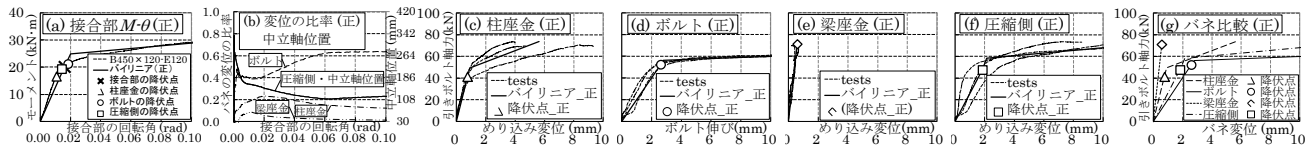


図 2-29 B 50×120-E120 (⑦強度など：材幅 120mm，等級 E120) —— 接合部 $M-\theta$ と引張側・圧縮側バネ

表 2-13 各バネのバイリニア特性値 (④梁せいの比較)

バネ	降 伏 点		仮 想 降 伏 点		終 局 点		初期剛性	2 次剛性
	δ_y (mm)	P_y (kN)	δ_v (mm)	P_v (kN)	δ_u (mm)	P_u (kN)	K_I (kN/mm)	K_2 (kN/mm)
B 330 (正方向)								
柱座金	0.47 (0.43)	32.45 (0.23)	0.60 (0.41)	42.47 (0.32)	7.85 (0.12)	72.07 (0.03)	74.96 (0.36)	3.94 (0.39)
引きボルト	1.39 (0.45)	49.33 (0.11)	1.77 (0.5)	61.24 (0.02)	46.29 (0.13)	71.70 (0.02)	44.77 (0.69)	0.24 (0.23)
梁座金	1.17 (1.19)	68.77 (0.07)	— —	— —	— —	— —	139.33 (0.78)	— —
圧縮側	2.11 (0.11)	49.06 (0.05)	2.49 (0.11)	57.96 (0.06)	17.20 (0.23)	71.22 (0.07)	23.42 (0.08)	1.05 (0.86)
B 390 (正方向)								
柱座金	0.54 (0.23)	40.75 (0.08)	0.67 (0.21)	50.97 (0.05)	8.25 (0.2)	75.99 (0.01)	77.76 (0.18)	3.36 (0.14)
引きボルト	2.37 (0.08)	58.36 (0.03)	2.48 (0.1)	61.05 (0.02)	52.54 (0.02)	75.65 (0.02)	24.77 (0.1)	0.29 (0.08)
梁座金	0.71 (0.41)	65.45 (0.16)	— —	— —	— —	— —	102.21 (0.37)	— —
圧縮側	2.07 (0.22)	48.97 (0.05)	2.29 (0.21)	54.23 (0.03)	13.60 (0.21)	71.96 (0.02)	24.37 (0.2)	1.63 (0.27)
B 450c1(control) (正方向)								
柱座金	0.45 (0.33)	33.53 (0.22)	0.58 (0.3)	43.11 (0.2)	10.37 (0.28)	75.04 (0.03)	78.33 (0.31)	3.33 (0.11)
引きボルト	1.54 (0.32)	53.57 (0.02)	1.75 (0.31)	61.29 (0.03)	49.42 (0.04)	75.73 (0.02)	37.17 (0.29)	0.30 (0.1)
梁座金	1.17 (0.58)	63.16 (0.1)	— —	— —	— —	— —	64.68 (0.44)	— —
圧縮側	2.14 (0.1)	47.20 (0.06)	2.23 (0.21)	48.78 (0.05)	15.43 (0.04)	74.89 (0.02)	22.27 (0.15)	1.98 (0.16)

※ () 内の数字は変動係数

表 2-14 各バネのバイリニア特性値 (⑤材幅などの比較)

バネ	降伏点		仮想降伏点		終局点		初期剛性	2次剛性
	δ_y	P_y	δ_v	P_v	δ_u	P_u	K_1	K_2
	(mm)	(kN)	(mm)	(kN)	(mm)	(kN)	(kN/mm)	(kN/mm)
B450c2(control) (正方向)								
柱座金	0.32 (0.27)	37.70 (0.18)	0.40 (0.29)	47.53 (0.17)	8.21 (0.35)	71.82 (0.)	130.45 (0.5)	3.14 (0.07)
引きボルト	1.97 (0.08)	55.17 (0.06)	2.24 (0.13)	62.63 (0.01)	35.87 (0.04)	70.77 (0.03)	28.23 (0.13)	0.24 (0.2)
梁座金	0.78 (0.39)	63.95 (0.19)	— —	— —	— —	— —	87.16 (0.24)	— —
圧縮側	1.57 (0.17)	46.22 (0.09)	1.89 (0.14)	55.70 (0.03)	12.04 (0.15)	69.82 (0.03)	29.68 (0.1)	1.42 (0.2)
B450c2(control) (負方向)								
柱座金	0.65 (0.15)	36.90 (0.09)	0.87 (0.24)	48.50 (0.05)	9.65 (0.41)	74.59 (0.02)	57.87 (0.21)	3.29 (0.35)
引きボルト	1.68 (0.19)	55.47 (0.11)	1.95 (0.29)	63.26 (0.02)	33.69 (0.05)	71.92 (0.04)	34.36 (0.3)	0.27 (0.28)
梁座金	0.99 (0.67)	64.86 (0.2)	— —	— —	— —	— —	132.03 (1.15)	— —
圧縮側	1.06 (0.26)	43.90 (0.07)	1.35 (0.2)	56.21 (0.03)	8.68 (0.3)	71.92 (0.03)	42.98 (0.23)	2.21 (0.23)
B450×120 (正方向)								
柱座金	0.58 (0.24)	41.67 (0.11)	0.77 (0.26)	54.59 (0.06)	7.94 (0.25)	80.20 (0.01)	74.61 (0.24)	3.81 (0.3)
引きボルト	1.98 (0.18)	63.77 (0.02)	2.02 (0.19)	65.00 (0.01)	36.19 (0.08)	77.66 (0.01)	33.28 (0.2)	0.37 (0.07)
梁座金	1.13 (0.72)	71.39 (0.24)	— —	— —	— —	— —	104.57 (0.87)	— —
圧縮側	2.16 (0.16)	56.04 (0.04)	2.40 (0.16)	62.34 (0.03)	11.33 (0.1)	78.15 (0.02)	26.56 (0.18)	1.80 (0.19)
B450×120 (負方向)								
柱座金	0.73 (0.14)	40.95 (0.12)	0.97 (0.15)	54.66 (0.07)	9.88 (0.25)	81.24 (0.03)	56.91 (0.14)	3.19 (0.3)
引きボルト	2.26 (0.22)	61.41 (0.02)	2.41 (0.24)	65.37 (0.01)	34.57 (0.08)	77.60 (0.03)	28.46 (0.24)	0.38 (0.08)
梁座金	1.32 (0.36)	77.97 (0.02)	— —	— —	— —	— —	66.69 (0.39)	— —
圧縮側	1.71 (0.22)	54.02 (0.04)	1.91 (0.23)	60.44 (0.02)	6.31 (0.26)	77.97 (0.03)	33.05 (0.24)	4.34 (0.31)
B450s (正方向)								
柱座金	0.64 (0.22)	31.10 (0.15)	0.89 (0.19)	42.75 (0.04)	13.22 (0.42)	73.44 (0.02)	49.23 (0.18)	3.02 (0.59)
引きボルト	2.89 (0.12)	56.52 (0.03)	3.21 (0.15)	62.61 (0.)	33.74 (0.11)	68.44 (0.03)	19.77 (0.14)	0.19 (0.18)
梁座金	0.54 (0.61)	66.24 (0.08)	— —	— —	— —	— —	147.67 (0.4)	— —
圧縮側	2.58 (0.04)	45.32 (0.05)	3.30 (0.03)	57.95 (0.03)	23.86 (0.2)	72.41 (0.02)	17.57 (0.03)	0.74 (0.32)
B450s (負方向)								
柱座金	0.55 (0.47)	29.21 (0.18)	0.72 (0.47)	38.00 (0.2)	6.74 (0.52)	61.90 (0.31)	58.59 (0.32)	4.24 (0.26)
引きボルト	1.05 (0.26)	36.02 (0.03)	— —	— —	— —	— —	36.02 (0.3)	— —
梁座金	0.28 (0.65)	31.01 (0.31)	— —	— —	— —	— —	132.72 (0.4)	— —
圧縮側	1.07 (0.35)	35.44 (0.04)	— —	— —	— —	— —	35.32 (0.27)	— —
B450×120-M20 (正方向)								
柱座金	0.69 (0.33)	64.02 (0.17)	0.80 (0.24)	74.27 (0.08)	3.98 (0.63)	92.15 (0.04)	95.20 (0.16)	8.37 (0.77)
引きボルト	1.23 (0.25)	63.16 (0.17)	1.58 (0.06)	81.75 (0.02)	29.33 (0.03)	92.82 (0.03)	51.76 (0.08)	0.40 (0.07)
梁座金	1.07 (0.33)	93.97 (0.17)	— —	— —	— —	— —	108.02 (0.59)	— —
圧縮側	1.36 (0.33)	48.95 (0.17)	2.20 (0.24)	79.41 (0.08)	12.71 (0.63)	90.47 (0.04)	37.09 (0.16)	1.02 (0.77)
B450×120-M20 (負)								
柱座金	0.81 (0.34)	57.29 (0.02)	1.04 (0.32)	73.44 (0.01)	5.57 (0.08)	89.55 (0.01)	77.30 (0.4)	3.59 (0.12)
引きボルト	1.74 (0.34)	56.83 (0.02)	2.46 (0.32)	81.77 (0.01)	30.86 (0.08)	89.60 (0.01)	34.72 (0.4)	0.27 (0.12)
梁座金	0.77 (0.34)	90.98 (0.02)	— —	— —	— —	— —	234.86 (0.4)	— —
圧縮側	0.75 (0.34)	41.29 (0.02)	1.43 (0.32)	76.78 (0.01)	9.12 (0.08)	89.78 (0.01)	63.47 (0.4)	1.76 (0.12)

※ ()内の数字は変動係数

表 2-15 各バネのバイリニア特性値 (⑥圧縮側補強の比較)

バネ	降 伏 点		仮 想 降 伏 点		終 局 点		初期剛性	2 次剛性
	δ_y (mm)	P_y (kN)	δ_v (mm)	P_v (kN)	δ_u (mm)	P_u (kN)	K_I (kN/mm)	K_2 (kN/mm)
B450-E120 (正方向)								
柱 座 金	0.67 (0.13)	48.47 (0.05)	0.80 (0.13)	57.63 (0.05)	2.42 (0.34)	74.73 (0.03)	73.57 (0.15)	12.78 (0.47)
引きボルト	1.70 (0.23)	50.01 (0.04)	2.25 (0.2)	66.71 (0.01)	29.59 (0.09)	73.17 (0.02)	30.55 (0.19)	0.24 (0.06)
梁 座 金	1.61 (0.44)	74.17 (0.02)	— —	— —	— —	— —	53.13 (0.37)	— —
圧 縮 側	1.64 (0.22)	45.36 (0.04)	2.27 (0.24)	62.54 (0.01)	13.82 (0.29)	73.70 (0.02)	29.05 (0.26)	1.09 (0.45)
B450-E120-S (正方向)								
柱 座 金	0.77 (0.13)	52.46 (0.06)	0.81 (0.11)	55.03 (0.08)	1.79 (0.15)	75.86 (0.03)	68.62 (0.09)	22.20 (0.34)
引きボルト	1.54 (0.09)	52.58 (0.01)	1.86 (0.19)	63.31 (0.12)	21.87 (0.64)	74.07 (0.02)	34.34 (0.09)	1.58 (1.45)
梁 座 金	1.12 (0.33)	73.43 (0.05)	— —	— —	— —	— —	71.19 (0.39)	— —
圧 縮 側	1.05 (0.19)	46.15 (0.1)	1.35 (0.21)	59.49 (0.12)	5.70 (0.21)	74.30 (0.03)	44.67 (0.13)	3.67 (0.56)
B450-E120-P (正方向)								
柱 座 金	0.55 (0.24)	54.56 (0.03)	0.61 (0.23)	60.91 (0.04)	3.32 (0.33)	85.23 (0.04)	104.06 (0.25)	11.58 (0.82)
引きボルト	2.43 (0.06)	65.08 (0.02)	2.46 (0.06)	65.92 (0.01)	45.35 (0.04)	83.10 (0.01)	26.91 (0.07)	0.40 (0.06)
梁 座 金	0.90 (0.3)	82.34 (0.02)	— —	— —	— —	— —	99.17 (0.31)	— —
圧 縮 側	1.92 (0.16)	60.76 (0.04)	2.31 (0.17)	72.65 (0.04)	14.69 (0.3)	83.68 (0.02)	32.35 (0.19)	1.12 (0.78)

※ () 内の数字は変動係数

表 2-16 各バネのバイリニア特性値 (⑦樹種、強度などの比較)

バネ	降 伏 点		仮 想 降 伏 点		終 局 点		初期剛性	2 次剛性
	δ_y (mm)	P_y (kN)	δ_v (mm)	P_v (kN)	δ_u (mm)	P_u (kN)	K_I (kN/mm)	K_2 (kN/mm)
B450L-C300 (正方向)								
柱 座 金	0.61 (0.22)	37.95 (0.26)	0.74 (0.24)	47.33 (0.32)	14.58 (0.35)	84.07 (0.09)	64.34 (0.29)	2.83 (0.55)
引きボルト	1.88 (0.63)	55.21 (0.23)	2.37 (0.64)	69.78 (0.21)	11.35 (0.55)	88.71 (0.12)	44.48 (0.74)	2.92 (0.87)
梁 座 金	3.91 (0.47)	86.04 (0.08)	— —	— —	— —	— —	32.28 (0.93)	— —
圧 縮 側	2.15 (0.41)	43.11 (0.22)	2.57 (0.39)	51.95 (0.18)	24.04 (0.22)	92.78 (0.16)	21.93 (0.26)	1.78 (0.33)
B450×120-E120 (正方向)								
柱 座 金	0.77 (0.1)	41.45 (0.16)	0.92 (0.04)	49.48 (0.1)	5.62 (0.42)	73.56 (0.03)	53.88 (0.07)	5.79 (0.36)
引きボルト	2.60 (0.13)	52.38 (0.01)	2.79 (0.1)	56.28 (0.05)	36.33 (0.38)	73.71 (0.05)	20.35 (0.12)	0.57 (0.35)
梁 座 金	0.58 (0.29)	71.22 (0.03)	— —	— —	— —	— —	130.99 (0.3)	— —
圧 縮 側	1.83 (0.54)	47.77 (0.04)	2.14 (0.45)	58.33 (0.1)	13.73 (0.65)	72.64 (0.04)	32.80 (0.59)	2.22 (0.81)

※ () 内の数字は変動係数

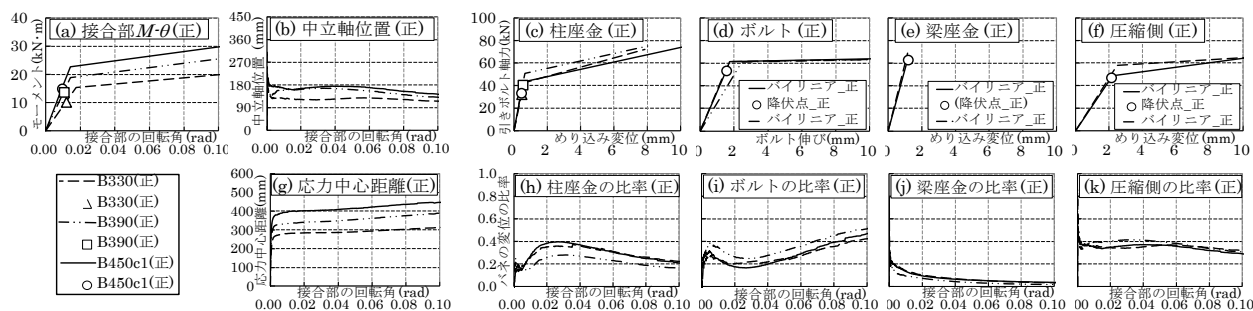


図 2-30 梁柱（④梁せいの比較）——中立軸位置，応力中心距離，バネの比較

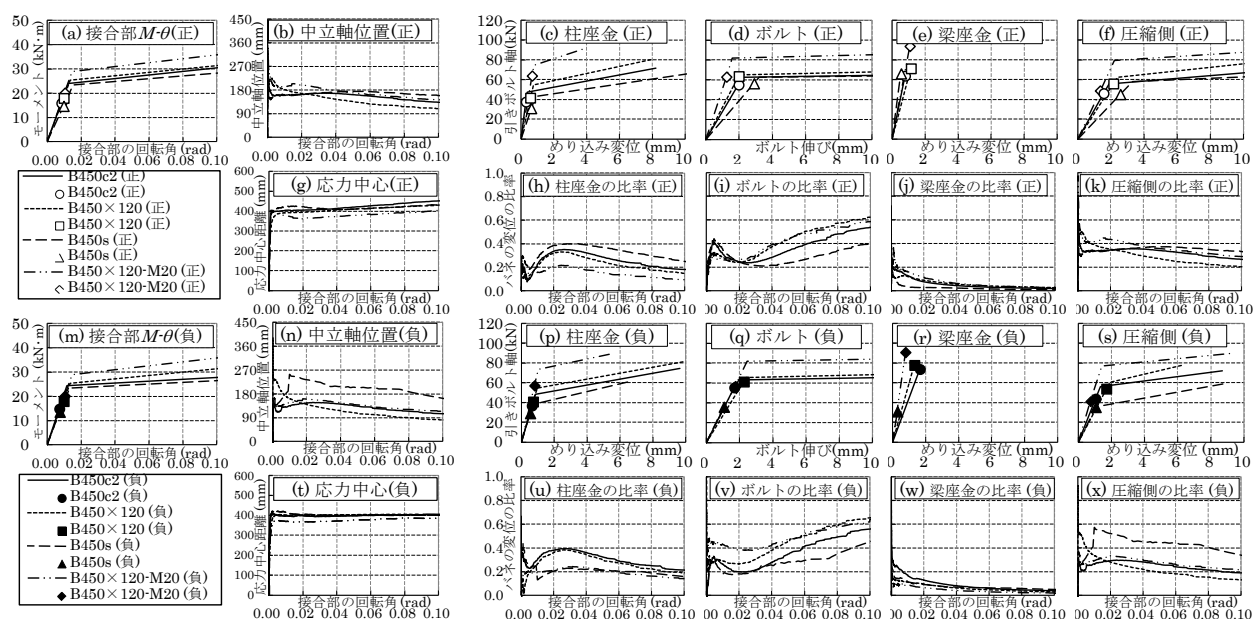


図 2-31 梁柱（⑤材幅などの比較）——中立軸位置，応力中心距離，バネの比較

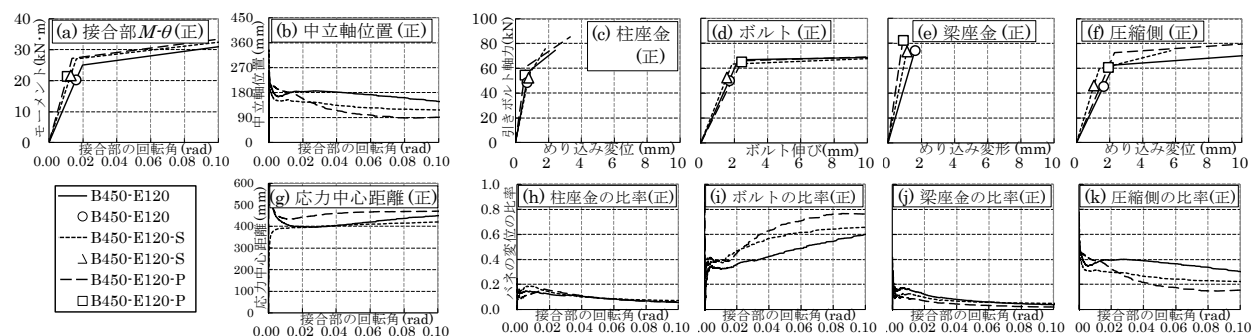


図 2-32 梁柱（⑥圧縮側補強の比較）——中立軸位置，応力中心距離，バネの比較

2.4. 計算に用いる物性値のための要素試験

稲山式が提案した引きボルト式接合部の設計式¹⁾（以下、稲山式）による計算に用いる物性値を得るために、JIS イス型せん断試験、ボルト引張試験を行った。

2.4.1. JIS イス型せん断試験

2.4.1.1. 試験体と試験方法

稲山式による計算に用いるために、JIS イス型せん断試験により、せん断強さを測定した。

JIS Z2101「木材の試験方法」に基づいてイス型せん断試験（図 2-33）を行った。接合部の座掘底面が 60mm×60mm なので、引きボルト軸力による、せん断力を受けるのは集成材の最外の 2 層のラミナである。そこでオウシュウアカマツ E105-F300 の最外層 L125 の強度等級のラミナを試験体（表 2-17）として試験を行った。せん断面積の基準値は 20mm×20mm=400mm²とした。せん断面は、JIS に規定されている柃目面(90°)、板目面(0°)に加えて、実際の材には 45° のせん断面が多いので、45° についても試験を行った（図 2-34）。加力速度は 1mm/min（5.88N/min 以下）で行った。



図 2-33 JIS イス型せん断試験の状況

表 2-17 JIS イス型せん断試験の試験体仕様

試験体名	ラミナ	せん断面	試験体数
L125-90	L125	90	9
L125-45	L125	45	9
L125-00	L125	0	9

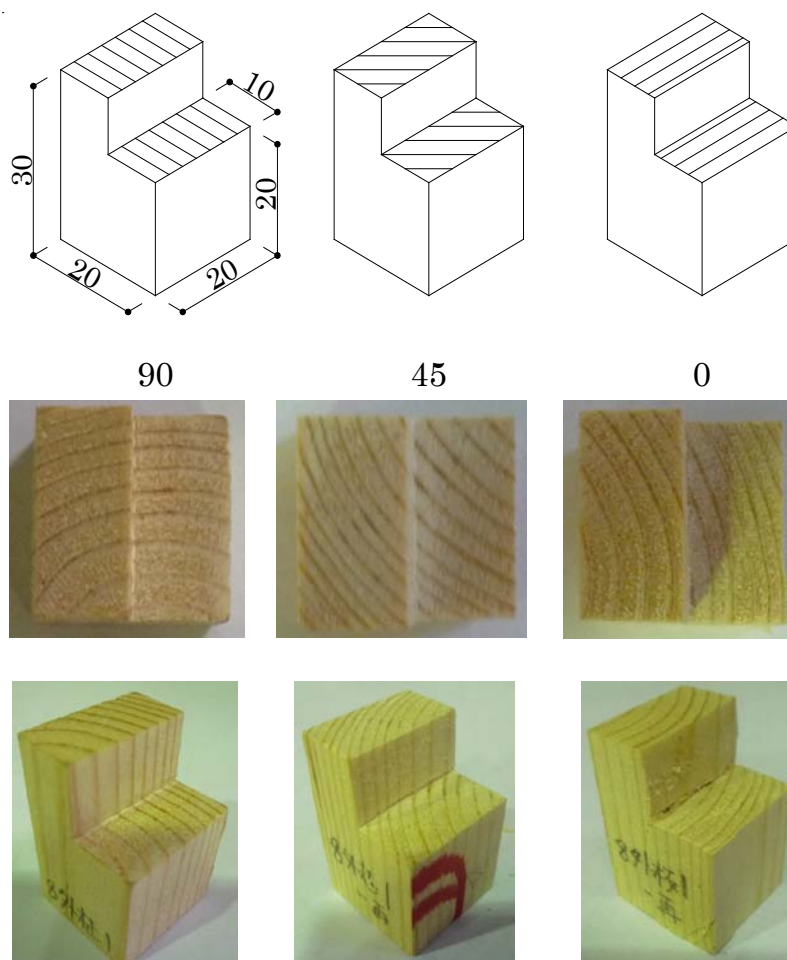


図 2-34 JIS イス型せん断試験の試験体

2.4.1.2. 試験結果

JIS イス型せん断試験より，せん断強さの平均値は 9.38N/mm^2 となった（表 2-18）。この値を，稲山式による梁柱接合部，柱脚接合部の座掘座金から材木口までの終局せん断耐力の算定に用いる。この値は，平成 12 年建設省告示第 1024 号による 3.0N/mm^2 の約 3 倍の値である。

表 2-18 JIS イス型せん断試験の試験結果

試験体名	9 体の平均せん断強さ (N/mm^2)	90, 45, 00 の平均値 (N/mm^2)
L125-90	9.87	9.38
L125-45	8.89	
L125-00	9.38	

2.4.2. ボルト引張試験

2.4.2.1. 試験体と試験方法

稲山式による計算に用いる物性値として、ボルトの降伏応力度、引張強度、見かけのヤング係数を算定するために、ボルト引張試験を行った。

M16(SNR400)のボルト引張試験の試験方法を図 2-35、試験体は、梁柱接合部試験のコントロール試験体である B450 の引きボルトの長さである Lb765 と柱脚接合部試験のコントロール試験体である C390 の引きボルトの長さである Lb485 とした (表 2-19)。加力速度は 0.2mm/sec で行った。

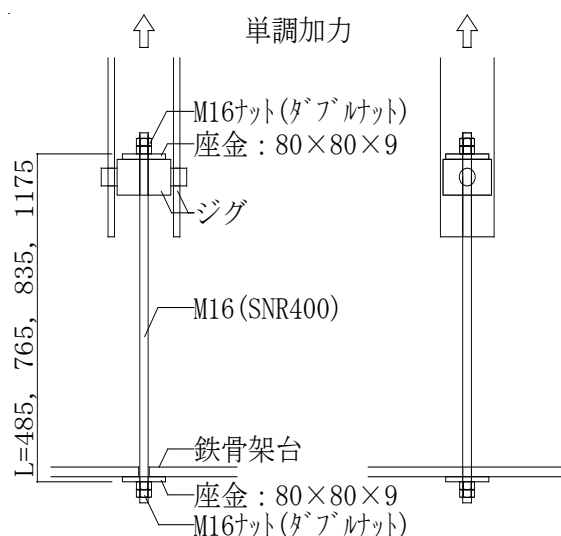


図 2-35 ボルト引張試験の試験方法

表 2-19 ボルト引張試験の試験体仕様

試験体名	ボルト長さ (ナット内法) (mm)	胴部 長さ (mm)	ネジ部 長さ (mm)	胴部 断面積 (mm ²)	ネジ部 断面積 (mm ²)	試験 体数
Lb765	765	710	55	201	158	6
Lb485	485	430	55	201	158	6

2.4.2.2. 試験結果

ボルト引張試験の試験結果の包絡曲線とバイリニア曲線を図 2-36、バイリニア特性値を表 17 に示す。

バイリニア置換は以下の①から⑤の手順で行った。①包絡線上の $0.1P_{max}$ から $0.6P_{max}$ までの最小二乗近似直線を直線Ⅰとする。②包絡線上の $0.2\delta_{Pmax}$ から $1.0\delta_{Pmax}$ までの最小二乗近似直線を第Ⅱ直線とする。③直線Ⅰと直線Ⅱの交点を通り x 軸に平行な直線を直線Ⅲとし、包絡線と直線Ⅲの交点を降伏点 (δ_{ty}, P_{ty}) とする。④原点 (0,0) と降伏点を通る直線を第Ⅳ直線とし、その勾配を初期剛性 K_t とする。⑤最大荷重点 (δ_{Pmax}, P_{max}) を終局点 (δ_{tu}, P_{tu}) とし、降伏点と終局点を結んだ線を直線Ⅴとする。

バイリニア特性値を用いて、降伏応力度、引張強度、見かけのヤング係数を算定する。降伏応力度 F_{ty} 、引張強度 F_{tu} は、降伏荷重 P_y 、終局荷重 P_u 、ネジ部断面積 A_{ts} (表 2-19, 表 2-20) として、 $F_{ty}=P_y/A_{ts}$ 、

$F_{tu}=P_u/A_{ts}$ で算定した。見かけのヤング係数 E_t は、初期剛性 K_t 、ボルト長さ L_t 、胴部断面積 A_{tb} として、 $E_t=K_t \times (L_t/A_{tb})$ で算定した（表 2-21）。

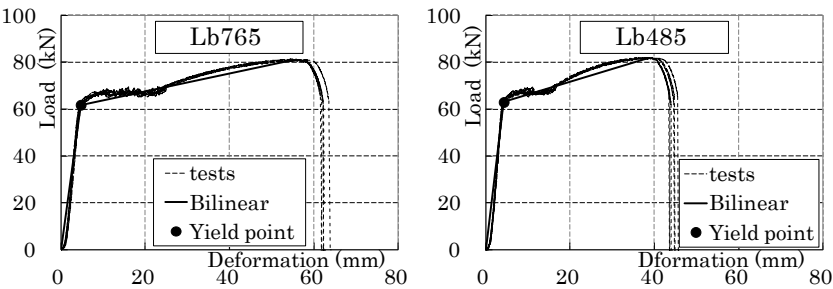


図 2-36 ボルト引張試験の試験結果

表 2-20 ボルト引張試験のバイリニア特性値

試験体	降伏点		終局点		初期剛性
	δ_{ty}	P_{ty}	δ_{tu}	P_{tu}	K_t
	(mm)	(kN)	(mm)	(kN)	(kN/mm)
L b 7 6 5	4.75	61.77	55.08	80.98	13.03
	(0.05)	(0.013)	(0.007)	(0.004)	(0.044)
L b 4 8 5	4.32	62.95	38.59	81.86	14.58
	(0.042)	(0.005)	(0.028)	(0.002)	(0.04)

※ () 内の数字は変動係数

表 2-21 ボルト引張試験による材料強度・ヤング係数

試験体	降伏応力度	引張強度	見 か け の ヤ ン グ 係 数
	F_{ty}	F_{tu}	E_t
	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(kN/mm ²)
L b 7 6 5	390.9	512.6	49.58
	(0.013)	(0.004)	(0.044)
L b 4 8 5	398.4	518.1	35.18
	(0.005)	(0.002)	(0.04)

※ () 内の数字は変動係数

2.5. 稲山式による計算値と試験値との比較

梁せいをパラメータとした梁柱接合部試験の正方向加力の仕様で、稲山式による計算を行い、計算値と試験値の比較検証をする。

解析モデルを図 2-37、計算に用いる物性値の一覧を表 2-22 に示す。

計算値の初期剛性、降伏モーメントの決定要因の①梁木口の三角形めり込み降伏耐力、②柱座金の等変位めり込み降伏耐力、③引きボルトの引張降伏耐力、および、終局モーメントの決定要因の④座掘座金の梁繊維方向への圧縮降伏耐力、⑤座掘座金から梁木口への終局せん断耐力、⑥引きボルトの引張破壊耐力、⑦柱の終局曲げモーメント、⑧梁の終局曲げモーメントを、表 2-23 に示す。降伏モーメントは、B330 は①、B390 は②、B450 は②で決まった。終局モーメントは、全て④で決まった。

終局モーメントの算定で、⑥引きボルトの引張破壊耐力による推定値も試験値と合っていない。算定式 $M_{u2}=T_{u2}(d-x_a)$ であり、ボルト軸力 T_{u2} は、接合部試験と同一ロットのボルトを用いて行ったボルト引張試験から求めた値なので、応力中心間距離 $d-x_a$ (図 2-37) の計算の誤差が大きいと考えられる。⑤座掘座金から梁木口への終局せん断耐力の推定では、梁材の基準せん断強度を JIS イス型せん断試験の値を用いて計算を行うと、文献¹⁾の計算例と同様に、せん断面積の低減係数を 1/2 とすると、計算値はかなり過大な値となる。

計算値と試験値との比較のグラフを図 2-38 から図 2-40、計算値と試験値の比を表 2-24 に示す。表 21 より B330, B390, B450 の比を比べると、材せいの大きな B450 の場合が比較的合っている。しかし、B450 でも降伏モーメント、終局モーメント、初期剛性の比は 0.55 から 0.68 程度である。①から⑥までの計算には、応力中心間距離の値を用いる。この値を正確に推定する必要があると推察される。応力中心間距離の引張側は引きボルトの位置、圧縮側は梁木口の三角形変位めり込みによる等変分布荷重の等価集中荷重の位置である。圧縮側の合力位置は、めり込み応力の分布を等変分布荷重と仮定して算定しているが、実際には端部の応力割合が大きいため、等価柱柱荷重の位置は外側にずれて、応力中心間距離の値が大きくなると推察される。今後、引き続きこの点について研究を行い、適切な剛性を算定する式を作成したいと考えている。

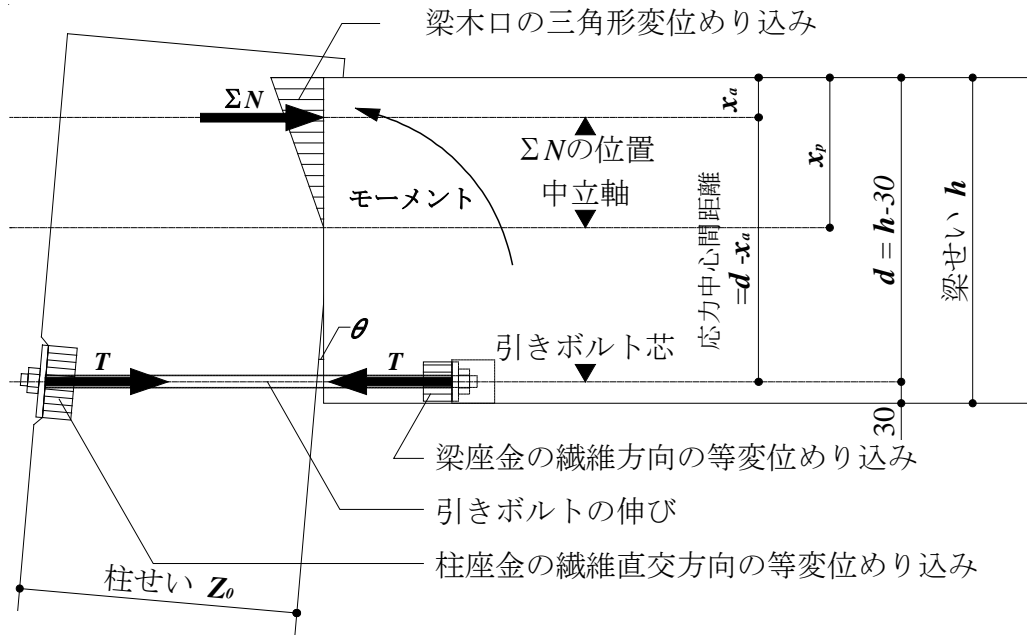


図 2-37 引きボルト式接合部の解析モデル

表 2-22 計算に用いる物性値の一覧

計算に用いる物性値	記号	値	単位	備考
梁材の繊維方向のヤング係数	E_{0B}	11.0	kN/mm ²	「平19農水告1152号」 (集成材の日本農林規格) 等級E105-F300, 断面120×450の ラミナ構成は15枚 最外層; L125 一番外側 外層; L110 外から2枚目 中間層; L100 外から3&4枚目 内層; L80 上記以外 本計算では外層L110で算定する
柱材の繊維方向のヤング係数	E_{0C}	12.5	kN/mm ²	「平19農水告1152号」 (集成材の日本農林規格) 等級E105-F300, 断面120×390の ラミナは13枚 最外層; L140 一番外側 外層; L125 外から2枚目 中間層; L100 外から3&4枚目 内層; L 80 上記以外 本計算では最外層L125で算定する
柱材の繊維直交方向のヤング係数	E_{90C}	0.25	kN/mm ²	「木質構造接合部マニュアル」 (P228): $E_{0C}/50$
柱材の基準曲げ強度	F_{bC}	31.68	N/mm ²	「平12建告1024号」 寸法効果係数: 0.96 (300<辺長≤450)
梁材の基準曲げ強度	F_{bB}	31.68	N/mm ²	「平12建告1024号」 寸法効果係数: 0.96 (300<辺長≤450)
繊維方向に対する 繊維直交方向の置換係数	n	7	—	「木質構造接合部マニュアル」(P228) 7:J1 (気乾比重0.42) 6:J2 (気乾比重0.37) 5:J3 (気乾比重0.32) 気乾比重0.47(日本木材総合情報センター)
柱材の基準めり込み強度	F_{cv}	6.0	N/mm ²	「平12建告1024号」
柱材の縁端距離を無限大の時の めり込み降伏応力度	F_m	4.8	N/mm ²	「木質構造接合部マニュアル」(P229) 縁端距離を無限大とした時の めり込み降伏応力度 $F_m = (2.4/3)F_{cv}$
梁材の基準せん断強度	F_s	9.38	N/mm ²	要素試験の値 「平12建告1024号」では, 3.0N/mm ²
梁材の短期許容せん断応力度	$s f_s$	6.25	N/mm ³	「令89条」
梁材の基準支圧強度	F_e	25.4	N/mm ²	「木質構造設計異準・同解説」 表6.2(P223) J1繊維方向
ボルト鋼材のヤング係数(梁柱)	E_t	49.5	kN/mm ²	要素試験の値
ボルト鋼材のヤング係数(柱脚)	E_t	35.2	kN/mm ²	「鋼構造設計規準」では, 205kN/mm ²
ボルト鋼材の降伏応力度(梁柱)	F_{ty}	391	N/mm ²	要素試験の値
ボルト鋼材の降伏応力度(柱脚)	F_{ty}	398	N/mm ²	「平12建告2464号」では, 235N/mm ²
ボルト鋼材の引張強度(梁柱)	F_{tu}	513	N/mm ²	要素試験の値
ボルト鋼材の引張強度(柱脚)	F_{tu}	518	N/mm ²	「平12建告2464号」では, 400N/mm ²
ボルトの有効断面積(胴部)	A_{tb}	201	mm ²	$t^2 \pi = 8^2 \pi$
ボルトの有効断面積(ネジ部)	A_{ts}	158	mm ³	JIS B 1082 (M16)

表 2-23 計算値の一覧

計 算 の 項 目		モーメントの計算値 (k N m)		
		B 3 3 0	B 3 9 0	B 4 5 0
初期剛性 (k N m / r a d)		397.2	618.4	897.8
降 伏	① 梁 木 口 の 三角形 めり込み 降伏耐力	5.45	7.85	10.66
	② 柱 座 金 の 等変位 めり込み 降伏耐力	6.14	7.39	8.66
	③ 引 き ボ ル ト の 引 張 降 伏 耐 力	15.24	18.35	21.50
終 局	④ 座掘座金の梁繊維方向 への 圧 縮 降 伏 耐 力	18.27	22.01	25.77
	⑤ 座掘座金 から梁木口 への 終 局 せ ん 断 耐 力	56.24	67.72	79.32
	⑥ 引 き ボ ル ト の 引 張 破 壊 耐 力	20.00	24.08	28.21
	⑦ 柱の 終局 曲げ モーメント	69.87	69.87	69.87
	⑧ 梁の 終局 曲げ モーメント	34.77	52.13	73.41

表 2-24 計算値／試験値の比

試 験 体	降 伏 点		終 局 点		初期剛性 K_I
	θ_y	M_y	θ_u	M_u	
B 3 3 0 (正)	1.17	0.53	1.52	0.63	0.44
B 3 9 0 (正)	1.15	0.53	1.26	0.61	0.46
B 4 5 0 (正)	1.03	0.58	1.19	0.68	0.55

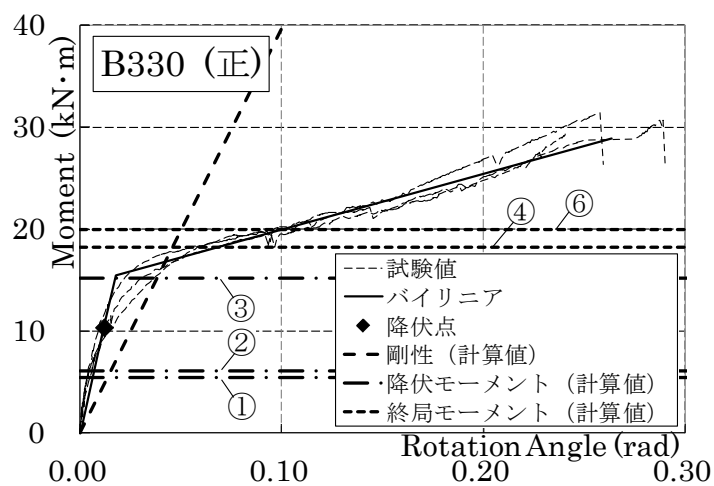


図 2-38 計算値と試験値との比較 (B330)

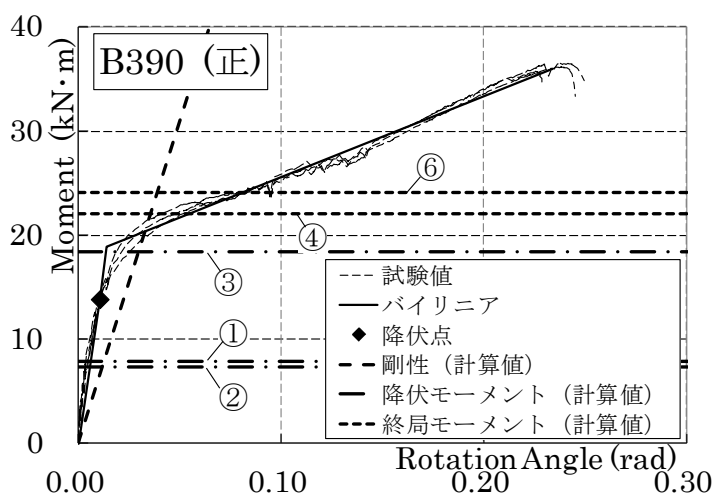


図 2-39 計算値と試験値との比較 (B390)

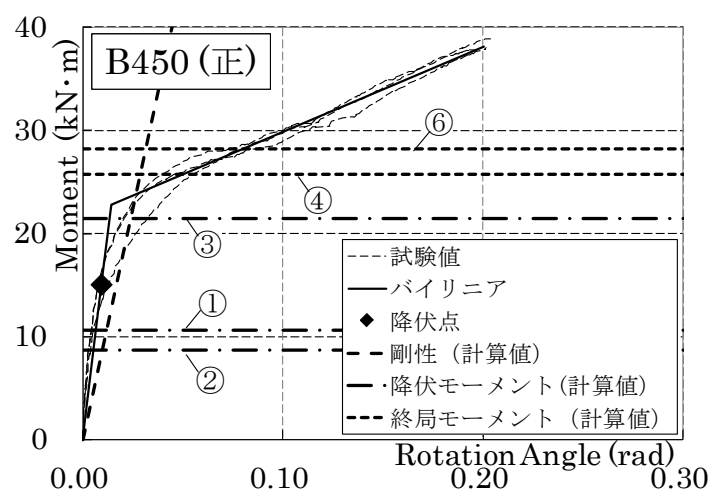


図 2-40 計算値と試験値との比較 (B450)

2.6. 引きボルト式接合部の挙動の解明についてのまとめ

本章では、引きボルト式接合部のモーメント加力試験を行い、様々なパラメータの考察を行った。本研究の仕様による引きボルト式接合部について、以下のことがわかった。

- ・ 梁せいをパラメータとした梁柱接合部試験では、梁せいが大きくなるほど、剛性、耐力ともに高い値となった。梁せいの比とバイリニア特性値の比の比較では、モーメント M_y , M_v , M_u の比は、梁せい比とほぼ同じ値となった。回転角 θ_y , θ_v , θ_u の比は、梁せい比の逆比に近い値となった。初期剛性の比は梁せい比の 2 乗に近い値となった。2 次剛性の比は梁せい比に近い値となった。
- ・ 引きボルト式接合部は基本的には、モーメント抵抗機構とせん断力に対する抵抗機構は独立している。しかし、せん断スパンをパラメータとした梁柱接合部試験では、せん断スパンが短くなると、同一モーメント時のせん断力負担がより大きくなるため、モーメントとせん断力との複合応力の影響により、剛性・耐力ともに低下した。
- ・ 圧縮側補強をパラメータとした梁柱接合部試験では、補強を行ったものは初期剛性が高くなった。
- ・ 柱せいをパラメータとした柱脚接合部試験では、柱せいが大きくなるほど、剛性、耐力ともに高い値となった。柱せいの比とバイリニア特性値の比の関係は、全体としては梁柱接合部試験のと同様の傾向を示した。
- ・ 柱脚接合部の柱木口のせん断破壊には、せん断破壊（ブロック）とせん断破壊（ボルト曲げ）2 つの種類があった。せん断長さが長くなるにしたがって、ボルト破断となるものが増えた。せん断長さが 300mm の試験体をもっともボルト破断した試験体が多かった。さらにせん断長さが長くなると、せん断破壊（ボルト曲げ）となる試験体が増え始めた。
- ・ 座掘側の座金による圧縮降伏耐力の値を超えると、せん断長さを長くしても、せん断破壊荷重はほぼ一定の値となった。
- ・ 上記 2 つの考察を合わせて考えると、本報の柱脚接合部の仕様においては、せん断長さを 300mm とした場合が、もっとも靱性のある接合部設計となった。
- ・ モーメントアームの長さは、加力点とせん断力を受けるほぞとの距離となった。
- ・ 引きボルト式接合部の 4 つの直列バネについて考察すると、梁せい、材幅、圧縮側補強などのパラメータが、バネの $P-\delta$ 関係や変位の比率に与える影響がわかった。
- ・ 接合部の応力中心距離は、ほぼ一定であるが、中立軸位置は接合部の変形に伴って移動することがわかった。
- ・ ほぞによるせん断バネは、同一荷重を受ける場合でも、接合部の回転角が小さいほど、剛性・耐力は高くなった。
- ・ 稲山式による計算においては、せん断面積と応力中心距離の算定方法に課題があると考えられる。

3. 門型ラーメン架構の挙動の解明

3.1. はじめに

本章では、様々な設計条件をパラメータとする門型フレーム試験（図 3-1）を行うことで、スパンをパラメータとした比較、鉛直荷重の有無による比較、層高をパラメータとした比較、梁上耐力壁の有無による比較などを行う。木質ラーメン構造を用いた構造設計の設計規準を作成するための基礎資料のひとつとなる。

また合わせて、門型フレーム試験と同仕様の接合部による接合部試験を行い、門型フレーム試験の各接合部のモーメントー回転角関係（以下、 $M-\theta$ 関係）と接合部試験の $M-\theta$ 関係の比較を行い、門型フレーム試験の各接合部の複合応力の影響の推定を行う。様々な設計条件をパラメータとする門型フレームの各接合部の応力状態の比較を行い、木質ラーメン構造の接合部を設計するためのクライテリアを検討する資料とする。

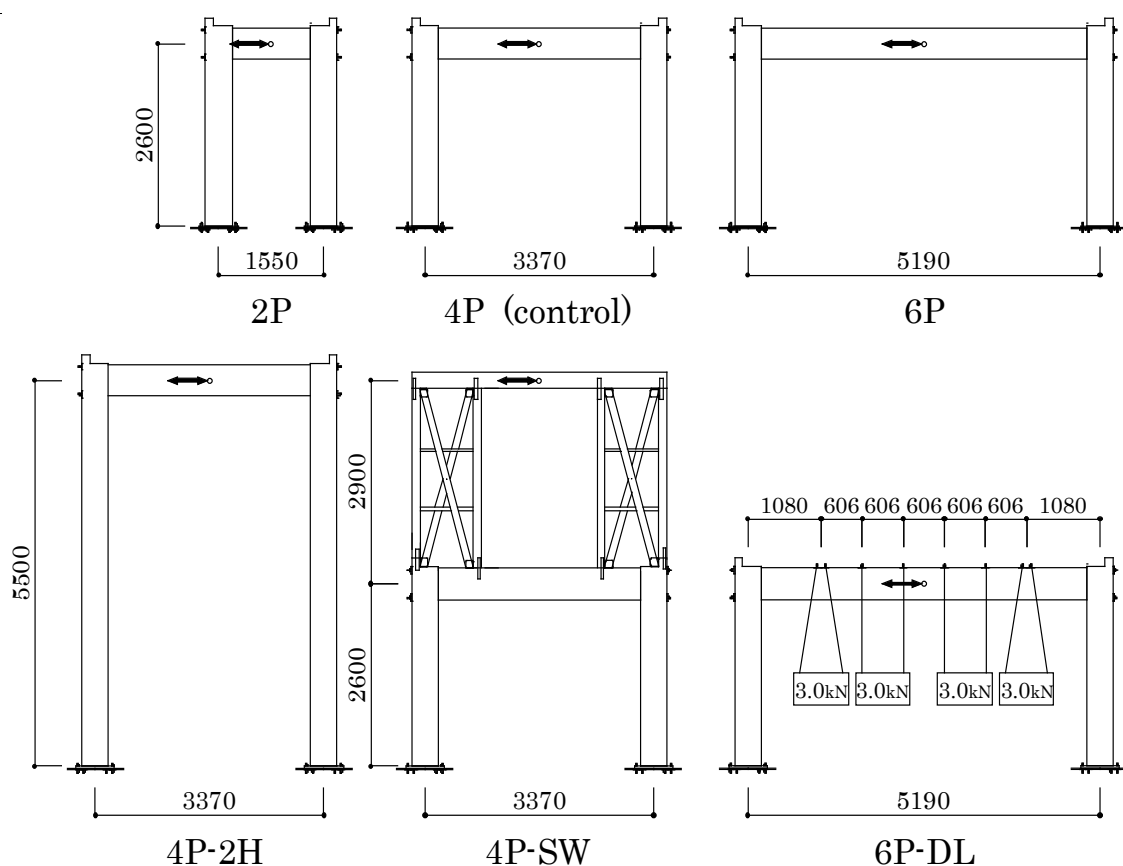


図 3-1 門型フレーム試験の試験体 (6 シリーズ)

3.2. 試験の目的と方法

3.2.1. 門型フレーム試験の目的

2P, 4P(control), 6P, 6P-DL, 4P-2H, 4P-SW の 6 シリーズの試験 (図 3-1) を行うことで、様々な設計条件をパラメータとする木質ラーメンフレームの構造性能を確認する。6 シリーズの門型フレームについて、フレームの荷重-層間変形角関係 (以下、 P - y 関係) と各接合部の M - θ 関係との関係について考察する。

比較は、スパンをパラメータとした比較 (2P, 4P, 6P)、鉛直荷重の有無による比較 (6P, 6P-DL)、層高をパラメータとした比較 (4P, 4P-2H)、梁上耐力壁の有無による比較 (4P, 4P-SW) の 4 つのパラメータについて行う。

3.2.2. 門型フレーム試験の試験方法

図 3-1 に示す 6 シリーズの試験を各 3 体ずつ行った。6 シリーズの試験体の使用材料 (表 3-1) は全て共通である。本試験は設計条件をパラメータとする比較を行うことが目的であるので、材料によるばらつきを抑制するために、梁材、柱材、引きボルトは同一ロットの材を用いた。梁柱接合部、柱脚接合部はともに引きボルト式接合部 (図 3-2) とし、6 シリーズの試験体で全て共通である。破壊モードによるばらつきを無くすために、せん断長さ (梁木口から座掘までの長さ) を 300mm と大きめにして、破壊モードを、脆性的な木部のせん断破壊ではなく、靱性のある引きボルトの破断に誘導した。門型フレーム試験、梁柱接合部試験、柱脚接合部試験の全ての試験体で、引きボルトの軸力を測定するために設置したセンターホール型ロードセルを用いて、初期軸力を 5kN に管理して試験を行った。

2P, 4P(control), 6P, 4P-2H は、図 1 に示すスパンと層高の試験体である。シリーズ名のスパン寸法は、1P=910mm とし、柱外面より 60mm (壁厚寸法の 1/2) 内側を壁芯として算定した (図 3-3)。

6P-DL の試験体は 6P の梁に鉛直荷重を載架したものである。鉛直荷重は 3.0kN の鉄骨ブロック 4 個を吊り下げた。内側の 2 個は 606mm ピッチ 2 か所で支持し、端部の 2 個は梁柱接合部と干渉するため 1 か所で吊り下げた (図 3-1)。この荷重を等分布荷重に単純に均して概算すると、ラーメン梁の荷重負担幅を 910mm と仮定した場合の約 2.4kN/m² の設計荷重 (Design Load) に相当する。この荷重は、用途を店舗とした場合の固定荷重 1.1kN/m²、積載荷重 1.3kN/m² (建築基準法施行令 85 条の地震力計算用) 程度を想定したものであり、ALC 版を用いた遮音床程度の床仕様を想定したものである。

4P-SW の試験体は 4P の門型フレーム架構の上部に 1P の耐力壁 2 枚を載せたものである。耐力壁の仕様は、幅 910mm×高さ 2900mm、筋かい 45mm×105mm 構造用 LVL100E、筋かい金物は壁倍率 2 倍用ボックス金物、座屈防止用として筋かいと同材を横方向 2 段で設置した。4P-SW の試験体の梁上耐力壁 (3 体×2 枚=6 枚) の試験結果を用いて算定した耐力壁の短期基準せん断耐力は、14.34kN/m (壁倍率 7.32 倍/m) であった。この算定にあたっては、木質構造において一般に用いられる完全弾塑性モデルによる評価方法⁵⁾に準じて行ったが、下部の門型フレームが先行破壊 (図 3-4) するため $P_u \times (0.2/D_s)$ の指標は除いた。また、本試験の梁上耐力壁の構造性能を確認するのが目的であるため、ばらつき係数は乗じないで 6 枚の平均値とした。

試験方法を図 3-3 に示す。加力は梁の中心 (4P-SW は梁上耐力壁上部の梁の中心 1 か所で加力) で、1/450, 1/300, 1/200, 1/150, 1/100, 1/75, 1/50, 1/30 を正負交番 3 回繰り返して行い、最後は左方向に引き倒した。本試験の加力方向は、一般的な座標軸とは反対になるが、左方向を正方向と定義する (図 3-3)。変位計は、フレーム全体の挙動を測定するためのものは図 3-3 に記載した。接合部には図 3-5 の

接合部試験の試験方法に示した変位計と同様の変位計を設置して、門型フレーム試験の各接合部の $M-\theta$ 関係などを測定した。また、梁材、柱材の負担モーメント、負担軸力を算定するために、各シリーズの3体目のみに、ひずみゲージを設置した。

表 3-1 試験体の仕様

部位	材料・寸法
柱	オウシュウアカマツ対象異等級構成集成材 E105-F300、120mm×390mm
梁	オウシュウアカマツ対象異等級構成集成材 E105-F300、120mm×450mm
引きボルト	M16、SNR400
柱座金	80mm×80mm×9mm
梁座金	54mm×54mm×9mm

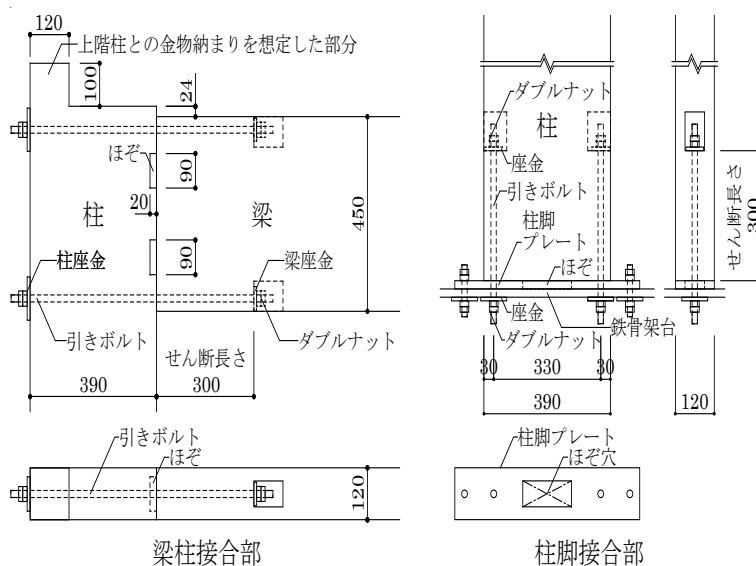


図 3-2 接合部の仕様

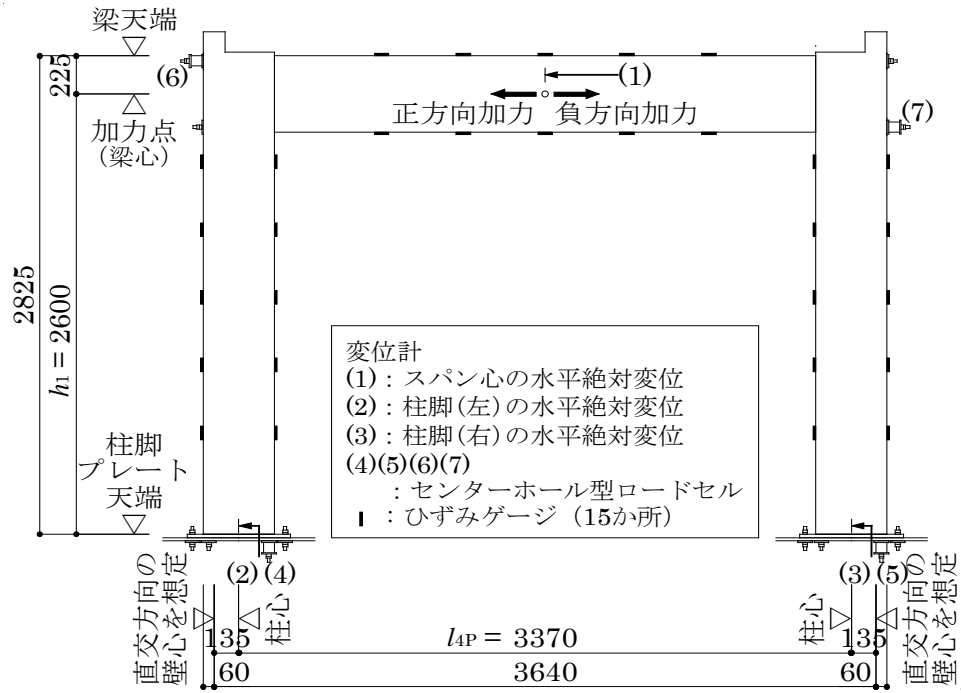


図 3-3 門型フレーム試験の試験方法 (4P(control)の場合)

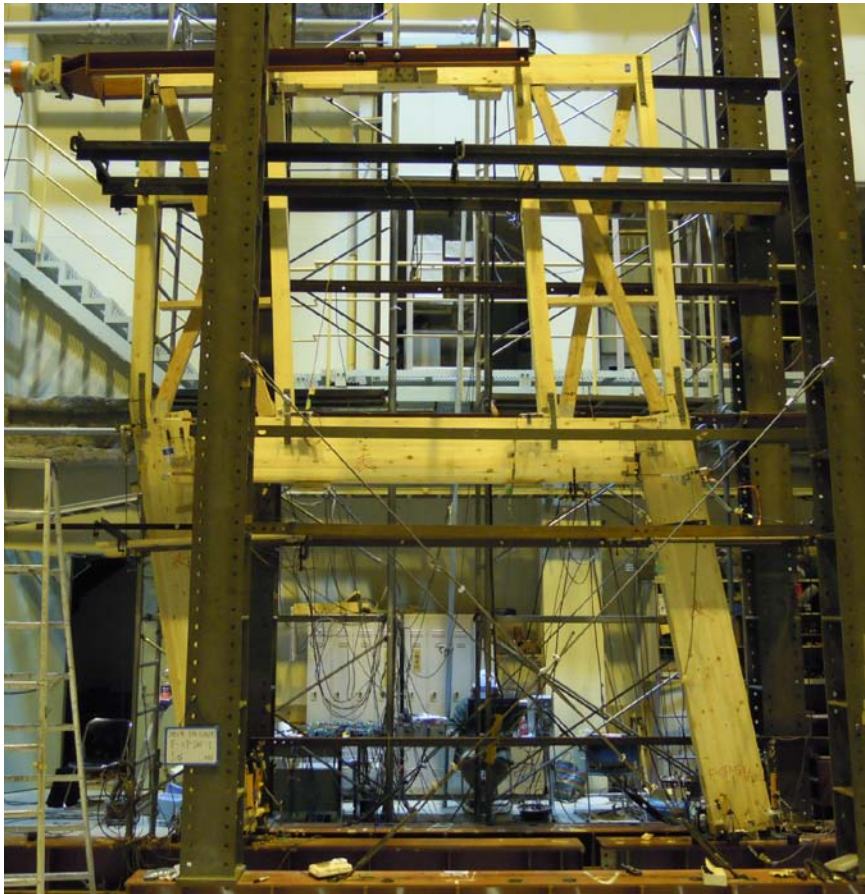


図 3-4 終局時(約 1/10rad)の 4P-SW

3.2.3. 接合部試験の目的

木質ラーメン構造の設計を行うさいに、接合部の $M-\theta$ 関係を接合部試験または計算により算定して、フレームの数値計算を行うことが多い。また、接合部試験により $M-\theta$ 関係を算定した場合は、接合部試験の時のモーメント M ・軸力 N ・せん断力 Q の複合応力の状態と、実際に用いるフレームにおける応力状態が異なる場合が多い。

本研究では、門型フレーム試験と同仕様の接合部の試験体による梁柱接合部試験 B120、柱脚接合部試験 C120 を行い、門型フレーム試験の各接合部の $M-\theta$ 関係と接合部試験の $M-\theta$ 関係の比較をして、門型フレーム試験の各接合部において、 $N \cdot Q$ の応力が $M-\theta$ 関係に与える影響の推定を行う。

また、接合部のせん断力の影響について検討するために、せん断スパンをパラメータとした梁柱接合部試験 B105、B105s を行った。

3.2.4. 接合部試験の試験方法

梁柱接合部試験 B120、柱脚接合部試験 C120 は各 6 体、梁柱接合部試験 B105、B105s は各 3 体の試験を行った。梁柱接合部試験 B120、柱脚接合部試験 C120 は、試験体の使用材料（表 3-1）、引きボルト式接合部の仕様（図 3-2）とも門型フレーム試験と同様である。梁柱接合部試験 B105、B105s は、部材断面が柱 105mm×390mm、梁 105mm×450mm であり、その他仕様は B120 と同様である。門型フレーム試験の各接合部との比較を行うことが目的であるので、梁材、柱材、引きボルトは、門型フレーム試験に用いた材と同一ロットの材を用いた。

梁柱接合部試験の試験仕様を表 3-2、試験方法を図 3-5 左に示す。B120、C120、B105 の加力点は門型フレーム試験 4P の梁の反曲点長比 0.5 を想定した点とした。せん断スパンをパラメータとした B105s の加力点は B105 の半分とした。加力スケジュールは、1/450、1/300、1/200、1/150、1/100、1/75、1/50、1/30 を正負交番 3 回繰り返して行い、最終加力は両方向とも加力用ジャッキのストロークいっぱいまで加力を行った。本試験の加力方向は、一般的な座標軸とは反対になるが、左方向を正方向と定義する（図 3-5）。梁柱接合部試験は L 字型の試験体であるため、正方向加力と負方向加力では構造性能が異なり、正負非対称となる。そのため両方向の構造性能を確認することとした。しかし、試験場の加力用ジャッキのストロークの関係で両方向の破断までの加力を行うことはできなかった。そこで加力用ジャッキのストロークの中心を初期位置として、両方向とも 1/8rad まで加力を行った。以前に行った同様の試験では 1/6 rad 程度で引きボルト破断が起こったことから、本試験でも同程度の回転角で破壊が起こると推察される。また、試験体の柱・梁材は 3m 材を用いて、材の両側に仕口を作り、1 組で 2 回の試験を行った。

柱脚接合部試験の試験仕様を表 3-2、試験方法を図 3-5 右に示す。試験体数は 6 体とした。加力点は門型フレーム試験 4P の柱の反曲点高比 0.5 を想定した点とした。加力スケジュールは、1/450、1/300、1/200、1/150、1/100、1/75、1/50、1/30 を正負交番 3 回繰り返して行い、最終加力は正方向に引き切りとした。試験体は材の両側に仕口を作り、1 組の材で 2 回の試験を行った。

表 3-2 接合部試験の仕様

試験体	部材断面 (mm)	接合部フェイスと 加力点の距離(mm)	試験体数
B120	柱：120×390 梁：120×450	1490	6体
C120	柱：120×390	1300	6体
B105	柱：105×390 梁：105×450	1490	3体
B105s	柱：105×390 梁：105×450	745	3体

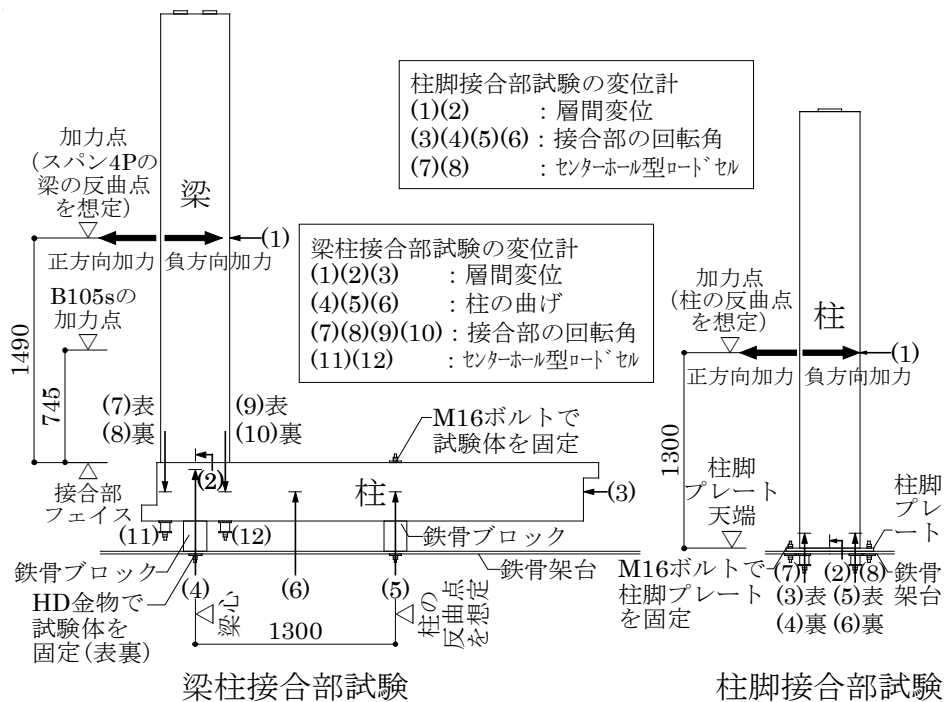


図 3-5 接合部試験の試験方法

3.3. 試験結果

3.3.1. 門型フレーム試験の試験結果

各シリーズの試験結果の試験体 3 体の包絡曲線とバイリニア曲線の平均を図 3-6 に示す。シリーズどうしの試験結果の比較を行うために、試験結果の包絡線をバイリニア置換した。バイリニア置換は全シリーズに共通の方法として以下の①から⑥の手順で行った。①降伏点(γ_y, P_y)を、木質構造において一般に用いられる完全弾塑性モデルの作成方法⁵⁾により決定する。②原点(0,0)と降伏点を結んだ直線Ⅰの勾配を初期剛性 K_I とする。③包絡線上の $0.4\gamma_{max}$ から $0.9\gamma_{max}$ までの最小二乗近似直線を直線Ⅱとし、その勾配を 2 次剛性 K_2 とする。④直線Ⅰと直線Ⅱの交点を仮想降伏点(γ_v, P_v)とする。⑤最大荷重点の層間変形角を γ_u とする。⑥ $x=\gamma_u$ と直線Ⅱの交点を終局点(γ_u, P_u)とする。

各シリーズの試験結果のバイリニア特性値の平均値一覧を表 3-3 に示す。2P の終局点変形角の変動係数が 0.24, 2 次剛性の変動係数が 0.20 と大きな値となった。2P の 1 体目のみが 0.066rad (1/15rad) で梁柱接合部 (右) が梁木口のせん断破壊 (図 3-7 左) となり、他の 17 体は想定通りのボルト破断となった。破壊モードの違いにより終局点変形角がばらついたためと考えられる。2P の終局点変形角以外では、それぞれのシリーズ内では、剛性、降伏点、終局点ともに変動係数は 0.14 以下となり、大きなばらつきはなかった。

表 3-3 門型フレーム試験のバイリニア特性値の平均値一覧

試験 シリーズ	降 伏 点		仮 想 降 伏 点		終 局 点		初期剛性	2 次剛性
	γ_y (rad)	P_y (kN・m)	γ_v (rad)	P_v (kN・m)	γ_u (rad)	P_u (kN・m)	K_I (kN・m/rad)	K_2 (kN・m/rad)
2P	0.0148 (0.04)	31.88 (0.01)	0.0193 (0.07)	41.47 (0.04)	0.0897 (0.24)	50.85 (0.05)	2152 (0.03)	139 (0.2)
4P (control)	0.0132 (0.12)	30.24 (0.05)	0.0172 (0.08)	39.32 (0.01)	0.1027 (0.09)	48.32 (0.02)	2299 (0.09)	106 (0.09)
6P	0.0140 (0.12)	27.90 (0.01)	0.0190 (0.1)	37.84 (0.04)	0.1017 (0.06)	47.05 (0.01)	2007 (0.12)	111 (0.11)
6P-DL	0.0128 (0.09)	29.72 (0.04)	0.0164 (0.11)	38.09 (0.03)	0.0981 (0.03)	47.42 (0.01)	2345 (0.14)	114 (0.07)
4P-2H	0.0161 (0.1)	14.34 (0.02)	0.0198 (0.06)	17.72 (0.02)	0.0977 (0.03)	22.16 (0.01)	897 (0.08)	57 (0.05)
4P-SW	0.0160 (0.12)	31.60 (0.08)	0.0191 (0.09)	37.78 (0.03)	0.0950 (0.07)	51.89 (0.01)	1984 (0.06)	187 (0.05)

※ ()内の数字は変動係数

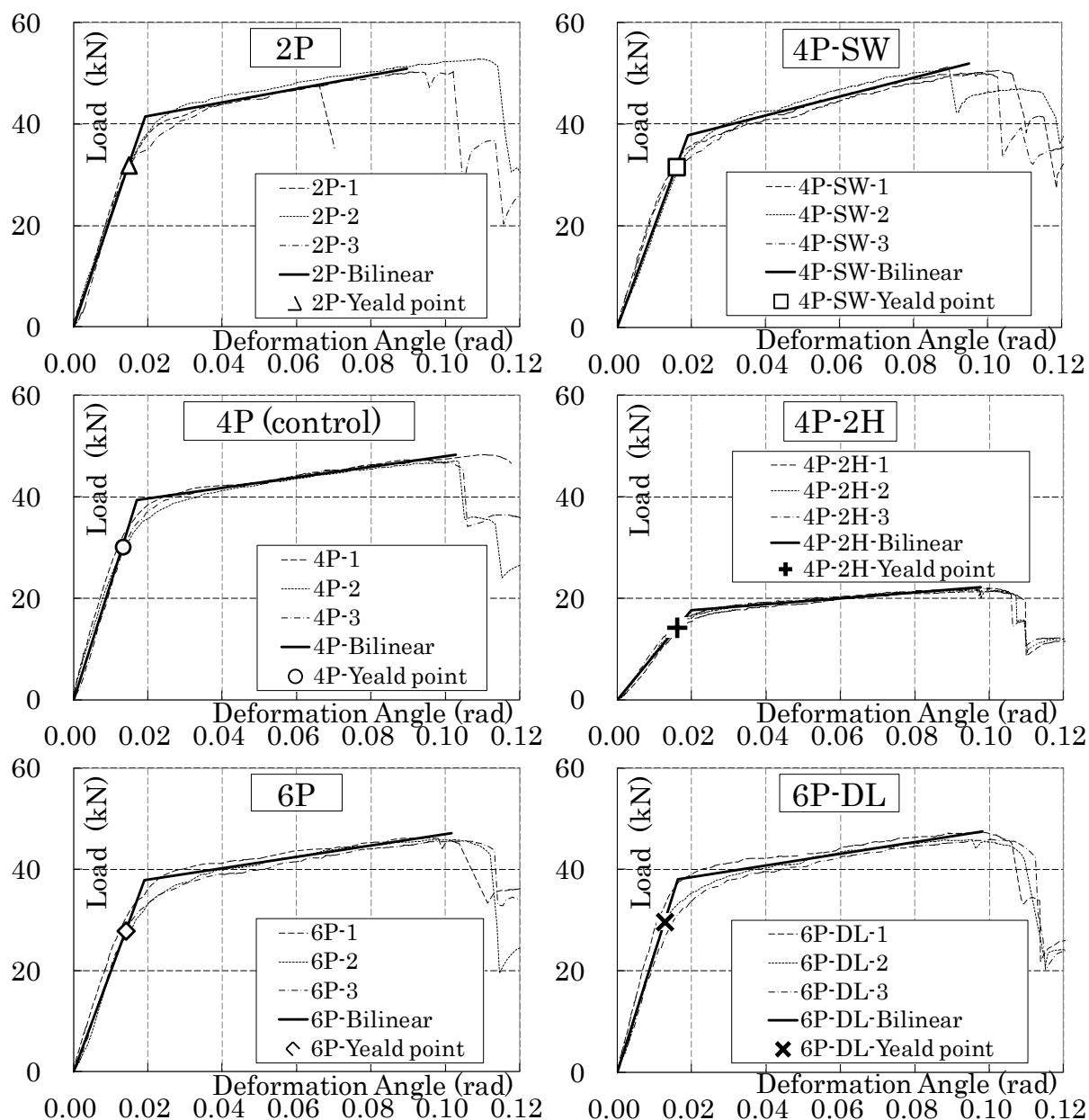


図 3-6 試験結果の包絡曲線とバイリニア曲線

3.3.2. 接合部試験の試験結果

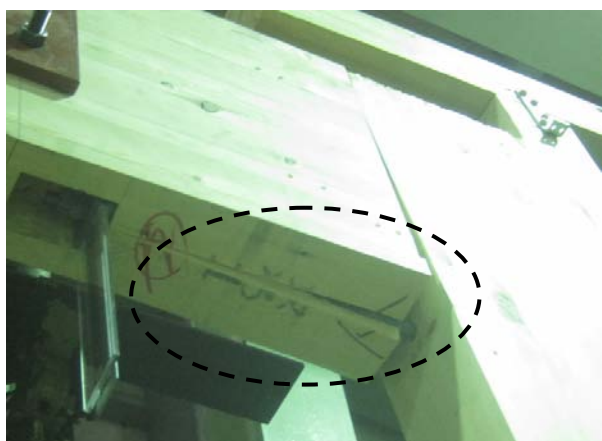
門型フレーム試験の各接合部との比較のために、B120、C120 の試験結果の包絡曲線のバイリニア置換（表 3-4、図 3-8）を行った。モーメントは、景山ら¹⁾の提案する接合部フェイスの位置（図 3-5）で算定した。梁柱接合部のバイリニア置換は、門型フレーム試験と同様の方法で行った。柱脚接合部のバイリニア置換は、以下の①から⑥の手順で行った。①包絡線上の $0.1M_{max}$ から $0.6M_{max}$ までの最小二乗近似直線を直線Ⅰとする。②包絡線上の $0.2\theta_{Mmax}$ から $0.8\theta_{Mmax}$ までの最小二乗近似直線を直線Ⅱとし、その勾配を 2 次剛性 K_2 とする。③直線Ⅰと直線Ⅱの交点を通り x 軸に平行な直線を直線Ⅲとし、包絡線と直線Ⅲの交点を降伏点(θ_y, M_y)とする。④原点(0,0)と降伏点を通る直線を直線Ⅳとし、その勾配を初期剛性 K_1 、直線Ⅳと直線Ⅱの交点を仮想降伏点(θ_v, M_v)とする。⑤最大モーメント点の回転角を θ_u とする。

⑥ $y=\theta_u$ と直線Ⅱの交点を終局点(θ_u, M_u)とする。

破壊モードは、梁柱接合部試験 B120 は全試験体で想定通り破壊なし、柱脚接合部試験 C120 も全試験体で想定通り引きボルト破断となった。バイリニア特性値には大きなばらつきはなかった。

梁柱接合部の加力方向の正負非対称の比較（表 3-4）は、正方向の方が、初期剛性は 0.91 倍と低くなっていたが、降伏モーメントは 1.08 倍、2 次剛性は 1.30 倍と高くなった。柱脚接合部は梁柱接合部より、初期剛性は低い、降伏モーメントと 2 次剛性は高くなった。

接合部のせん断力の影響を検討するために、せん断スパンをパラメータとした梁柱接合部試験 B105, B105s の $M-\theta$ 関係、せん断力-梁と柱の相対変位の関係（以下、 $Q-\delta$ 関係）をバイリニア置換（図 3-8 左下）した。 $M-\theta$ 関係は、せん断スパンの短い B105s の方が、初期剛性が 0.80 倍、降伏モーメントが 0.92 倍、2 次剛性は 0.77 倍と低くなった。 $Q-\delta$ 関係は、B105s の方が、初期剛性が 1.46 倍、降伏荷重が 1.73 倍、2 次剛性は 1.24 倍と高くなった。破壊モードは、（試験体 3 体） \times （正・負方向の 2 か所）=6 か所のうち、2 か所で梁木口のせん断破壊（図 3-7 右）となった。他は引きボルト破断となった。



門型フレーム試験 2P



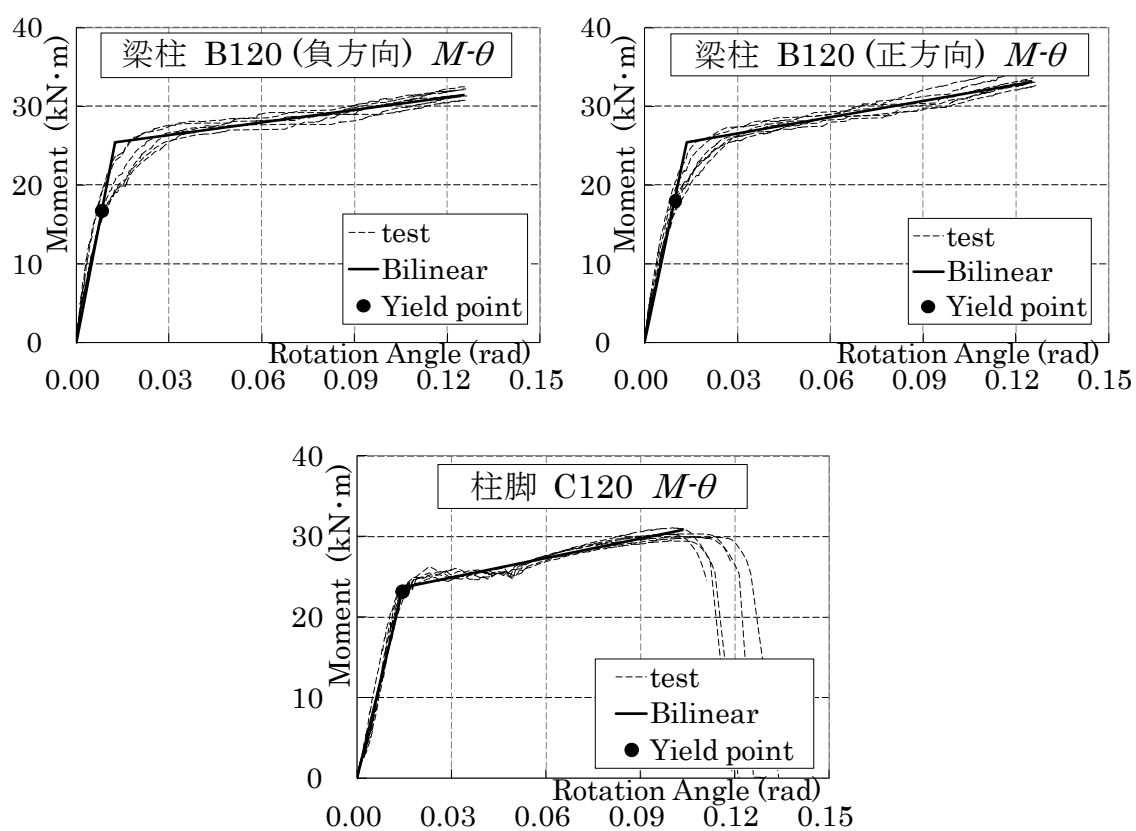
梁柱接合部試験 B105s

図 3-7 梁柱接合部の梁木口のせん断破壊

表 3-4 接合部試験 B120, C120 のバイリニア特性値の平均値一覧

試験体	降伏点		仮想降伏点		終局点		初期剛性	2次剛性
	θ_y (rad)	M_y (kN・m)	θ_v (rad)	M_v (kN・m)	θ_u (rad)	M_u (kN・m)	K_1 (kN・m/rad)	K_2 (kN・m/rad)
B120 (負方向)	0.0082 (0.1)	16.76 (0.06)	0.0125 (0.11)	25.39 (0.02)	0.1250 (0.)	31.45 (0.02)	2064 (0.14)	54 (0.08)
B120 (正方向)	0.0097 (0.11)	18.02 (0.06)	0.0136 (0.13)	25.39 (0.03)	0.1250 (0.)	33.15 (0.04)	1884 (0.12)	70 (0.17)
C120	0.0144 (0.06)	23.16 (0.01)	0.0147 (0.06)	23.71 (0.02)	0.1033 (0.03)	30.77 (0.01)	1615 (0.06)	86 (0.07)

※ () 内の数字は変動係数



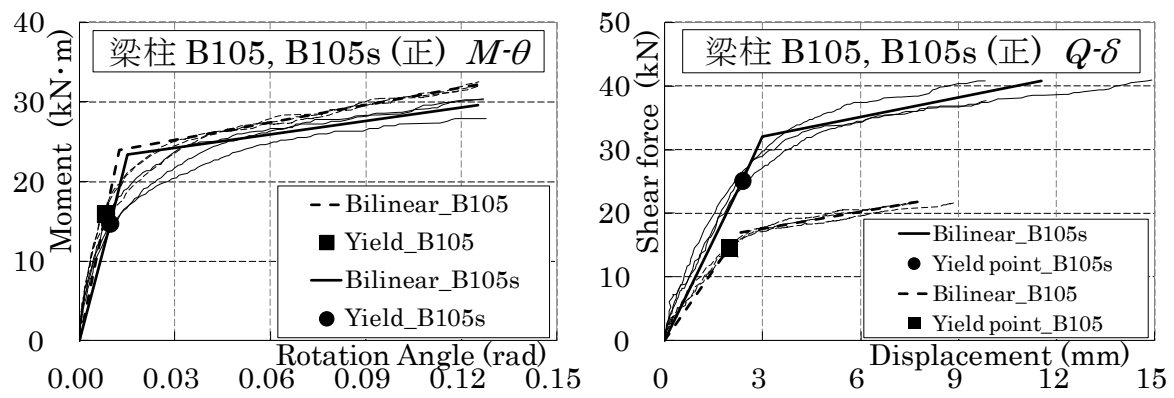


図 3-8 接合部試験の包絡曲線とバイリニア曲線

3.4. 門型フレームの P - y 関係についての考察（その1）

考察は3章に渡って行う。この3.4節で、門型フレームの P - y 関係についての問題提起を行う。次の3.5節で、接合部の M - θ 関係についての考察を行う。最後の3.6節で、門型フレームの P - y 関係について、3.5節の結果を用いながら3.4節で提起した問題などの考察を行う。

門型フレームの P - y 関係の試験値のバイリニア曲線についての比較をするために、2種類の方法で数値計算を行った。解析モデル（図3-10）は共通で、梁と柱を線材置換して、この構造芯の交点に回転バネを設けたモデルとした（以下、構造芯モデル）。景山ら²⁾は木質ラーメンフレームの数値計算の解析モデルとして、接合部の剛域を考慮した剛域モデルを提案しているが、ここでは比較対象として、現在一般的に数値計算の解析モデルとして用いられている構造芯モデルとした。回転バネは表3-4の値を用いた。ただし、梁柱接合部は接合部フェイスの値なので、構造芯の交点の値に換算して用いた。

1つ目は、弾塑性フレーム解析ソフト SNAP（構造システム製）を用いて、強制変位増分による1方向非線形解析で、せん断変形や P - Δ 効果による変形を考慮して数値計算を行った。せん断変形や P - Δ 効果による変形はほとんどなかった。主な変形の要素は、部材の曲げ変形と接合部の回転バネによる変形である。4P・2H以外の2P, 4P, 6P, 6P-DL, 4P-SWの5シリーズは、仮想降伏点（初期剛性と2次剛性の交点）の付近で若干の違いがあったが、初期剛性、仮想降伏点、2次剛性ともほぼ同じ値となった（図3-9左）。

2つ目は、稲山の提案した門型フレームの計算式⁶⁾（以下、稲山式）により数値計算を行った。主な変形の要素は、SNAPと同様に部材の曲げ変形と接合部の回転バネによる変形があり、さらに柱脚に生じる柱軸力の影響を考慮している。4P・2H以外の5シリーズは、初期剛性、2次剛性はほぼ同じ値となったが、仮想降伏点は異なる値となった（図3-9中）。仮想降伏点が異なる値となったのは、柱軸力の影響を考慮したためである。

4Pで比較すると、初期剛性と2次剛性はSNAP、稲山式ともに試験値とほぼ同じ値であったが、仮想降伏荷重は高い値となった。

2つの方法による数値計算の値と試験値（図3-9右）を、主に仮想降伏荷重の値で比較する。比較は、スパンをパラメータとした比較（2P, 4P, 6P）、鉛直荷重の有無による比較（6P, 6P-DL）、層高をパラメータとした比較（4P, 4P-2H）、梁上耐力壁の有無による比較（4P, 4P-SW）の4つのパラメータについて行う。

スパンの比較では、仮想降伏荷重の値は、SNAPでは $2P \cong 4P \cong 6P$ 、稲山式では $2P < 4P < 6P$ 、試験値では $2P > 4P > 6P$ となった。SNAPでは、部材の曲げ変形分の差はあるが、グラフから読み取ることにはできない程度の差であった。稲山式では、フレームの引張側の柱軸力の影響による柱脚接合部の負担モーメントの低減により、軸力の大きくなるスパンの短いシリーズほど、仮想降伏荷重の値の低下が大きかった。試験結果は稲山式による数値計算と反対の結果になった。接合部の回転バネ、部材の曲げ、柱軸力の影響の3つ以外にフレームの変形に大きな影響を与える要因があると考えられる。この要因については3.6節で検討する。

鉛直荷重の比較では、仮想降伏荷重の値は、SNAPでは $6P \cong 6P$ -DL, 稲山式では $6P < 6P$ -DL, 試験値では $6P < 6P$ -DL, となった。試験値と稲山式は同様の傾向であった。稲山式では、フレームの引張側の柱軸力の影響と鉛直荷重による柱軸力が相殺され、6Pよりも6P-DLの方が柱脚接合部の負担モーメントが向上して、仮想降伏荷重の値が上がった。この部分においては、試験体の挙動を上手く再現して

いた。しかし、6P、6P-DL とともに初期剛性と仮想降伏点は、試験値よりも SNAP、稲山式の値の方が高い値となった。

層高の比較では、接合部に入力するモーメントは（モーメント）＝（負担せん断力）×（層高）×（反曲点高比）となるので、荷重値が層高に反比例する。この傾向は SNAP、稲山式ともに試験値と合っている。ただし 4P-2H の初期剛性と仮想降伏点は、試験値よりも SNAP、稲山式の値の方が高い値となった。

梁上耐力壁の比較では、2 次剛性の値は SNAP、稲山式ともに 4P≒4P-SW だったが、試験値では 4P < 4P-SW と異なる結果となった。

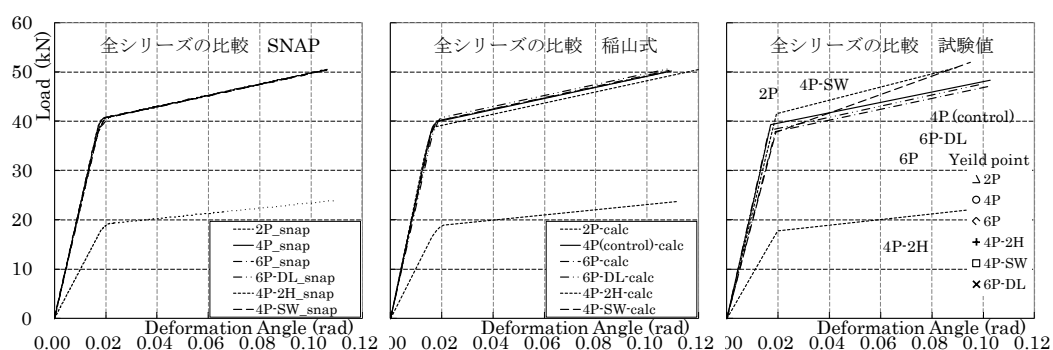


図 3-9 門型フレームの P - γ 関係——SNAP の数値計算，稲山式の数値計算，試験値

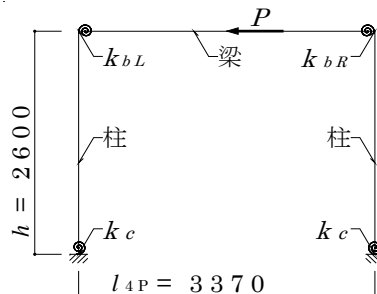


図 3-10 構造芯モデル（4P の場合）

3.5. 接合部の M - θ 関係についての考察

3.5.1. 材せい寸法の影響

門型フレーム試験において全シリーズに共通する性質として、梁材と柱材の幾何学的関係による接合部の回転角の影響が考えられる。

木質ラーメン構造は、一般に部材の剛性・強度に比べて、接合部の剛性・強度が低い。よって変形の大部分は接合部の変形となる。部材を剛体、部材の回転中心を接合部の圧縮端と仮定して、門型フレームの変形状態を模式的に描くと、図 3-11 に示す通り、フレームの圧縮側（左側）の接合部の方が回転角が大きくなる。たとえば、4P の試験体寸法の場合、左柱の回転半径＝2407mm（左柱の左下端から梁左下端の距離）、右柱の回転半径＝2825mm（右柱の左下端から梁右上端の距離）となり、各節点の水平移動距離はほぼ等しいので、接合部の回転角の比は回転半径の比の逆比で近似することができ、左側接合

部の回転角／右側接合部の回転角 $\doteq 2825/2407 \doteq 1.17$ と、梁柱接合部，柱脚接合部ともに左側の回転角の方が大きくなる。

門型フレーム試験の全シリーズの接合部の回転角－フレームの層間変形角の関係を，図 3-13 に示す。図 3-13 は各 3 体の試験体のなかから代表的な試験体の結果を示した。全シリーズにおいて各 3 体中 2 体以上は同様の傾向を示していた。全シリーズとも，梁柱接合部では左側（圧縮側）の方が右側（引張側）よりも回転角が大きくなっている。柱脚接合部についても 4P-2H 以外は同様の結果となっている。図 3-11 に示した門型フレームの変形の性質が，試験によって確認できた。ここで層間変形角を算定する際の高さは，柱材の下端から梁心までの 2600mm とした。よって，部材を剛体，部材の回転中心を接合部の圧縮端と仮定すると，左側の接合部の回転角は層間変形角よりも大きくなり，右側の接合部の回転角は層間変形角よりも小さくなると考えられる。しかし，接合部圧縮側のめり込み変形，部材の曲げ変形などにより，接合部の変形角は上記の剛体仮定による推定よりも小さい値となった（図 3-12）。

圧縮側の方が接合部の回転角が大きいということは，負担するモーメントも大きくなるということである。本試験の門型フレームの場合は左側が圧縮側となるので，梁柱接合部，柱脚接合部ともに左側の接合部のモーメント負担が右側よりも大きくなると推察される。

一般的な構造芯モデルによるフレームの数値計算だと圧縮側と引張側の負担モーメントの偏りは考慮されない。部材長さに対する部材せいの割合が大きい場合は，解析モデルの作成にあたって，部材せいを考慮する必要があると考えられる。

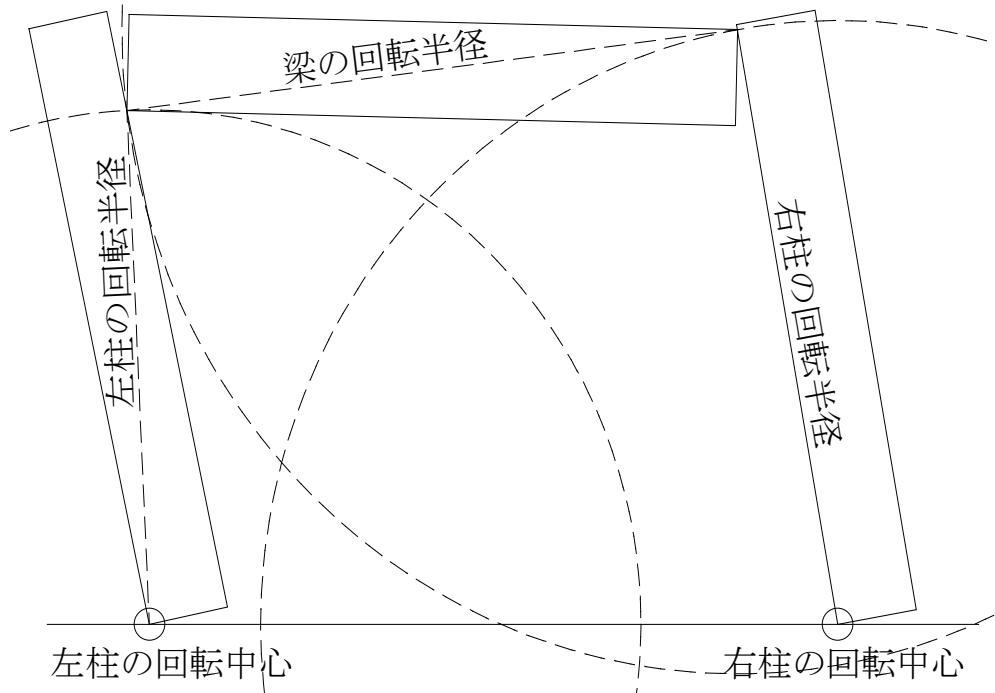


図 3-11 門型フレームの左右の接合部の回転角の関係（模式図）



図 3-12 門型フレームの左右の接合部の回転角の関係（門型フレーム試験 4P）

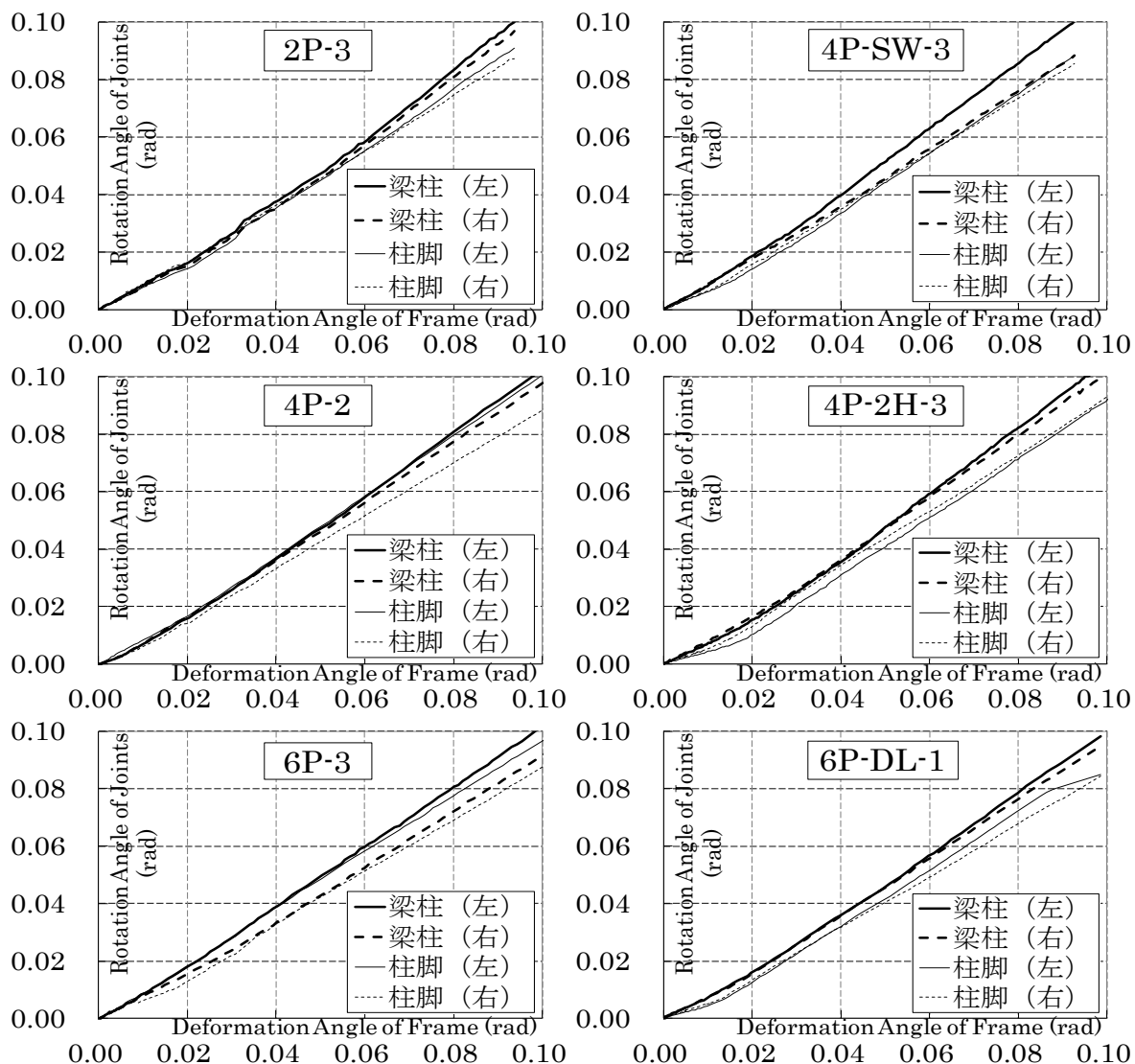


図 3-13 接合部の回転角-フレームの層間変形角の関係

3.5.2. 複合応力の影響

3.5.2.1. 引きボルト式接合部の抵抗メカニズム

本試験仕様の引きボルト式接合部の抵抗メカニズムと複合応力の影響（図 3-14）について、梁柱接合部で考察を行う。

せん断力 Q に対しては、ほぞのめり込み s で抵抗する。モーメント、軸力とは、基本的には独立して抵抗するメカニズムとなる。

モーメント M に対しては、接合部の引張側は、引きボルトの伸び t で抵抗する。ボルト端部の梁側は、梁座金の繊維方向の等変位めり込み、柱側は、柱座金の繊維直交方向の等変位めり込みで抵抗する。3つの直列バネである。圧縮側は、梁木口の三角形めり込み c で抵抗する。

軸力 N に対しては、モーメントに対する抵抗要素と共用となっている。軸力は、引張側と圧縮側の剛性に比例して配分される。モーメントと軸力の複合応力について考慮する必要がある。

引きボルト式接合部の場合、モーメントと軸力に対する抵抗要素である、引張バネと圧縮バネは全く別の抵抗要素であり、独立している。この性質は引きボルト式接合部の特徴と言える。

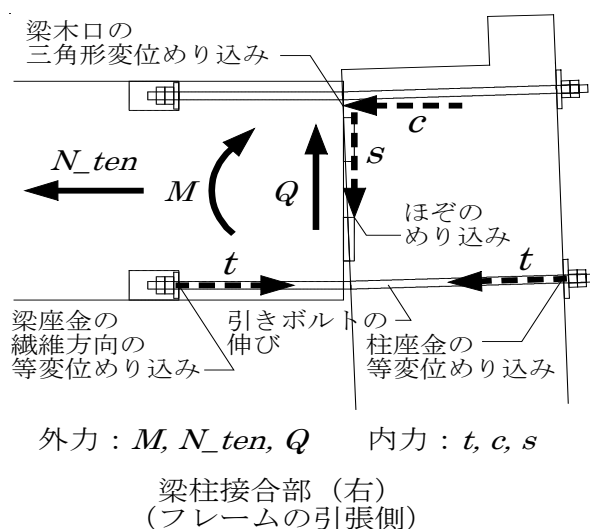


図 3-14 引きボルト式接合部の抵抗メカニズムと複合応力の影響

3.5.2.2. 複合応力の影響の考察方法と複合応力の算定方法

門型フレーム試験においてシリーズ毎に異なる性質として、各接合部の複合応力の影響がある。

ここでは、門型フレーム試験の各接合部の $M-\theta$ 関係に対して軸力 N がどのような影響を与えるか、門型フレーム試験の各接合部の $M-\theta$ 関係に対してせん断力 Q がどのような影響を与えるか、の 2 点について、2P, 4P, 6P, 4P-2H, の 4 シリーズで考察を行う。4P-SW, 6P-DL は、応力状態が複雑なため、数値計算を併用して接合部の応力状態の詳細な検討が必要と考えられる。今回の考察からは割愛する。

接合部の $M \cdot N \cdot Q$ の算定を、ひずみゲージの測定を行った各シリーズ 3 体目の試験値を用いて行う (図 3-15~図 3-18)。算定は、門型フレーム試験の荷重値、層間変形角、接合部の回転角、ひずみゲージの値から算定した反曲点の値を用いて、稲山式⁹⁾により行った。

3.5.2.3. 軸力 N が接合部の $M-\theta$ 関係に与える影響

門型フレーム試験の各接合部の $M-\theta$ 関係に対する N の影響の全シリーズに共通した傾向は、以下のよう

に推察される。

3.5.2.1 節で考察した通り、梁柱接合部の引張側は 3 つの直列バネ、圧縮側は梁木口による柱へのめり込みバネである。梁の軸力は引張バネと圧縮バネに剛性配分される。弾性域では、圧縮側と引張側の剛性はあまり変わらないので、梁の圧縮軸力、引張軸力とも、初期剛性にはそれほど影響はないと推察される。塑性域では、接合部の変形の大部分は引きボルトの伸びである。接合部の圧縮側のめり込み変形は変形量が小さいので、梁の圧縮軸力の大部分は、接合部の回転中心に近い接合部の圧縮側に流れると考えられる。そのため、フレームの圧縮側では、梁の圧縮軸力の影響はほとんどなく、剛性・耐力は接合部試験と同程度になると推察される。一方、梁の引張軸力は、引きボルトの伸びと同方向の力であるため、フレーム試験の接合部の見かけの耐力は下がる。柱脚接合部も同様である。

以上の推察について、試験結果を用いて検討を行う。門型フレーム試験の各接合部の $M-\theta$ 関係に対す

る N の影響について接合部ごと（図 3-15～図 3-18）に、上記の梁柱接合部、柱脚接合部に関する推察について検討する。なお、図中の N_{com} は圧縮軸力、 N_{ten} は引張軸力を表わす。梁柱接合部（左・圧縮側）（図 3-15）は、全体の傾向としては上記推察通り、剛性・耐力ともにフレーム試験の接合部は接合部試験の接合部とほぼ同程度であった。しかし、2P、6P はフレーム試験の接合部の方が剛性は少し低く、4P は耐力が高かった。梁柱接合部（右・引張側）（図 3-16）も、全体の傾向としては上記推察通り、剛性はほぼ同じで、耐力はフレーム試験の接合部が低かった。ただし、剛性はフレーム試験の接合部の方が少し低めの値であった。柱脚接合部（左・圧縮側）（図 3-17）は、全てのシリーズで上記の推察の通り、剛性・耐力ともに接合部試験のものと同程度であった。ただし、4P-2H の剛性は少し高かった。柱脚接合部（右・引張側）（図 3-18）も、全てのシリーズで上記の推察の通り、剛性は変わらず、耐力はフレーム試験の接合部の方が低くなった。2P、4P、6P の比較をすると、スパンの短い方が引張軸力は大きいので、モーメントの低減が大きくなり、降伏モーメントは $2P < 4P < 6P$ の順となった。全体として上記推察は妥当と考えられるが、梁柱接合部では推察とは異なる結果もあった。

梁柱接合部も柱脚接合部と同様に、引張軸力による $M-\theta$ 関係の低減が生じるので、梁柱接合部の設計にあたっては、その点を考慮する必要があると考えられる。

3.5.2.4. せん断力 Q が接合部の $M-\theta$ 関係に与える影響

3.5.2.1 節で説明した通り、基本的に引きボルト式接合部においては、せん断力 Q は接合部に設けたほぞで受けるので、基本的には $M-\theta$ 関係とは独立していると考えられる。

梁柱接合部試験 B105 とせん断スパンを半分にした B105s との比較により、 Q が $M-\theta$ 関係に与える影響の考察を行う。 $M-\theta$ 関係の剛性・耐力は、B105s の方が低くなった（図 3-8 左下）。 Q の影響により、 $M-\theta$ 関係の剛性・耐力は、ある程度下がると推察される。

梁柱接合部の $Q-\delta$ 関係の剛性・耐力は、B105s の方が高くなった（図 3-8 右下）。せん断スパンが短い試験体の方が、同一のせん断力の時に、接合部の回転角が小さいので、ほぞ穴とほぞとの接触角度が小さくなる。接触角度が小さいほど、接触面積が大きくなるので、剛性・耐力は高くなると考えられる。 $Q-\delta$ 関係は B105s の方が、初期剛性 1.46 倍・降伏耐力 1.73 倍、2 次剛性 1.25 倍となった。

せん断スパンは、初期剛性にも影響を与えている。木質ラーメンの接合部の検討では、弾性域でも、回転による幾何学的な部材配置の変化の影響を考慮する必要がある場合があると考えられる。

本試験では、接合部の破壊性状を靱性のある引きボルトの破断に誘導するため、梁木口のせん断長さを 300mm と大きく設定した。

接合部試験において B105s 以外の試験体は全て引きボルトの破断となった。しかし、B105s は 6 か所のうち 2 か所で梁木口のせん断破壊（図 3-7 右）となった。B105s はせん断力について、見かけの剛性・耐力は高いが、終局状態ではせん断力による変位は大きくなる。引きボルトがボルト穴の中で、部材の外周方向に力を加えることで、せん断破壊を誘発したと考えられる。

門型フレーム試験でも、2P の 1 体目以外の破壊モードは、想定通り引きボルトの破断だったが、1 体目のみ破壊モードが梁柱（右）の梁木口のせん断破壊（図 3-7 左）となった。これは 2P の梁柱接合部の負担せん断力が大きかったためと考えられる。フレーム形状の違いに基づく応力状態の違いが、接合部の破壊モードに影響を与えた。

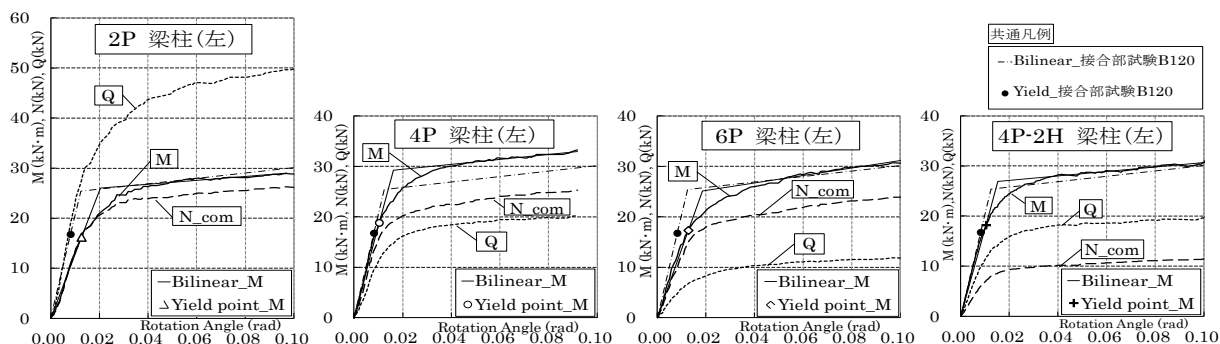


図 3-15 梁柱接合部(左・圧縮側)——フレーム試験の接合部の $M \cdot N \cdot Q$ 、およびフレーム試験と接合部試験の接合部の $M-\theta$ 関係の比較

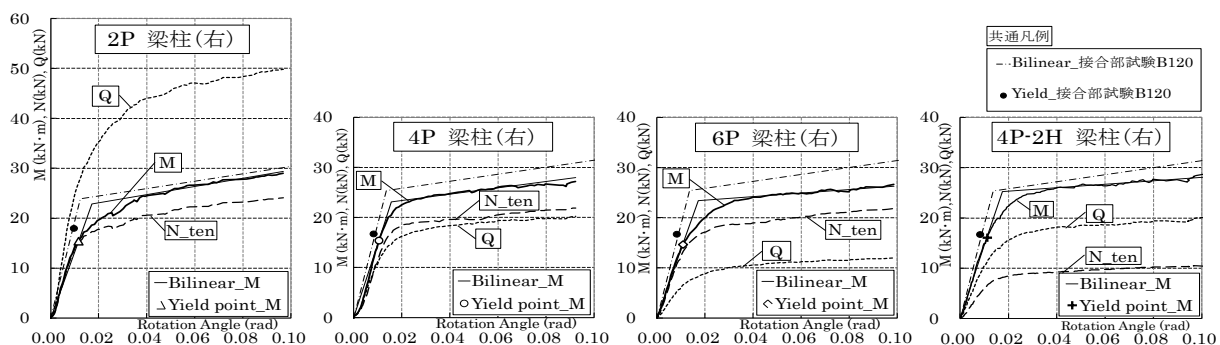


図 3-16 梁柱接合部(右・引張側)——フレーム試験の接合部の $M \cdot N \cdot Q$ 、およびフレーム試験と接合部試験の接合部の $M-\theta$ 関係の比較

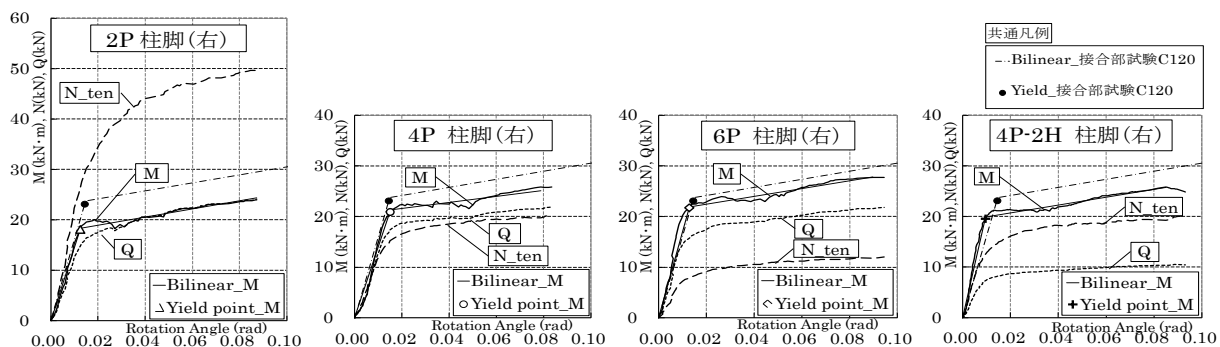


図 3-17 柱脚接合部(左・圧縮側)——フレーム試験の接合部の $M \cdot N \cdot Q$ 、およびフレーム試験と接合部試験の接合部の $M-\theta$ 関係の比較

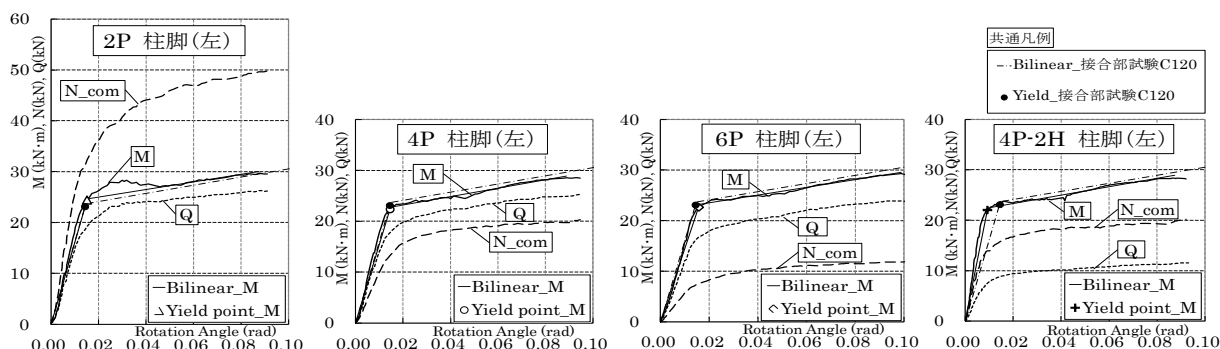


図 3-18 柱脚接合部(右・引張側)——フレーム試験の接合部の $M \cdot N \cdot Q$, およびフレーム試験と接合部試験の接合部の $M-\theta$ 関係の比較

3.6. 門型フレームの P - γ 関係についての考察（その2）

3.6.1. 門型フレームの降伏点と各接合部の降伏点についての考察

門型フレーム試験の各シリーズの3体目の包絡線上に、門型フレームの降伏点と3.5.2.2節で算定した各接合部の降伏点をプロットした（図3-19）。表3-5にフレームの降伏点、接合部の降伏点および接合部降伏時のフレームの層間変形角の関係を示した。

全シリーズにおいて2つ目の接合部の降伏点の後で、フレームの降伏が起こっている。また、全シリーズで、フレームの引張側である梁柱（右）が最初に降伏した。柱脚も右側が先に降伏したのは、2P、6P、4P-2Hとなり、4シリーズ中で3シリーズだった。

3.5.1節の材せい寸法の影響を考慮すると、左側の方が接合部の回転角が大きくなるので、左側の接合部が先に降伏すると考えられる。3.3.2節の梁柱の正負非対称の比較を考慮すると、負方向（門型フレームの左側）の方が、降伏モーメントが低いので、左側の接合部が先に降伏すると考えられる。一方、3.5.2節の複合応力の影響を考慮すると、引張軸力の影響により、右側が先に降伏すると考えられる。

試験では右側の接合部が先に降伏しているので、フレームの各接合部の降伏順序の決定においては、上記の材せい寸法の影響、正負非対称、複合応力の影響の3つの要素のうち、複合応力の影響が大きいと考えられる。

表 3-5 フレームの降伏点と接合部の降伏点の関係

試験体	フレームの 降伏		接合部 降伏 順序	フレームの 降伏の前に 降伏した 接合部	接合部降伏時 のフレームの 層間変形角		接合部の降伏点	
	γ_y	P_y			$\gamma_{\theta y}$	θ_y	M_y	
	(rad)	(kN)			(rad)	(rad)	(kN・m)	
2 P - 3	0.0149	31.44	梁柱(左)	3	○	0.0149	0.0127	16.21
			梁柱(右)	1	○	0.0139	0.0116	15.46
			柱脚(左)	4		0.0214	0.0152	24.46
			柱脚(右)	1	○	0.0139	0.0125	18.14
4 P - 3	0.0148	31.81	梁柱(左)	1	○	0.0128	0.0104	18.82
			梁柱(右)	1	○	0.0128	0.0104	15.43
			柱脚(左)	3		0.0153	0.0145	22.41
			柱脚(右)	4		0.0196	0.0150	20.97
6 P - 3	0.0143	27.98	梁柱(左)	2	○	0.0141	0.0128	17.31
			梁柱(右)	1	○	0.0132	0.0108	14.69
			柱脚(左)	3		0.0179	0.0157	22.71
			柱脚(右)	3		0.0179	0.0127	21.80
4 P - 2 H - 3	0.0147	14.19	梁柱(左)	2	○	0.0141	0.0104	18.21
			梁柱(右)	1	○	0.0137	0.0112	16.13
			柱脚(左)	4		0.0189	0.0092	22.11
			柱脚(右)	3		0.0158	0.0095	19.61

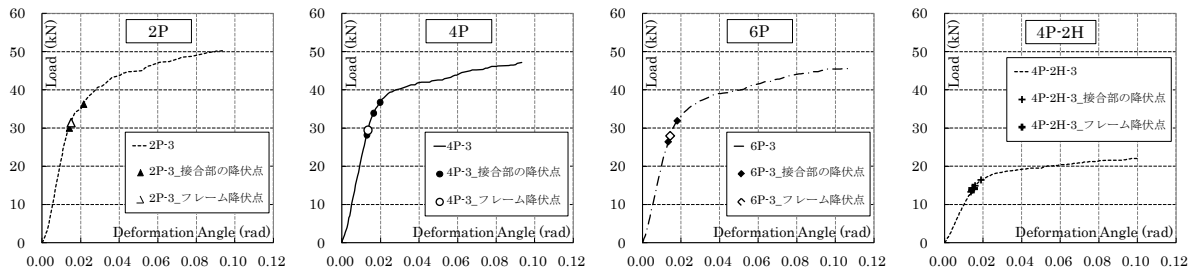


図 3-19 フレームの降伏点と接合部の降伏点の関係

3.6.2. 門型フレーム試験のパラメータについての考察

3.6.2.1. 門型フレーム試験の P - γ 関係

図 3-9 右に全シリーズの P - γ バイリニア曲線の比較、表 3-6 にバイリニア特性値の比を示す。全シリーズ（4P-2H を除く）を総体的に比較すると、初期剛性の比は 0.86~1.02、降伏荷重の比は 0.92~1.05 と大きな差はない。一方、2 次剛性の比は 1.00~1.76 と差が大きい。本試験の各シリーズのモーメント抵抗性能の相違は、降伏点まではあまり大きくないが、それ以降の違いが大きいと考えられる。

図 3-20 には、図 3-9 の P - γ バイリニア曲線を、スパンをパラメータとした比較、鉛直荷重の有無による比較、層高をパラメータとした比較、梁上耐力壁の有無による比較の、4 つのパラメータ毎に分けて示す。

3.6.2.2. スパンをパラメータとした比較

スパンをパラメータとした比較（図 3-20 左上）についての考察を行う。初期剛性は大きな差はない。降伏荷重の比は 2P : 4P : 6P = 1.05 : 1.00 : 0.92 と大きな差はない（表 3-6）が、スパンが短いほど高い値となっている。また、塑性域においても同一の層間変形角における荷重値はスパンが短いほど高くなっている。すべての試験体で接合部の仕様は同じなので、荷重値が高いということは、同一の層間変形角における接合部の回転角が大きくなっていると考えられる。

3.5.1 節では、1 つの門型フレームの左右（フレームの圧縮側・引張側）の接合部の回転角に、材せい寸法が与える影響について考察をした。ここでは、スパンの異なる門型フレームどうしの接合部の回転角に、材せい寸法が与える影響について考察を行う。

図 3-21 に各接合部の回転角と門型フレームの層間変形角の関係を示す。梁柱接合部では左右ともに回転角の大きさは 2P, 4P, 6P の順となった。特に塑性域ではその差は顕著であった。柱脚接合部（左）では、各シリーズの接合部の回転角はほぼ同じとなった。柱脚接合部（右）では、2P の回転角が大きく、4P と 6P はほぼ同じとなった。スパンが短いほど接合部の回転角が大きくなる原因は、材せい寸法の影響と考えられる。木質ラーメン構造は一般的に、梁材、柱材などの母材の変形よりも、接合部の変形が大きい。本試験の引きボルト式接合部についても同様である。門型フレームに水平荷重を加えた場合、部材はほぼ剛体に近い状態で、接合部が変形をしていく。門型フレームに一定の層間変形角を与えた場合、柱の部材角はスパンによらず、ほぼ同じ値となると考えられる。しかし、梁が接合部の圧縮端付近を回転中心として回転すると、梁の部材角はスパンが短い方が大きくなると考えられる。図 3-21 に示したスパンによる接合部の回転角の相違のメカニズムは以上ように考えられる。

3.4 節での考察では、仮想降伏荷重の値は、SNAP では $2P \approx 4P \approx 6P$ 、稲山式では $2P < 4P < 6P$ 、試験

値では $2P > 4P > 6P$ となった。SNAP では、部材の曲げ変形分の差であった。稲山式では、フレームの引張側の柱軸力の影響により、スパンの短いシリーズほど仮想降伏荷重の値の低下が大きかった。試験値は稲山式による数値計算と反対の結果になった。3.4 節では、接合部の回転バネ、部材の曲げ、柱軸力の影響の 3 つ以外にフレームの変形に大きな影響を与える要因があるのではないかと考えた。

その要因は、材せい寸法の影響であると考えられる。スパンが異なると、梁のプロポーション（材せいと材長の比）が異なる。その影響で梁柱接合部の回転角が異なり、フレームの耐力が異なる。

3.6.1 節で考察を行った 1 つの門型フレームの接合部の降伏挙動については複合応力の影響が大きかったが、スパンをパラメータとした比較においては、複合応力の影響よりも、材せい寸法の影響の方が大きいと考えられる。

3.6.2.3. 鉛直荷重の有無による比較

鉛直荷重の有無による比較（図 3-20 左下）についての考察を行う。

6P-DL の鉛直荷重の設定は、3.2.2 節の説明通り、当該層の一般的な床荷重を想定したものである。また、接合部のせん断抵抗要素は、ほぞを設けて、モーメント、軸力と基本的には独立としている

初期剛性は、 $6P-DL / 6P = 1.02 / 0.87 = 1.17$ と 6P-DL の方が高くなった（表 3-6）。鉛直荷重がかかると、その分だけフレームの引張側の引張軸力が相殺されて、柱脚接合部の見かけの剛性が上がる。降伏荷重の比は 1.07 と少し高くなった。仮想降伏点と終局点の荷重値の比は 1.01、2 次剛性の比は 1.03 となっていることから、降伏以降の要素はほぼ同じと考えられる。鉛直荷重の梁柱接合部への影響は、左右で剛性が高くなる側と低くなる側があるため、効果が相殺されたものと考えられる。

本試験仕様のフレームにおいては、床荷重程度の荷重レベルであれば、鉛直荷重ありの方が、剛性・耐力ともに高くなった。

3.6.2.4. 層高をパラメータとした比較

層高をパラメータとした比較（図 3-20 右上）についての考察を行う。4P-2H は 4P と比べて、降伏点から終局点までの、荷重値の比は 0.45~0.47 となった（表 3-6）。荷重値の比は層高の比 $2600\text{mm} / 5500\text{mm} \approx 0.47$ とほぼ同じ値となった。ほぼ同じ値となったことは、接合部に入力するモーメントが（モーメント）＝（負担せん断力）×（層高）×（反曲点高比）となるので、荷重値が層高に反比例することによると考えられる。

3.6.2.5. 梁上耐力壁の有無による比較

梁上耐力壁の有無による比較（図 3-20 右下）についての考察を行う。4P-SW は 4P と比べて、降伏荷重の比は 1.04 とほぼ同じとなった。初期剛性の比は 0.86 と低い値となったが、2 次剛性の比は 1.76 と高くなった（表 3-6）。

表 3-6 4P(control)を1としたときの P - γ バイリニア特性値の比

試 験 体 シ リ ー ズ	降 伏 点		仮 想 降 伏 点		終 局 点		初期剛性	2次剛性
	γ_y	P_y	γ_v	P_v	γ_u	P_u	K_1	K_2
2P	1.12	1.05	1.12	1.05	0.87	1.05	0.94	1.31
4P (control)	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
6P	1.06	0.92	1.11	0.96	0.99	0.97	0.87	1.05
6P-DL	0.97	0.98	0.96	0.97	0.96	0.98	1.02	1.08
4P-2H	1.21	0.47	1.15	0.45	0.95	0.46	0.39	0.54
4P-SW	1.21	1.04	1.11	0.96	0.92	1.07	0.86	1.76

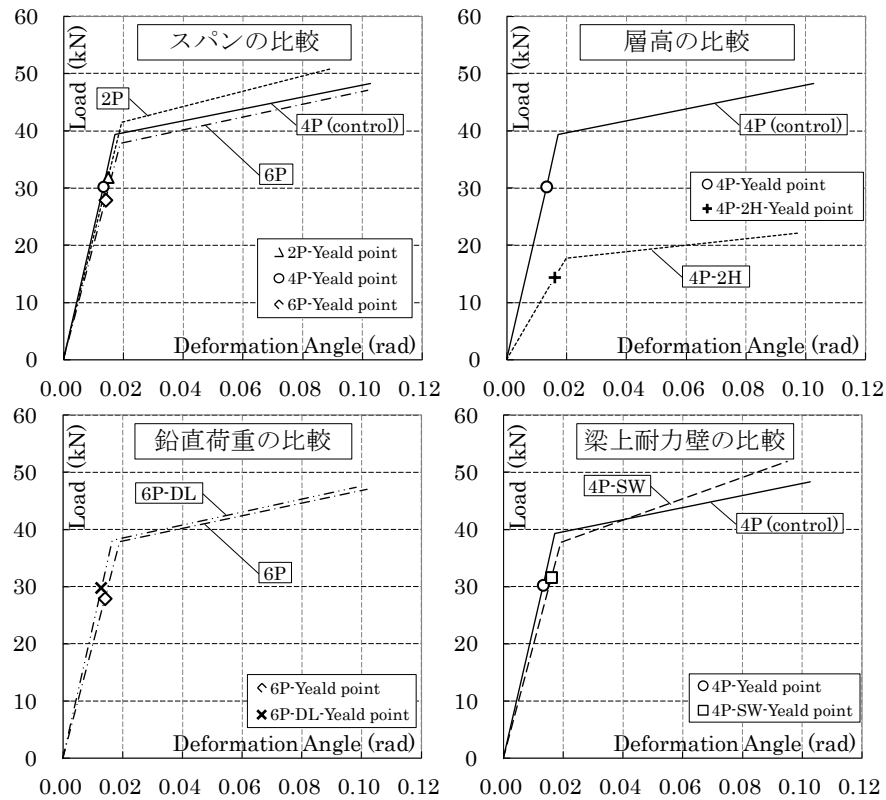


図 3-20 パラメータごとの P - y バイリニア曲線の比較

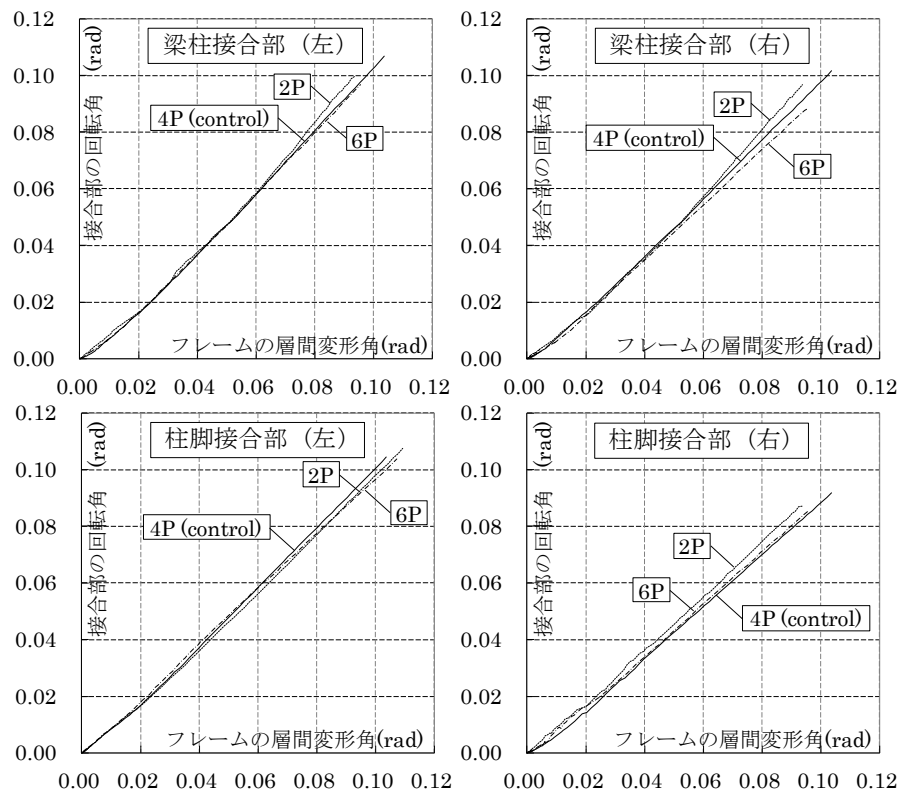


図 3-21 スパンの比較——接合部の回転角-フレームの層間変形角の関係

3.7. 門型フレーム架構の挙動の解明についてのまとめ

本章では、6 シリーズの門型フレーム試験および接合部試験を行い、様々な設計条件のパラメータを持つ木質ラーメン構造の構造設計のクライテリアを検討するための資料を得るために、フレームの P - y 関係、接合部の M - θ 関係について考察を行った。

本研究の仕様による引きボルト式接合部の門型フレームの P - y 関係について、以下のことがわかった。

- ・ スパンをパラメータとした比較（2P, 4P, 6P）においては、複合応力の影響よりも、材せい寸法の影響の方が大きいので、スパンの短いフレームの方が、耐力は高い値となった。
- ・ 鉛直荷重の有無による比較（6P, 6P-DL）においては、接合部にシアキーを設けたものは、一般的な床荷重程度であれば、鉛直荷重による引張側の柱軸力の相殺による影響が大きいので、鉛直荷重ありの方が、剛性・耐力ともに高くなった。
- ・ 層高をパラメータとした比較（4P, 4P-2H）においては、（モーメント）＝（負担せん断力）×（層高）×（反曲点高比）の式の通り、負担せん断力は層高に反比例の関係だった。
- ・ 梁上耐力壁の有無による比較（4P, 4P-SW）においては、本報の梁上耐力壁の仕様においては、降伏荷重は梁上耐力壁の有無ともに、ほぼ同じ値となった。
- ・ 門型フレームの各接合部の降伏順序の決定においては、材せい寸法の影響、正負非対称、複合応力の影響の3つの要素のうち、複合応力の影響が大きいと考えられる。

また、本研究の仕様による引きボルト式接合部の M - θ 関係について、以下のことがわかった。

- ・ 門型フレームの接合部は、材せい寸法の影響により、フレームの圧縮側の方が接合部の回転角が大きくなるため、負担モーメントも大きくなる。
- ・ 部材の引張軸力の影響により、梁柱接合部、柱脚接合部ともに M - θ 関係の低減が生じる。
- ・ 部材のせん断力の影響により、若干の M - θ 関係の低減が生じる。また、 Q - δ 関係については、せん断スパンが短い方が、剛性・耐力が高い値となる。

本研究の仕様による門型フレームの構造芯モデルによる数値計算について、以下のことがわかった。

- ・ SNAP を用いた数値計算では、スパンの大小、鉛直荷重の有無、梁上耐力壁の有無にかかわらず、初期剛性、仮想降伏点、2次剛性とも、ほぼ同じ値となった。
- ・ 稲山式による数値計算では、スパンをパラメータとした比較においては、仮想降伏荷重の値は、試験値とは逆の結果となった。

4. 材せいを考慮した解析モデルの提案

4.1. 材せいモデルの提案

靱性を適切に評価できる解析モデルとするためには、門型フレームの荷重-変形関係を塑性域まで適切に推定を行う必要がある。

本研究では、2 章、および 3 章の試験とその観察に基づいて、材せいモデル（図 4-1）を提案する。梁、柱などの部材は線材置換をした。接合部は応力中心距離の剛域を設けて、軸バネを 2 つとせん断バネの 3 つのバネから構成した（図 4-2）。軸バネには引張側と圧縮側にそれぞれバネ定数を設定する。

一般的な変位法によるフレームの数値計算においては、以下の仮定のもとで計算を行う。

- ① 部材は、断面の重心位置で線材に置換する。（線材置換）
- ② 部材は、節点または支点において剛に接合されている。つまり、部材端における変位は節点の変位に等しい。（変位の適合条件）
- ③ 荷重は節点に作用する。中間荷重は等価な節点荷重（固定端力）に置き換える。
- ④ 微小変形の仮定とする。部材の変形に伴う伸縮は無視する。部材端力は変形前の位置に作用するものとする。（微小変形の仮定）

本研究の材せいモデルは、計算自体は、上記②（変位の適合条件）の仮定のもとで行うが、柱側の節点と梁側の節点を別々に設けて、軸バネ、せん断バネでつなぐことにより、実質的に、②の仮定をはずしたモデルとなっている。

構造芯モデル（図 4-3 右）は、接合部の $M-\theta$ 関係と部材の曲げ変形・せん断変形を考慮することができるモデルとなる。剛域モデル（図 4-3 中）は、構造芯モデルで考慮する要素に加えて、せん断スパンの影響を考慮できるモデルとなる。材せいモデルは、剛域モデルで考慮する要素に加えて、応力中心距離、中立軸の移動、複合応力の影響、パネルゾーンのせん断変形を考慮することができるモデルとなる。

木質ラーメン構造では、特に塑性域において、部材の変形に比べて接合部の変形の割合が大きいため、接合部の変形を忠実に再現可能な材せいモデルが有効であると考えられる。

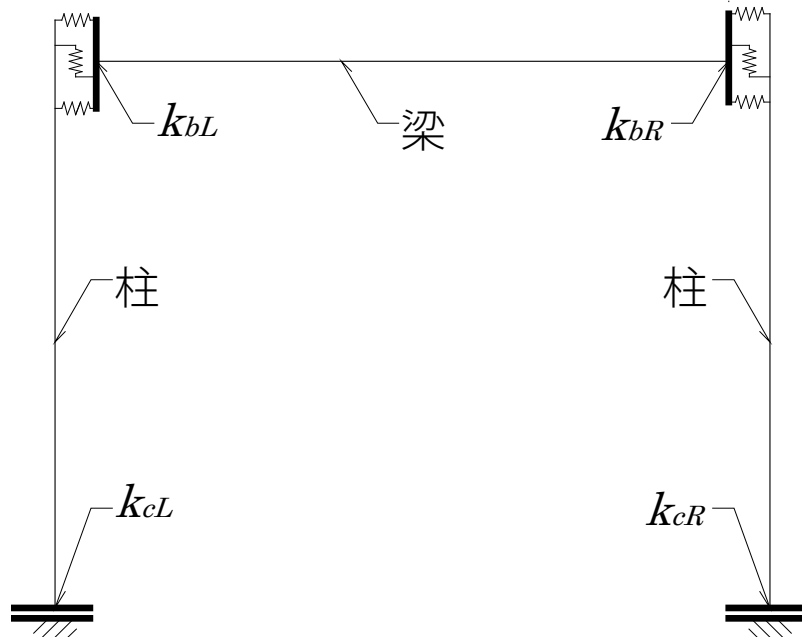


図 4-1 材せいモデル

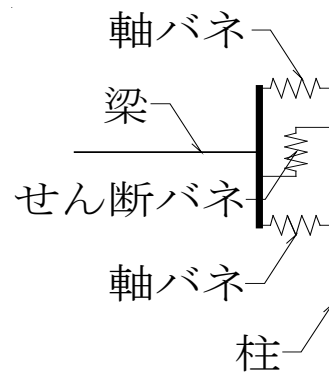


図 4-2 接合部バネのモデル

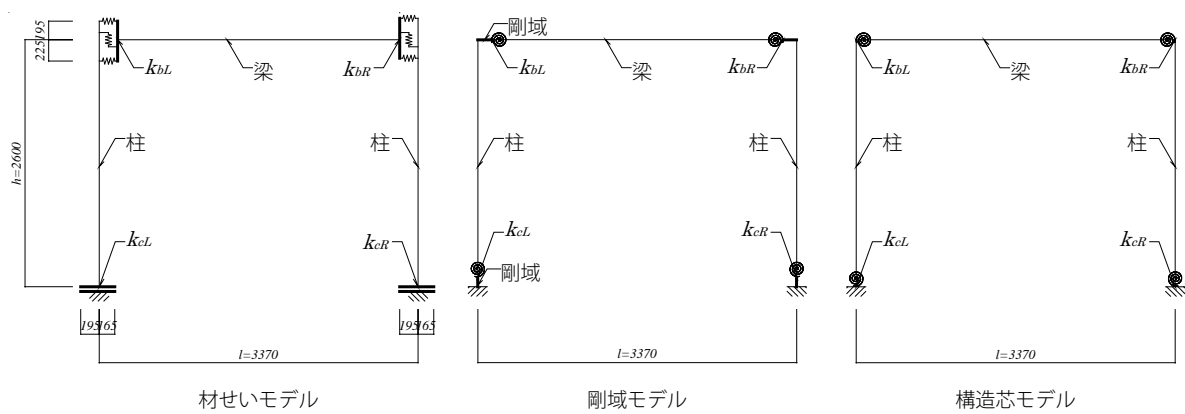


図 4-3 解析モデル (4P の場合)

4.2. 接合部バネのマルチリニア置換

数値計算に用いる接合部のバネ定数は、3.3.2 節の接合部試験の結果をマルチリニア置換したものである。

梁柱接合部のマルチリニア置換は以下の①から④の手順で行った。

- ①第 1 降伏点($\theta_{y1}, My1$)を、木質構造において一般に用いられる完全弾塑性モデルの作成方法により決定する。
- ②原点(0,0)と第 1 降伏点を結んだ直線を直線 I とする。
- ③第 1 降伏点の回転角から終局点の回転角 0.125rad までを $0.2 \theta_{Mmax}$, $0.4 \theta_{Mmax}$, $0.6 \theta_{Mmax}$ で 4 分割する。それぞれの区間の最小二乗近似直線を直線 II, 直線 III, 直線 IV, 直線 V とする。
- ④直線 II と直線 III の交点を第 2 降伏点($\theta_{y2}, My2$), 直線 III と直線 IV の交点を第 3 降伏点($\theta_{y3}, My3$), 直線 IV と直線 V の交点を第 4 降伏点($\theta_{y4}, My4$), 直線 V と $x=0.125$ の交点を終局点(θ_u, Mu)とする。

梁柱接合部については、2P, 4P, 6P の全てで、B105 (門型フレーム試験 4P せん断スパンを想定した試験体) の結果を用いて数値計算を行う。材せいモデルのバネを図 4-4, 剛域モデルのバネを図 4-5, 構造芯モデルのバネを図 4-6 に示す。

計算は、弾塑性フレーム解析ソフト SNAP (構造システム製) を用いて、強制変位増分による 1 方向非線形解析で、せん断変形や P- Δ 効果による変形を考慮して行った。

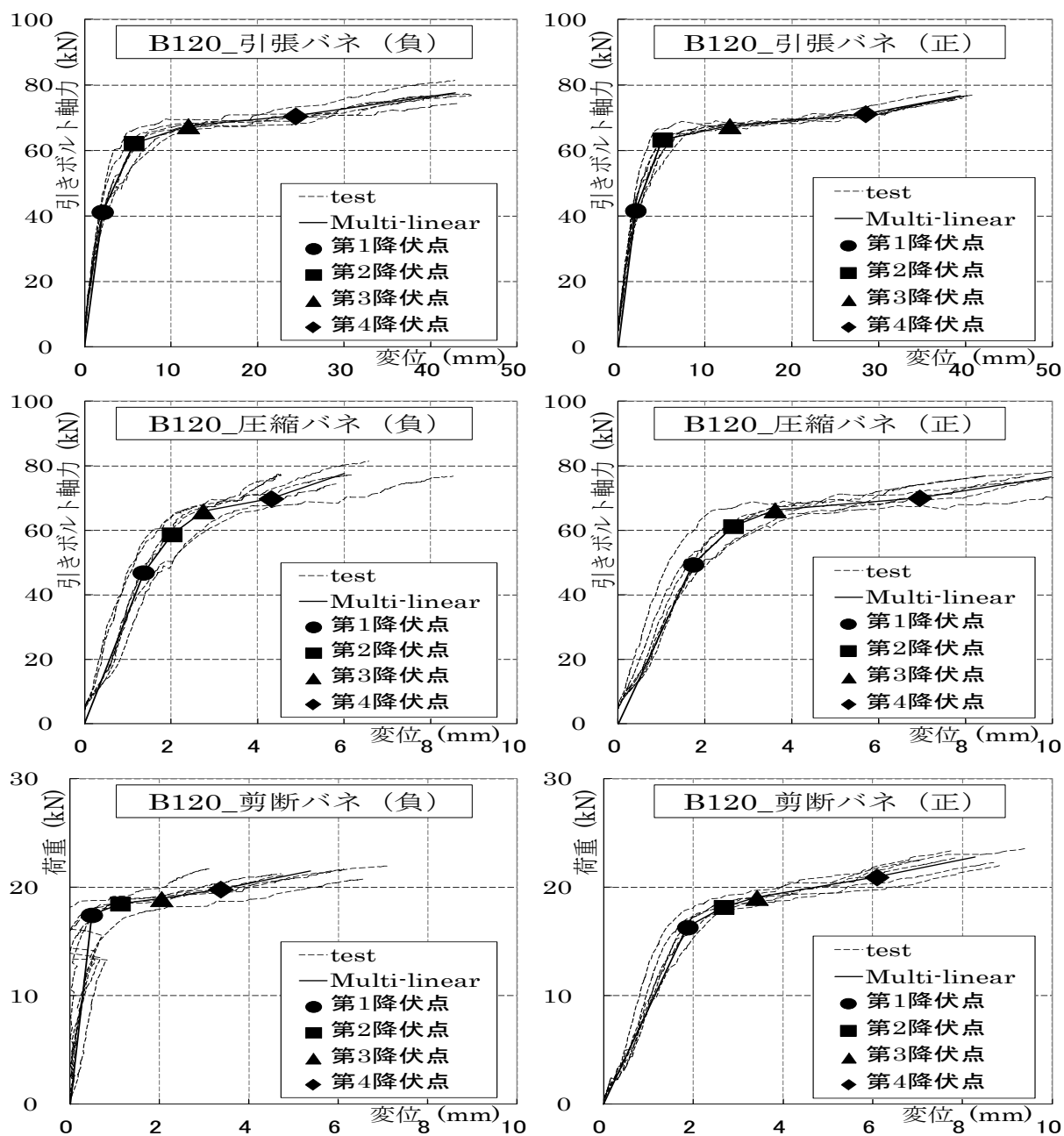
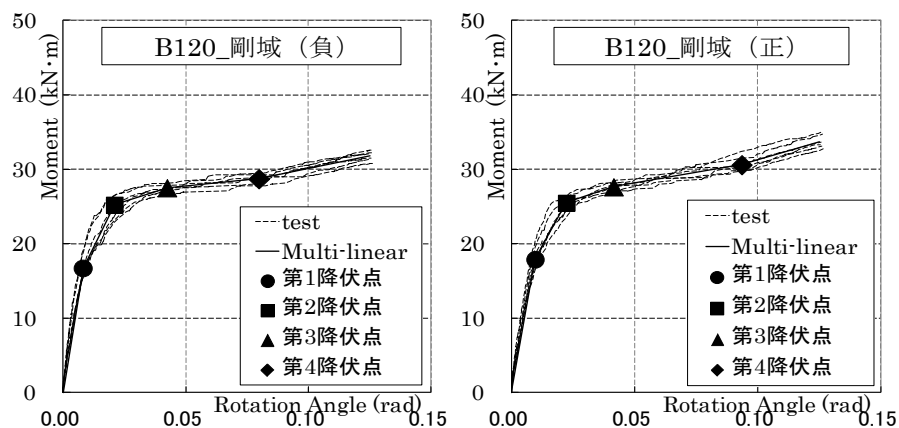


図 4-4 材せいモデルの接合部バネのマルチリニア置換



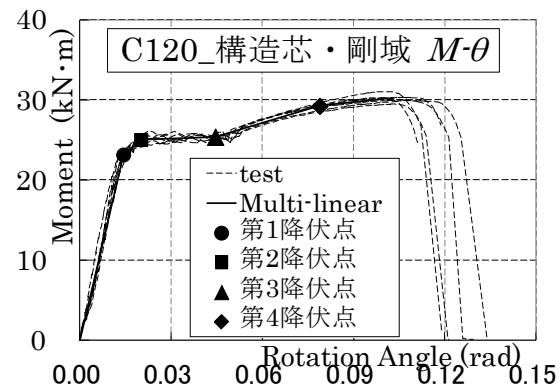


図 4-5 剛域モデルの接合部バネのマルチリニア置換

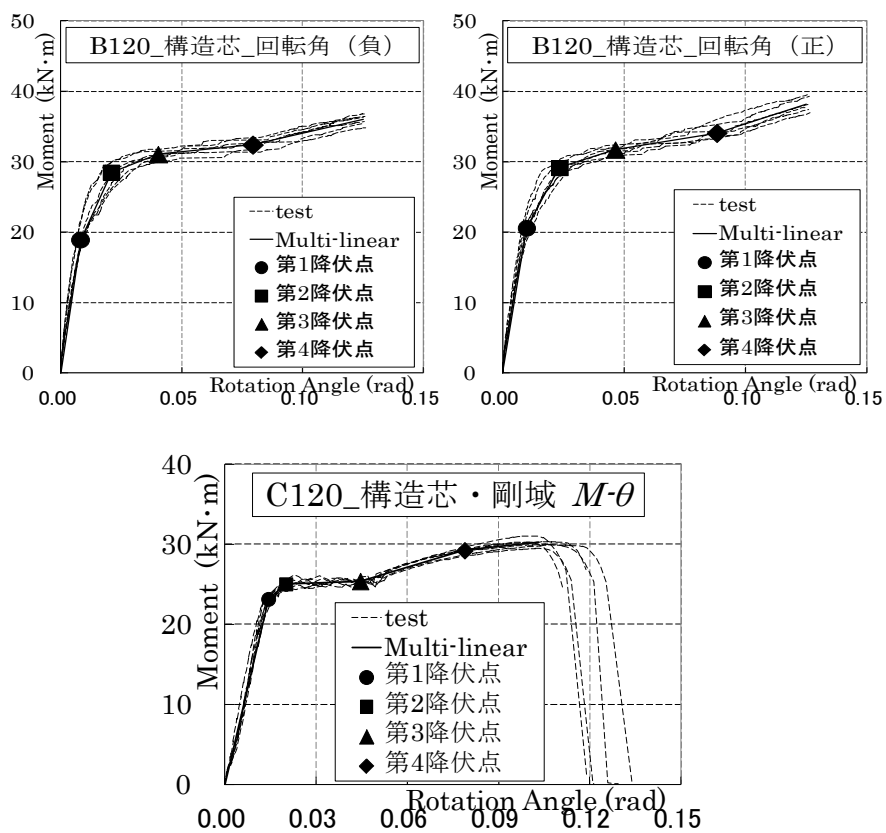


図 4-6 構造芯モデルの接合部バネのマルチリニア置換

4.3. 試験による検証

4.3.1. 荷重－層間変形角関係の検証

門型フレーム試験 2P, 4P, 6P (図 4-7) についての 3.3.1 節の試験結果を用いて、フレームの層間変形角が $1/15\text{rad}$ までの範囲で、計算値と試験値の比較検証を行う。

材せいモデルは、計算値と試験値は良く合った (図 4-10)。ただし、2P の計算を行うときの、せん断バネについては、せん断スパンの影響を考慮して補正を行った。3.5.2.4 節で示した通り、せん断スパンが短い試験体の方が、同一のせん断力の時に、接合部の回転角が小さいので、ほぞ穴とほぞとの接触角度が小さくなる。接触角度が小さいほど、接触面積が大きくなるので、剛性・耐力は高くなると考えられる。よって、ここでは原則として B105 の試験結果を用いて計算を行っているのですが、B105 の試験結果の 2 次勾配を設けずに、弾性バネとする補正を行った (図 4-11, 図 4-12)。

剛域モデルの計算値は試験値と比べて、全体的に過大評価となった。特にスパンの短い 2P の計算値はかなり過大評価となった (図 4-9)。変位の適合条件の仮定のもとに計算を行っていることにより、せん断バネによる変形、軸力による変形を考慮出来ないために、計算値が過大評価になったと考えられる。

構造芯モデルの計算値は、スパンの違いを再現できなかった (図 4-10)。スパンの違いによる接合部の挙動の違いを考慮することができないため、ほとんど梁の曲げ変形のための違いとなったと考えられる。

塑性域においては、部材の変形に比べて接合部の変形の割合が大きくなる、木質ラーメン架構の数値計算の解析モデルとしては、本研究で提案する材せいモデルが有効であることが確認できた。

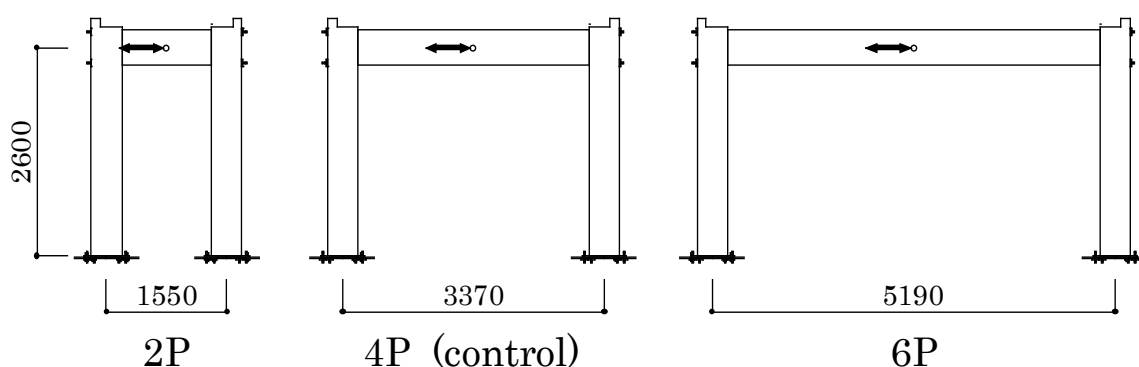


図 4-7 門型フレーム試験 (2P, 4P, 6P)

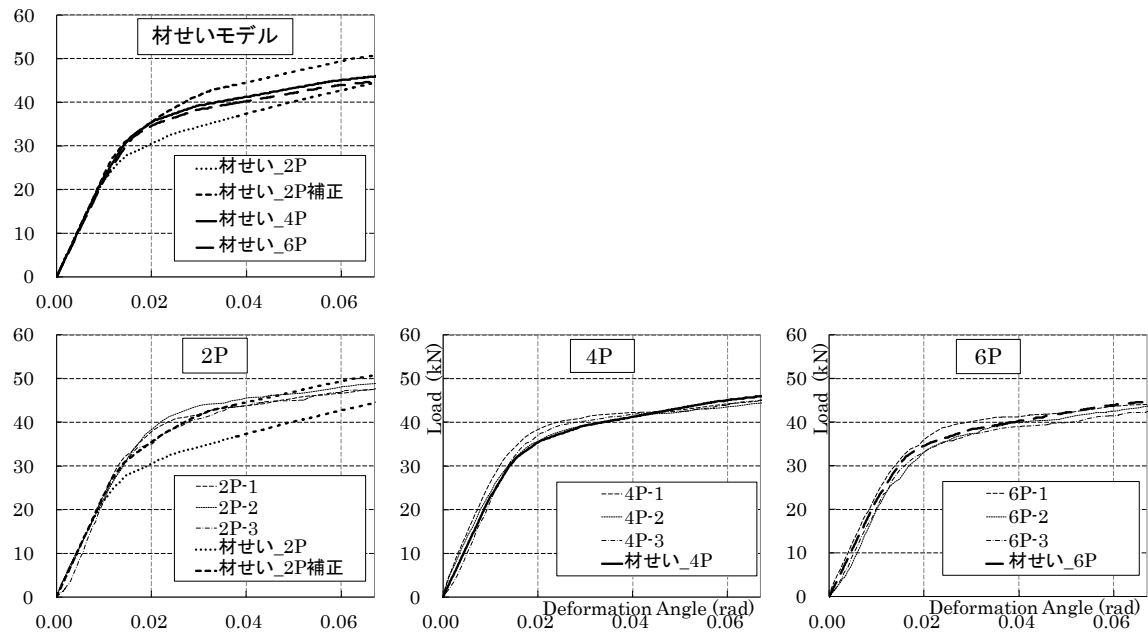


図 4-8 材せいモデルの検証

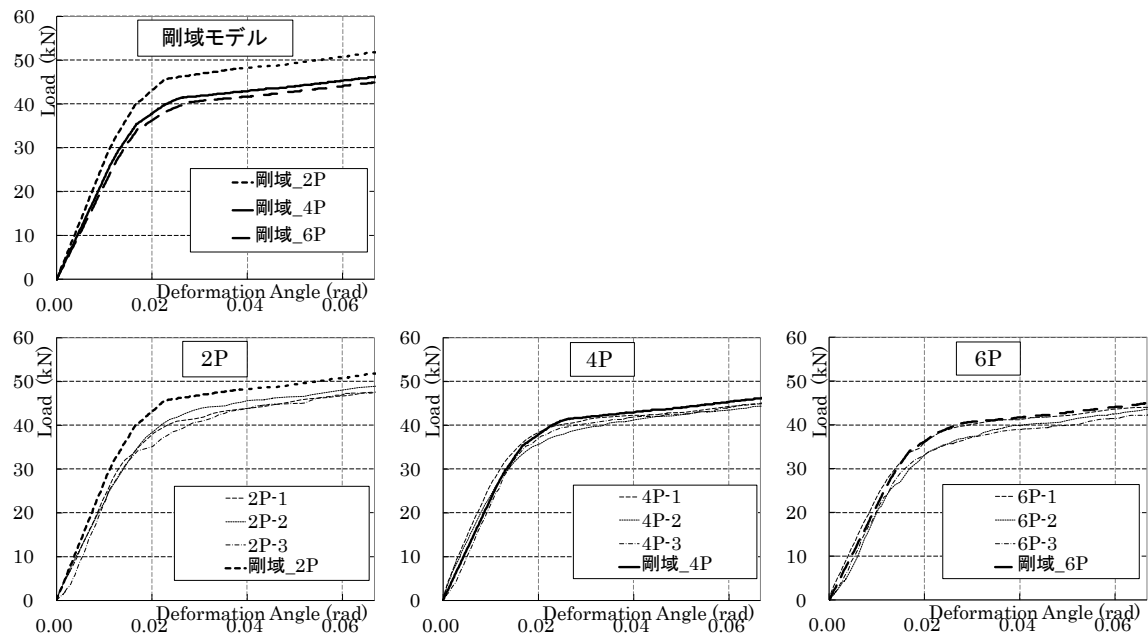


図 4-9 剛域モデルの検証

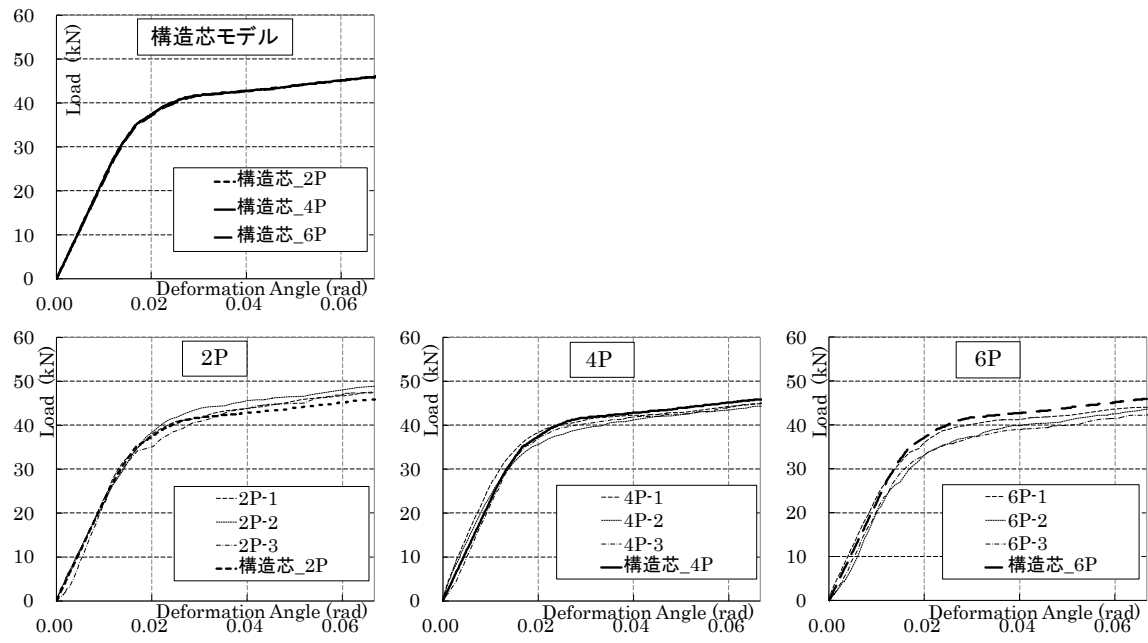


図 4-10 構造芯モデルの検証

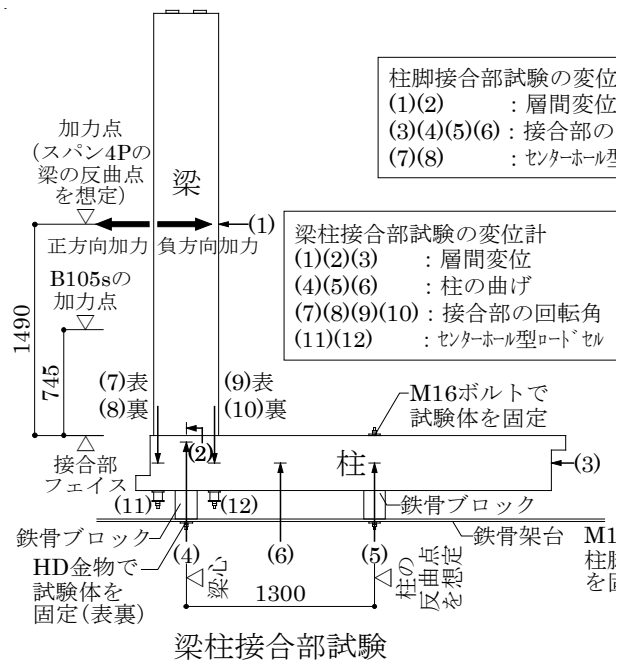


図 4-11 梁柱接合部試験の試験体——せん断スパンをパラメータとしたもの

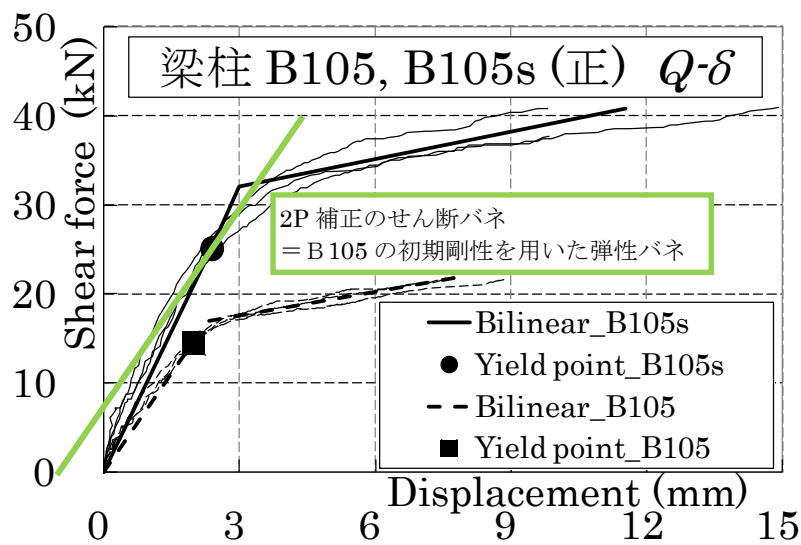


図 4-12 梁柱接合部試験の結果——せん断スパンをパラメータとしたもの

4.3.2. 接合部の回転角，柱の部材角の検証

門型フレーム試験 4P の数値計算の結果と試験結果を用いて，接合部の回転角－フレームの層間変形角関係，柱の部材角－フレームの層間変形角関係について検証を行う。

梁柱接合部の回転角－フレームの層間変形角関係（図 4-13）については，材せいモデルは，計算値と試験値は，ほぼ合っていた。剛域モデルは，圧縮側は降伏後の計算値が過大となった。構造芯モデルは，圧縮側、引張側ともに、計算値の方が過小となった。

柱脚接合部の回転角－フレームの層間変形角関係（図 4-14）については，材せいモデルは，計算値と実験値の傾向は合っている。しかし計算値の方が若干、圧縮側は回転が過小、引張側は回転が過大となった。剛域モデルは，圧縮側の計算値は、ほぼ実験と合っている。引張側の計算値は過大となった。構造芯モデルは，剛域モデルと同様の傾向となった。

柱の部材角－フレームの層間変形角関係（図 4-15）については，材せいモデルは，傾向は合っている。実験値と比較して計算値は、圧縮側・引張側ともに、若干過小となった。剛域モデルは，フレームの変形角と柱の部材角がほぼ同じとなった。実験値と比較して計算値は、圧縮側は過小，引張側は過大となった。構造芯モデルは，剛域モデルと同様の傾向となった。

門型フレーム架構の接合部の回転角，柱の部材角についても，本研究で提案する材せいモデルは，試験体の挙動をよく再現できていることが確認できた。

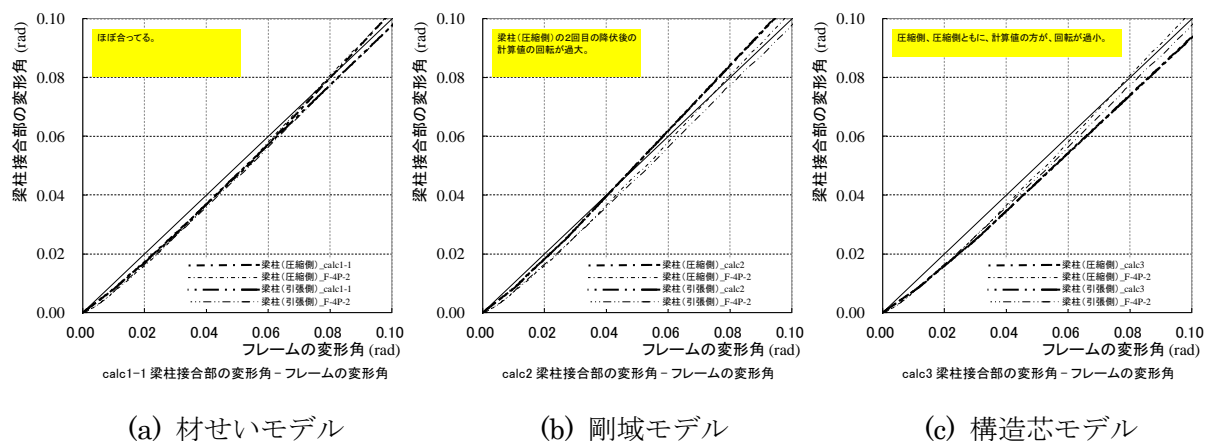


図 4-13 梁柱接合部の回転角－フレームの層間変形角関係 —— 計算値と試験値の比較

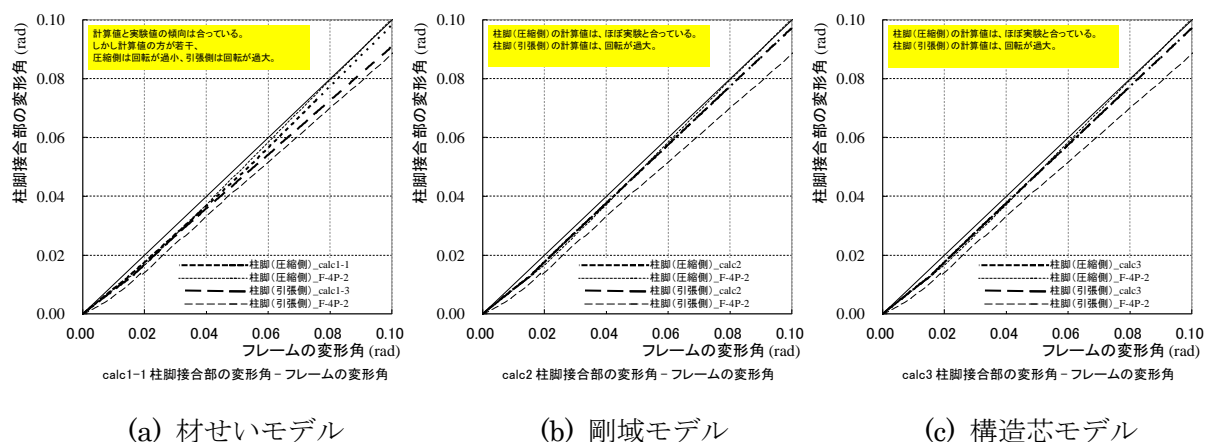


図 4-14 梁柱接合部の回転角－フレームの層間変形角関係 —— 計算値と試験値の比較

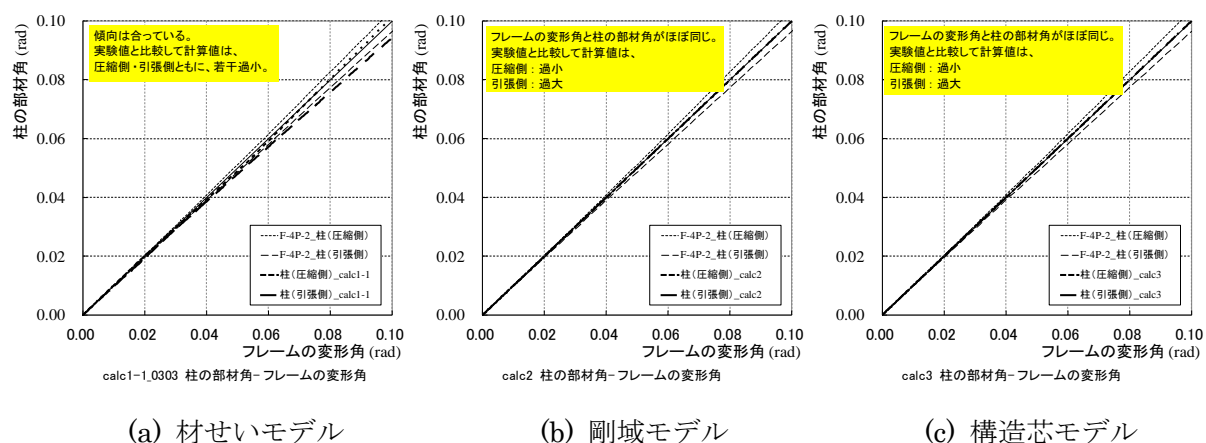


図 4-15 柱の部材角－フレームの層間変形角関係 —— 計算値と試験値の比較

4.4. 材せいを考慮した解析モデルの提案のまとめ

構造芯モデルの計算値は、スパンの違いを再現できなかった。スパンの違いによる接合部の挙動の違いを考慮することができないため、ほとんど梁の曲げ変形のための違いとなったと考えられる。

剛域モデルの計算値は試験値と比べて、全体的に過大評価となった。特にスパンの短い 2P の計算値はかなり過大評価となった。変位の適合条件の仮定のもとに計算を行っていることにより、せん断バネによる変形、軸力による変形を考慮できないので、計算値が過大評価になったと考えられる。

材せいモデルは、接合部の $M-\theta$ 関係、部材の曲げ変形・せん断変形、せん断スパン、応力中心距離、中立軸の移動、複合応力の影響、パネルゾーンのせん断変形を考慮することができるモデルとなる。

計算値と試験値の比較検証の結果、材せいモデルは、スパンの異なる門型フレーム架構の数値計算において、荷重－変形角関係は試験値とよく推定できることが確認できた。しかし、スパンの短い試験体については、せん断バネの補正が必要となった。また、接合部の回転角－フレームの層間変形角関係、柱の部材角－フレームの層間変形角関係についても、材せいモデルによる計算値が試験値をよく推定していた。つまり、門型フレーム試験体の挙動をよく推定していたと考えられる。

材せいモデルによるシミュレーション計算の一例として、2P、3P、4P、6P のスパンの異なる架構について数値計算と試験結果による検証を行った。梁柱接合部のバネ定数は 4P のせん断スパンを想定した接合部試験の値を用いて行った。3P~6P、つまり 4P の 2/3 倍~1.5 倍のスパンでは、計算値は試験値をよく推定していた。しかし、スパンが 1/2 倍となる 2P では複合応力の影響により、計算値は試験値を大きく下回った。ただし、複合応力の影響が大きかったバネについて、2P のフレーム試験の結果によるバネ定数を用いて計算を行ったところ、計算値と試験値はよく合った。材せいモデルは、複合応力の影響をよく推定できると考えられる。また、本研究の仕様による接合部を用いた門型フレーム架構についての、材せいモデルを用いたシミュレーション計算においては、特定のせん断スパンを想定した梁柱接合部試験のバネ定数の適用範囲は 2/3 倍~1.5 倍であることが確認できた。また、材せいモデルを用いたシミュレーション計算が有効であることが確認できた。スパンの異なる 1 層門型フレーム架構のみだけでなく、実際には試験を行うことが困難な複雑な架構においても、材せいモデルを用いたシミュレーション計算により、設計のクライテリアについて検討するための資料が得られることが期待できる。

本研究では、引きボルト式木質ラーメン架構の精解を得る解析モデルとして、材せいモデルを提案する。

5. プレカット加工を用いた引きボルト式接合部の設計と実施例

5.1. プレカット加工についての調査

5.1.1. プレカット機械の調査

2007年11月28日に宮川工機(株)において、プレカット機械に関する調査を行なった。機械を製作するための工場では作業台(図 2-1)の精度の良さが必要となる。以前は職人各々が個人の測定器具を用いていたが、共通の精度を確保するために、最近では、定期的に精度の検査を行なった共用の測定器具(図 2-2)を使用している。製作図(図 2-3)の指示に基づきプレカット機械の部品を製作する。穴あけなどの加工寸法の指示は相対距離で記入している。操作盤(図 2-4)を用いて、部品を製作するための加工機械に加工手順・寸法を入力する。加工手順の組立ては経験によるところも大きい。



図 2-1 工場内観



図 2-2 測定器具



図 2-3 製作図



図 2-4 操作盤

プレカット機械は、メーカーや機種によって加工形状や寸法が若干異なっている。本研究では、普及型の木質ラーメンの開発という意図から、全国のプレカット工場で数多く利用されている MPS-V8 (宮川工機)を使用することとする。MPS-V8 は、在来工法と既存の金物工法の併用機として仕口・継手を効率的に加工するための機械である。無駄を省き、在来工法と既存の金物工法の仕口・継手の加工に最適化されている。そのため加工の自由度は低い。プレカット機械を使用することによる制約は、刃物などのハード面と、刃物の動作を制御するコンピュータソフトなどのソフト面がある。

ハード面は、コストの点から標準装備されているものを使用することとした。標準装備以外の刃物の使用は可能だが、工場が刃物を購入する必要があるため現実的ではない。そのため、標準的な MPS-V8 で加工可能な材の寸法(表 2-1)、MPS-V8 に標準的に付属しているドリルやルーターなどの刃物の構成(図 5)を調査した。たとえば、梁端部などの加工を行う両木口加工機(図 2-6)について見ると、形状については、特殊な形状である鎌オス継手(図 7)を加工するために、鎌オス軸(図 2-8)という単機能の刃物が装備されている。寸法については、穴あけ加工をするためのキリ軸(図 2-9)の直径は 12mm φ と 18mm φ の 2 種類で、長さは 200mm に制限されている。

表 2-1 加工材寸法 (出典：宮川工機 MPS-V8 仕様書)

	標準仕様	ロング仕様
材 幅	90～150mm	
材 高	90～450mm	
素材長さ	850～6500mm	850～8400mm
	コンベアスタート最小素材長750mm	
製品長さ	720～6300mm	720～8200mm

※登り梁は最大390mm。

※工場内レイアウトにより最大長が異なる。

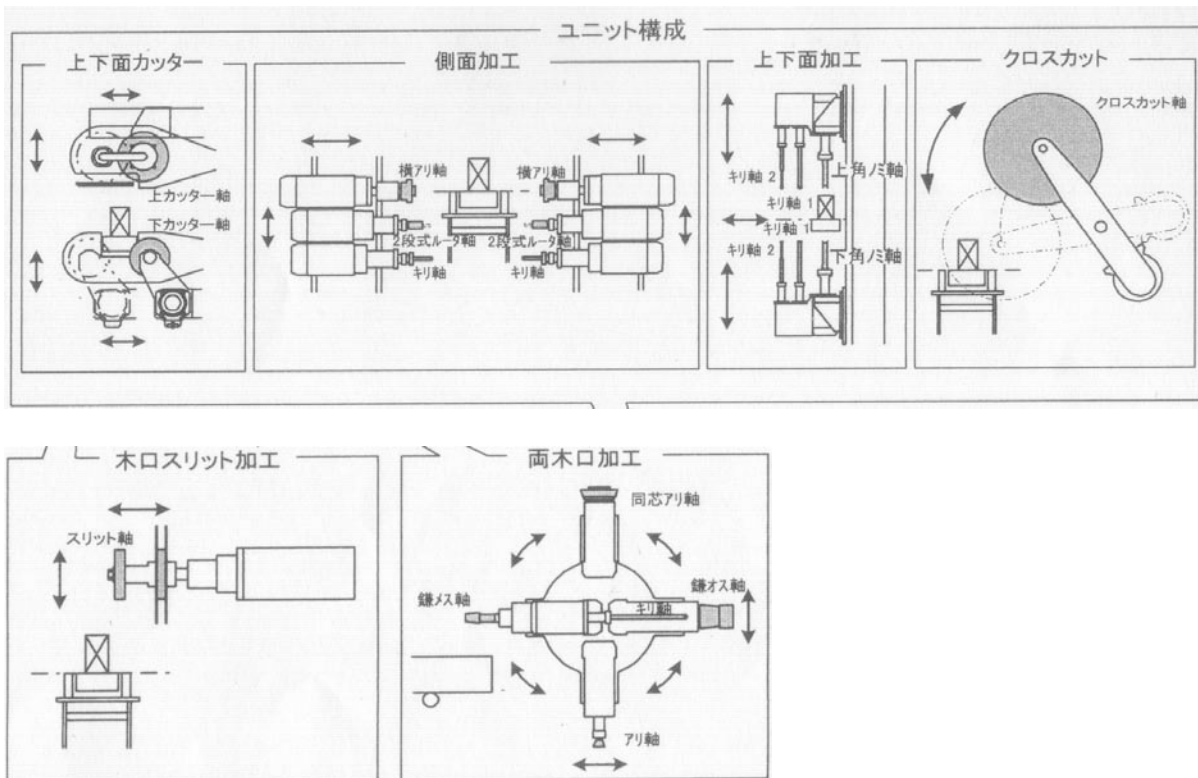


図 2-5 MPS-V8 の標準的な刃物構成（出典：宮川工機 MPS-V8 仕様書）



図 2-6 木口加工機の刃物



図 2-7 鎌オス継手



図 2-8 鎌オス軸（木口加工機）



図 2-9 キリ軸（木口加工機）

ソフト面は、刃物の動作を制御するソフトウェアの制約がある。原則として、あらかじめ決められた仕口・継手を加工するための刃物の動作が設定されている。設計時にプレカット CAD の画面(図 2-10)で仕口・継手を決定することで刃物の動作も自動的に決定される。自由に設定することも可能ではあるが、実際の現場作業のレベルでは手間がかかりすぎて現実的ではない。しかし、加工の仕様を決定すれば、それに対応するソフトウェアを作ること、煩雑なコンピュータ入力をするとなしに、材を通常のプレカットのラインに載せて加工することができる。

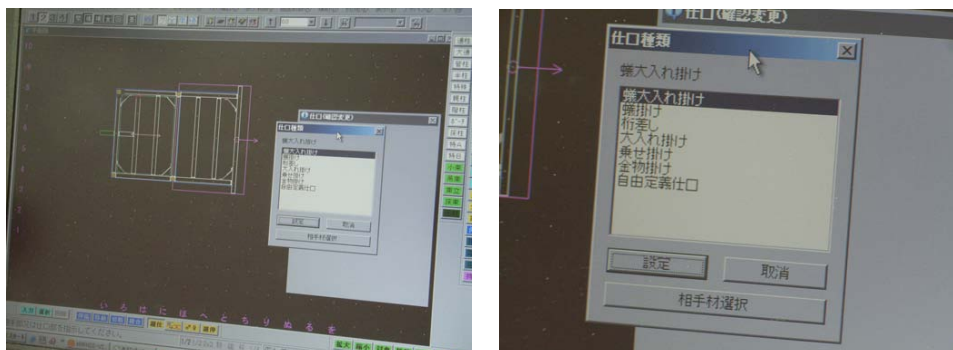


図 2-10 プレカット CAD の画面

5.1.2. プレカット工場の調査

2007年10月20日に(株)篠原商店において、プレカット工場に関する調査を行なった。標準的なプレカット工場のMPS-V8の横架材加工ラインの構成(図2-11)は、中間加工機2台、木口加工機2台、木口スリット加工機1台となっている。篠原商店におけるライン(図2-12)も同様の構成である。ラインに搬入された材(図2-13)は中間加工機で加工(図2-14)され、ライン内での材料の移動はローラーコンベアにより自動的に行われ(図2-15)、更に木口加工機で加工される(図2-16)。加工が終了(図2-17)したら、材寸(図2-18)数量(図2-19)をチェックして、人力によりラインより搬出する(図2-20)。サンダ掛けで汚れをおとし(図2-21)、梱包(図2-22)して、フォークリフトによりストックヤードへ運ばれる(図2-23)。搬入・搬出までの時間は、ボトルネックとなる工程に依存する。横架材加工ラインでは、木口スリット加工機での加工がボトルネックとなる場合が多い。ライン内で加工できずに、手加工が必要となる場合は、材料をフォークリフトで手加工作業場(図2-24)に移動して、大工が加工を行う。

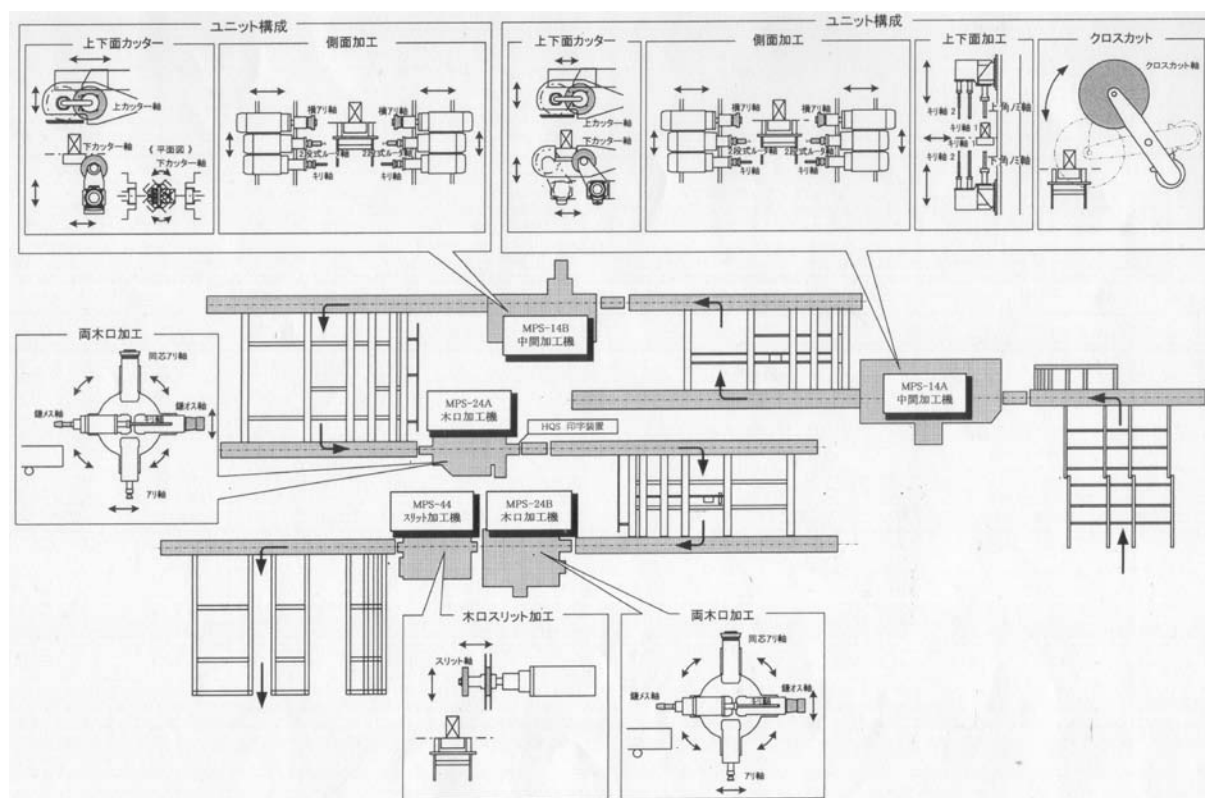


図 2-11 プレカット工場の横架材加工ラインの構成例（出典：宮川工機 MPS-V8 仕様書）



図 2-12 プレカット工場の MPS-V8 の横架材加工ライン



図 2-13 材がラインに搬入される



図 2-14 中間加工機による加工



図 2-15 ロールーコンベアにより材がライン上を流れる



図 2-16 木口加工機による加工



図 2-17 加工終了



図 2-18 材寸のチェック



図 2-19 数量のチェック



図 2-20 人力によりラインより搬出する



図 2-21 サンダにより材の汚れをとる



図 2-22 梱包する



図 2-23 フォークリフトでストックヤードへ



図 2-24 プレカット工場の手加工作業場

5.2. プレカット加工を用いた引きボルト式梁柱接合部の設計

柱－梁接合部の構成図を図 3-2 に示す。モーメント抵抗要素は 2 本の引きボルトとして、せん断抵抗要素は 2 段ほぞとした。門型ラーメン架構は、都市部の狭小住宅での住宅建設に用いられることが多い。現場での建方の施工性を高めるために、ボルトの中央部を高ナットで継ぐこととした。使用材料を表 3-1 に示す。柱座金は 100mm×100mm、梁座金は 54mm×54mm と、柱座金の方を大きい座金とした。柱座金は等変位めり込み、梁座金は木材繊維方向の圧縮となるため、柱座金の方が剛性・耐力ともに低いので、座金を大きいものとした。

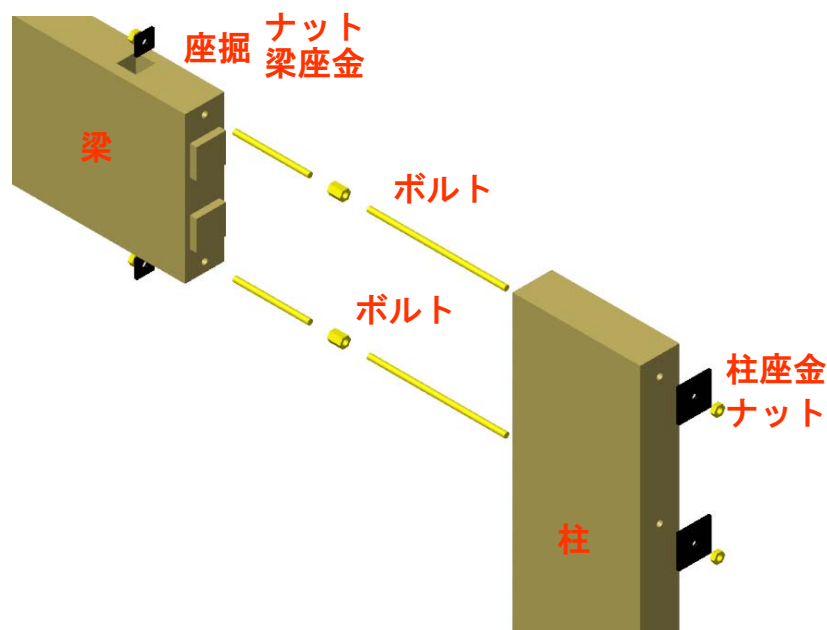


図 3-2 柱－梁接合部の構成

表 3-1 材料一覧

部 位	材 料
柱	オウシュウアカマツ対象異等級構成集成材 E120・F330 120mm×390mm
梁	オウシュウアカマツ対象異等級構成集成材 E120・F330 120mm×450mm
柱座金	鋼製座金 100mm×100mm×9mm
梁座金	鋼製座金 54mm×54mm×9mm
ボルト	全ネジボルト M-16 (SS400)

柱－梁接合部の設計において、使用を想定した刃物、プレカット加工に伴う制約事項を図 3-3 に示す。たとえば、梁木口の引きボルトの埋め込み長さ 180mm(=200mm-20mm(ほぞ))は、プレカット機械の標準のキリ軸(ドリル)の長さ 200mm に制限された(図 3-4)。

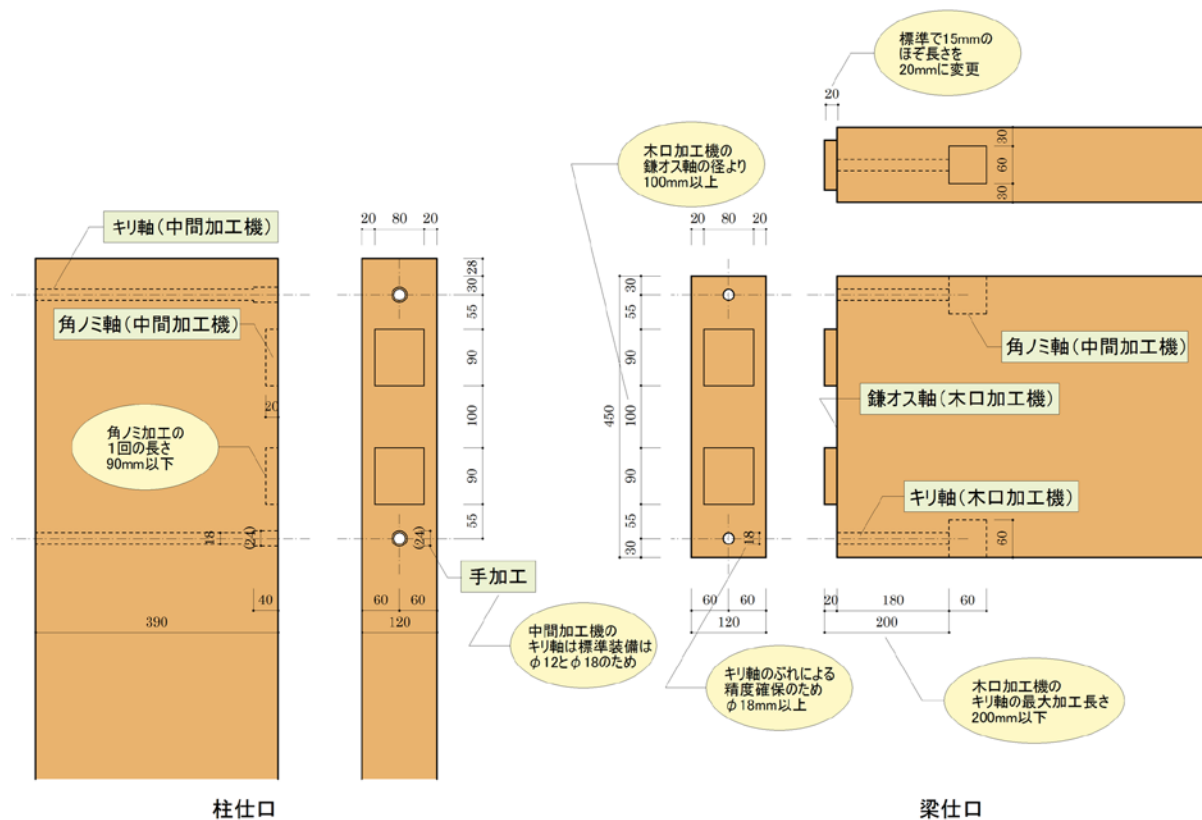


図 3-3 柱－梁接合部の設計



図 3-4 プレカット加工による梁仕口

梁仕口のプレカット加工の状況を図 3-5 から図 23-8 に示す。



図 3-5 角ノミ軸(中間加工機)による座掘の加工



図 3-6 キリ軸(木口加工機)による引きボルト穴の加工



図 3-7 鎌オス軸(木口加工機)による 2 段ほぞの加工



図 3-8 加工が終了した梁仕口

5.3. プレカット加工による普及型の木質ラーメン工法住宅の開発・設計・施工

5.3.1. 工法開発の経緯

最近の木造軸組工法住宅において、開口部を広くとる等の目的のために、木質ラーメン工法が用いられることが多くなってきている。それらの工法の多くは、手加工による仕口加工、特殊な形状の制作金物が必要なクローズド・システムが多い。

そこで、安価で施工性の良い木質ラーメン工法を開発するために、大学、金物メーカー、プレカット工場、プレカット機械メーカー、集成材メーカー、住宅メーカー、木質構造設計コンサルなどが集まり、プレカットラーメン協議会を組織して、2007 年より木質ラーメン工法の開発を開発・研究を行っている^{1),2)}。

安価で施工性の良い木質ラーメン工法を実現するために、

- ①材料コストの低減：一般的な流通材の活用
- ②加工コストの低減：汎用プレカット機械で可能な仕口形状
- ③施工性の向上：施工が容易な接合部の設計

以上の 3 つの条件を満たすものとした。

本工法を用いて、2010 年に住宅の実施物件（写真 1）の設計・施工を行った。住宅の架構は、2 層半の門型ラーメンの片側にラーメン梁を片持ち取り付けピン柱で支えた構面を、1820mm ピッチで 6 構面並べたフレームとした。



住宅内観



模型写真

写真 1 プレカット加工による普及型の木質ラーメン工法住宅

5.3.2. 使用材料、接合部の選定

材料コスト、加工コストおよび施工性を考慮して、使用材料と接合部の選定を行った。

柱材と梁材は、木造住宅で広く使用されていて、構造性能が明確に規定されている住宅用中断面集成材とした。材幅は 105mm および 120mm となり、材せいは 105mm～450mm の範囲となる。

接合部は、一般的なプレカット工場の横架材加工ラインで加工可能な形状とし、低コストで制作可能は金物を用いて、施工が容易なものとなるように仕口の設計を行った。

梁柱接合部は、仕口加工・施工が最も容易な接合部のひとつである引きボルト式接合部とした。引きボルト材質は靱性を高めるために SNR400 とした。柱脚金物は、実際の住宅施工現場のアンカーボルトの施工精度を考慮して、ルーズホールのある偏心座金で固定する鋼板ビス止め式接合部とした。剛性・耐力の計算は、引きボルト式接合部の設計式³⁾を用いて行った。

柱脚接合部の金物は、鋼板にビス穴をあけて折曲加工を行っただけの制作が容易な金物とした。ビスは構造用ビス（ホールダウン金物用ビス）を用いた。剛性・耐力の計算については、本稿で設計式の提案を行った。

今回の住宅の実施物件の設計・施工、および構造性能検証のための接合部試験に用いた材料の一覧を表 1 に示す。

表 1 使用材料一覧

部位		品質	寸法
木材	柱	オウシュウアカマツ 対象異等級構成集成材 E120-F330	実施：120mm×390mm 試験：105mm×390mm
	梁	オウシュウアカマツ 対象異等級構成集成材 E120-F330	実施：120mm×390mm 試験：105mm×390mm
金物	梁柱 接合部	引きボルト	SNR400B
		柱座金	M16
		梁座金	80mm×80mm×9mm
	柱脚 接合部	柱脚金物	SPHC
		構造用ビス	SWRCH22A
		偏心座金	SPHC
		アンカーボルト	SNR400B
		M16	
		80mm×80mm×9mm	
		55mm×55mm×9mm	
		t=6mm 穴開・折曲加工	
		φ=5mm, L=60mm	
		φ=64mm, t=6mm	
		M20	

5.3.3. 接合部の設計

5.3.3.1. 梁柱接合部の設計

梁柱接合部は引きボルト式とした。L型の設計を図1に示す。柱を上延ばしたT型も同仕様とする。
使用材料一覧を表1に示す。

接合部の靱性を確保するために、ボルトが先行破壊するように設計を行った。ボルトの材質は靱性を考慮してSNR400Bとし、梁木口のせん断破壊を防止するため、木口からの距離を $l=240\text{mm}$ とした。剛性を向上させるために、柱材が梁木口より三角形めり込みを受ける部分に、長さ90mmの構造用ビス5本を打ち、その上に厚さ3.2mmの鋼板を載せてビス止めした、めり込み防止プレートを設置した。

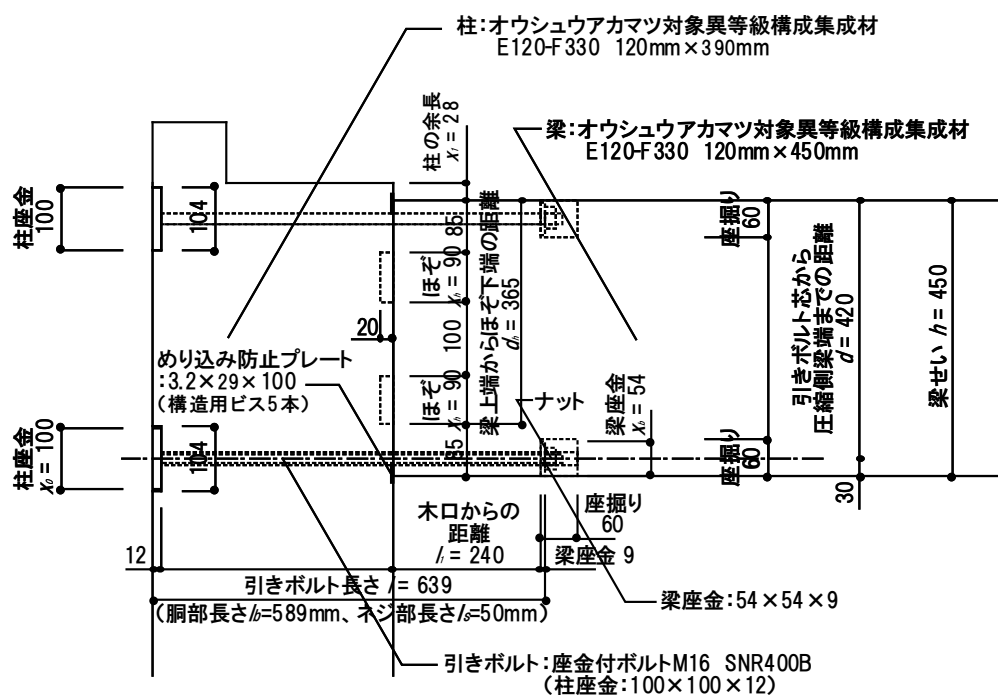
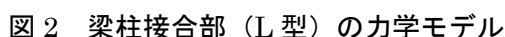


図1 梁柱接合部（L型）の設計

図2の力学モデルに基づいて、引きボルト式接合部の設計式³⁾を用いて、梁柱接合部の回転剛性、短期許容曲げモーメントを算定した。めり込み防止プレートの効果は計算には含んでいない。また、短期許容せん断耐力は、ほぞが負担すると仮定して算定した。短期許容引張耐力は、引きボルト2本が1/2ずつ負担すると仮定して算定した。短期許容圧縮耐力は、梁木口が柱に等変位めり込みして負担すると仮定して算定した。剛性・耐力の算定結果を表2に示す。



		L型	T型
回転剛性	(kNm/rad)	1128	1990
短期許容曲げモーメント	(kNm)	12.4	15.1
短期許容引張耐力	(kN)	74.3	74.3
短期許容圧縮耐力	(kN)	175.4	175.4
短期許容せん断耐力	(kN)	39.4	39.4

5.3.3.3. 梁柱接合部試験による計算値の検証

計算の検証を行うために梁柱接合部試験（図 3）を行った。試験体の仕様は、基本的に実施物件と同様だが、材幅のみ 105mm に変更した。比較を行うために 105mm のものも改めて計算を行った。試験結果と計算結果のモーメント - 回転角包絡曲線を図 4 に示す。

確認申請に提出する構造計算書作成のための計算値であるため、材料強度を建築基準法に基づく値としたため、耐力はかなり低い値となった。

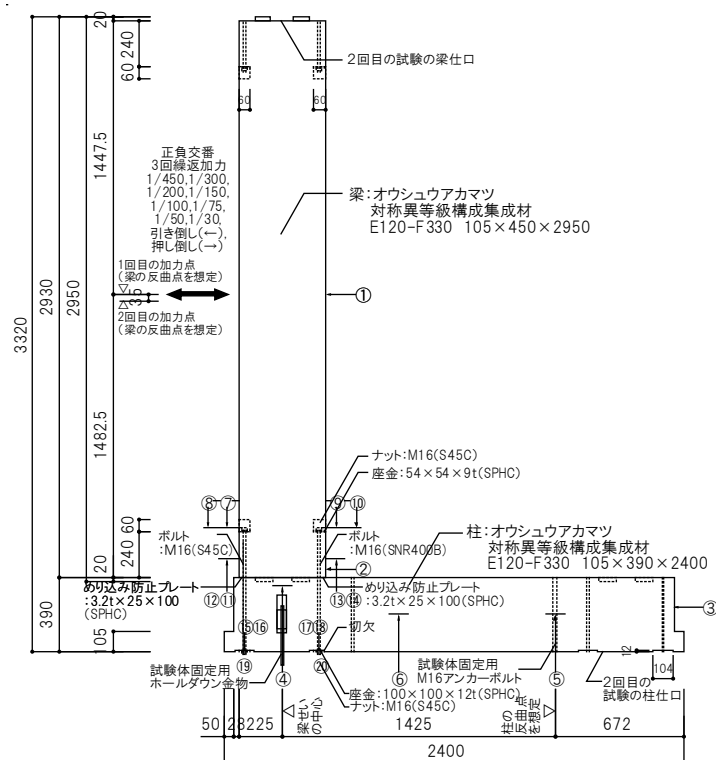


図 3 梁柱接合部の試験方法

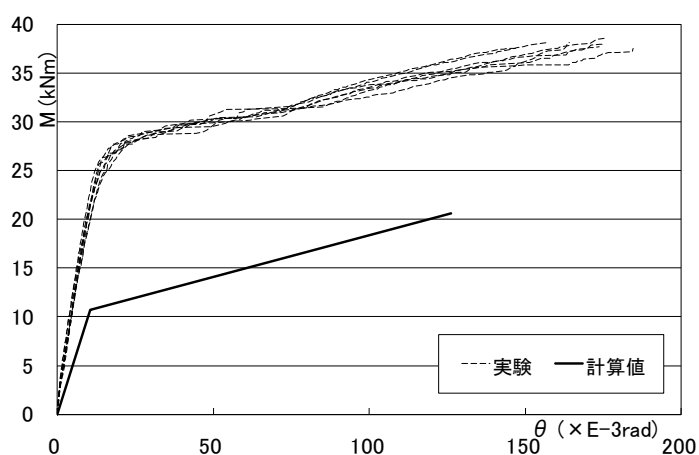


図 4 梁柱接合部（L 型）のモーメント - 回転角包絡曲線

5.3.3.4. 柱脚接合部の設計

柱脚接合部は鋼板ビス止め式（図 5）とした。

接合部の靱性を確保するために、アンカーボルトが先行破壊するように設計を行った。ボルトの材質は靱性を考慮して SNR400B とし、ビス接合部の先行破壊を防止するため、ビス本数をパラメータとした実験による検証を行い、ビス本数を 56 本とした。

実際の住宅施工現場のアンカーボルトの施工精度を考慮して、柱脚金物の底部に開けるアンカーボルト M20 用の穴を 40ϕ とし、座金をルーズホールのある偏心座金とした。

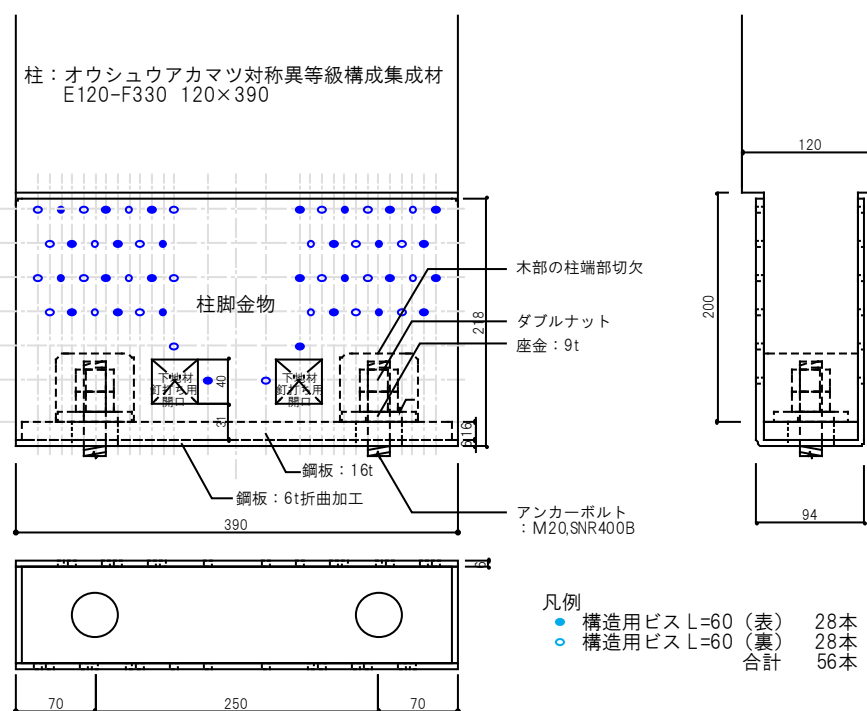


図 5 柱脚接合部の設計

5.3.3.5. 柱脚接合部の許容耐力の設計式の提案

図 6 の力学モデルに基づいて、接合部の許容耐力を算定した。

弾性床理論⁴⁾より構造用ビスの一面せん断剛性を算定して、力学モデルの Y 方向の力のつり合い式、X 方向の力のつり合い式、モーメントつり合い式から回転中心を算定する。また、EYT 式⁴⁾を用いて、構造用ビスの降伏せん断耐力を算定して、ビスが 1 本降伏するごとに全ビスの回転剛性、降伏モーメントを計算して、増分解析を行った。

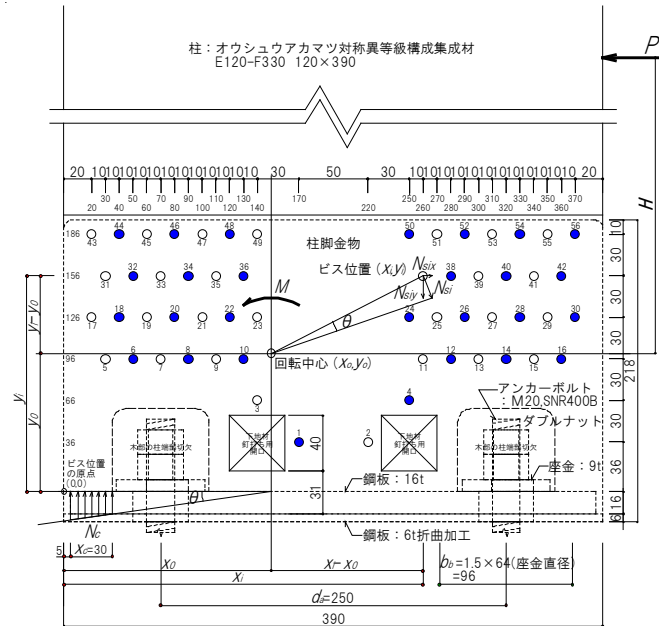


図 6 柱脚接合部の力学モデル

ここでは、力学モデルの Y 方向の力のつり合い式、X 方向の力のつり合い式、モーメントつり合い式から回転中心(x_0, y_0)を算定する部分について説明する。

全ビスのせん断による Y 方向の合力を N_{sx} 、柱木口のめり込みの合力 N_e とすると、Y 方向の力のつり合い式は(1)となる。

$$N_{sy} = \sum_{i=1}^{ns} N_{siy} = \theta k_{s0} \sum_{i=1}^{ns} (x_i - x_0)$$

$$N_c = \theta k_{zc} \int_{x_0-5-x_c}^{x_0-5} x dx = \theta k_{zc} \left(x_0 x_c - 5 x_c - \frac{x_c^2}{2} \right)$$

$$\theta_{ks0} \sum_{i=1}^{n_s} (x_i - x_0) - \theta_{kcz} \left(x_0 x_c - 5x_c - \frac{x_c^2}{2} \right) = 0 \quad (1)$$

θ : 回転角 (柱材木部と柱脚金物)

$k_{s\theta}$: ビスの一面せん断剛性 (繊維方向加力)

- x_i : ビス i の x 座標
 x_c : 柱木口圧縮側の見付寸法
 z_c : 柱木口圧縮側の見込寸法

全ビスのせん断による X 方向の合力を N_{sy} 、柱木口の摩擦力を N_f とすると、 X 方向の力のつり合い式は(2)となる。

$$\begin{aligned}
 N_{sx} &= \sum_{i=1}^{n_s} N_{s ix} = \theta k_{s90} \sum_{i=1}^{n_s} (y_i - y_0) \\
 N_f &= \theta k_{czc} \left(x_0 x_c - 5 x_c - \frac{x_c^2}{2} \right) \mu \\
 \theta k_{s90} \sum_{i=1}^{n_s} (y_i - y_0) - \theta k_{czc} \left(x_0 x_c - 5 x_c - \frac{x_c^2}{2} \right) \mu &= P \quad (2)
 \end{aligned}$$

k_{s90} : 構造用ビスの一面せん断剛性（繊維直交方向加力）

- y_i : ビス i の y 座標
 μ : 摩擦係数（柱木口と柱脚プレート）
 P : 水平荷重

全ビスのせん断力による抵抗モーメントを M_s 、柱木口のめり込みによる抵抗モーメントを M_c とすると、モーメントつり合い式は(3)となる。

$$M_s = \theta \sum_{i=1}^{n_s} k_{si} \left\{ (x_i - x_0)^2 + (y_i - y_0)^2 \right\}$$

$$M_c = \theta k_c z_c \int_{x_0-5-x_c}^{x_0-5} x^2 dx = \frac{\theta k_c z_c}{3} \left\{ (x_0-5)^3 - (x_0-5-x_c)^3 \right\}$$

$$\theta \sum_{i=1}^{n_s} k_{si} \left\{ (x_i - x_0)^2 + (y_i - y_0)^2 \right\} - \frac{\theta k_c z_c}{3} \left\{ (x_0-5)^3 - (x_0-5-x_c)^3 \right\} = PH \quad (3)$$

H : 加力点高さ

(1)を解いて x_0 を、(2)、(3)を解いて y_0 を求めると、

$$x_0 = \frac{2k_{s0} \sum_{i=1}^{n_s} x_i + k_c z_c x_c^2 + 10k_c z_c x_c}{2(n_s k_{s0} + k_c z_c x_c)}$$

$$y_0 = \frac{-b_e + \sqrt{b_e^2 - 4a_e c_e}}{2a_e}$$

$$a_e = \sum_{i=1}^{n_s} k_{si}, \quad b_e = H \cdot n_s \cdot k_{s90} - 2 \sum_{i=1}^{n_s} k_{si} y_i,$$

$$c_e = \sum_{i=1}^{n_s} k_{si} y_i^2 - H k_{s90} \sum_{i=1}^{n_s} y_i + \sum_{i=1}^{n_s} k_{si} (x_i - x_0)^2 + \frac{k_c z_c}{3} \left\{ (x_0-5)^3 - (x_0-5-x_c)^3 \right\} - H k_c z_c \left(x_0 x_c - 5x_c - \frac{x_c^2}{2} \right) \mu$$

となる。

柱脚接合部の剛性と短期許容耐力を表 3 に示す。

表 3 柱脚接合部の回転剛性・許容耐力

回転剛性	(kNm/rad)	2344
短期許容曲げモーメント	(kNm)	14.39
短期許容引張耐力	(kN)	115.2
短期許容圧縮耐力	(kN)	520.7
短期許容せん断耐力	(kN)	65.5

5.3.3.6. 柱接合部試験による計算値の検証

計算の検証を行うために柱脚接合部試験（図 7）を行った。試験体の仕様は、梁柱接合部試験と同様に、材幅のみ 105mm に変更した。比較を行うために 105mm のものも改めて計算を行った。試験結果と計算結果のモーメント - 回転角包絡曲線を図 8 に示す。

剛性は、よく一致した。降伏モーメントは、計算値のほうが低い値となった。

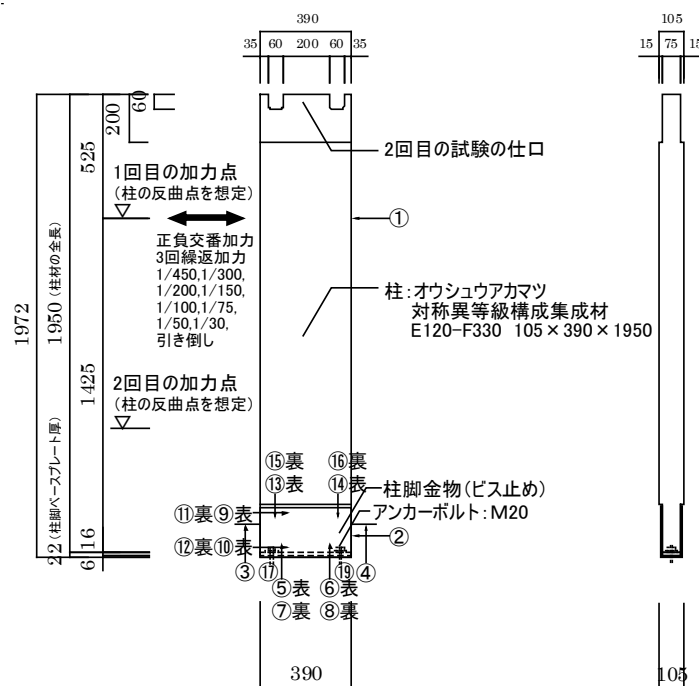


図 7 柱脚接合部の試験方法

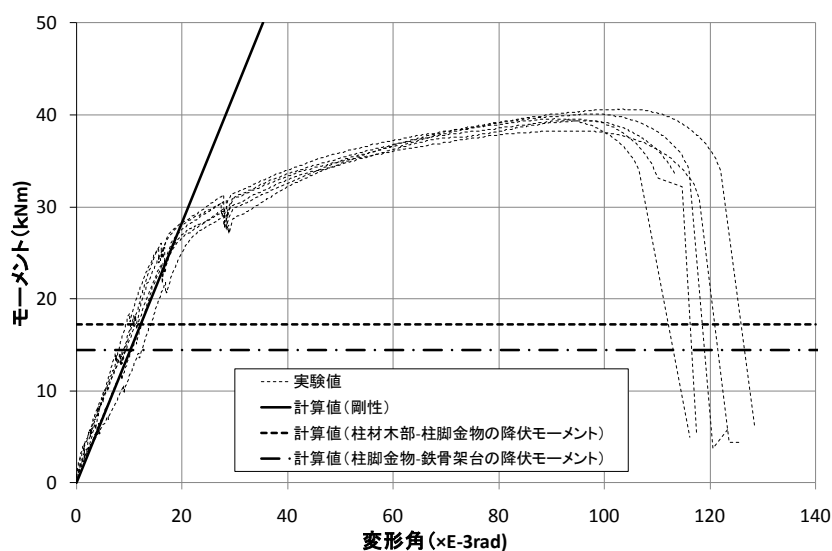


図 8 柱脚接合部のモーメント - 回転角包絡曲線

5.3.4. 住宅の実施物件の設計

5.3.4.1. 構造上の特徴

本建物は、地上部分は、延べ面積 500m² 以下かつ軒の高さ 9m 以下かつ高さ 13m 以下の、令第 3 章第 3 節に該当する木造軸組構法による 2 階建て住宅である。

平面形状（図 9）は、長方形を雁行させた形状である。立面形状（図 10）は、RC ラーメン構造の半地下の上に、在来軸組工法による木造 2 階建てが載る形状である。

鉛直構面（図 9）は、X 方向は引きボルト式柱梁接合部と鋼板ビス止め式柱脚接合部を用いたラーメン架構とし、Y 方向は構造用合板張り耐力壁とした。

5.3.4.2. 構造設計方針

地上部分は「木造軸組工法住宅の許容応力度設計(2008 年版)」⁵⁾に準じて、X、Y 方向ともに、ルート 1 の構造計算を行った。ただし、X 方向はラーメン架構による耐力要素（図 9、図 10）のため、令 46 条 2 項により壁量計算を適用除外とし、昭 62 建告第 1899 号の確認を行った。ラーメン架構の接合部の許容耐力は「木質構造接合部設計マニュアル」、「木質構造設計規準・同解説」に準じて算定を行い、接合部を上記で算定した回転バネ（表 2、表 3）としたラーメン架構としてモデル化（図 11）して構面ごとに、フレーム解析ソフト MIDAS/Gen を用いて、平面フレームにより解析を行った。

水平構面の仕様は、1F 床組は落とし込み根太に 12mm 厚の構造用合板張りとする。2F・LF 床組は 24mm 厚の構造用合板の短辺方向を川の字状に釘打ち直張りとする。小屋梁組には火打ちを設けず、屋根下地として転び止めを設けた垂木に構造用合板を張った勾配屋根構面としている。

各層に梁上端のレベル差があるが、ラーメン梁の梁せい 450mm 程度である。原則として梁上端のレベルは、各層の最上の梁レベルに合わせて計算を行う。木造部分の各層の構造階高は、B1F:1260mm、1F:2519mm、2F:2319mm とする。ただし、荷重拾いなどは、実態に合わせて算定を行った。

凡例
 上階柱 (120×120) : □
 通し柱 (120×120) : ⊙
 斜め柱 (120×120) : ▣
 ラーメン柱 (120×390) : ■
 間柱 (90×90) : □
 引きボルト式接合部 (T型) : J1
 引きボルト式接合部 (L型) : J2
 鋼板ビス止め式接合部 : J3
 ※ラーメン柱以外の柱頭柱脚接合部には全て、
 J4 (ほぞパイプSPP-95)とする。
 合板張り耐力壁 (換算壁倍率2.5倍) :

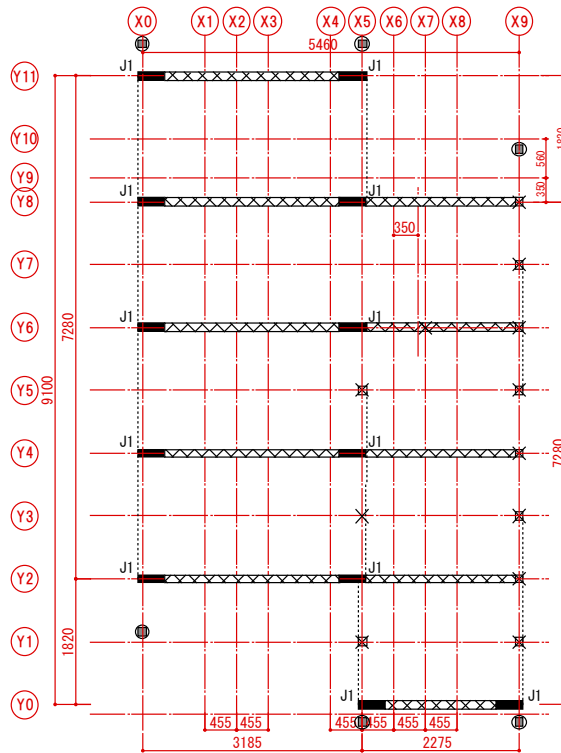


図9 柱壁伏図 (2階)

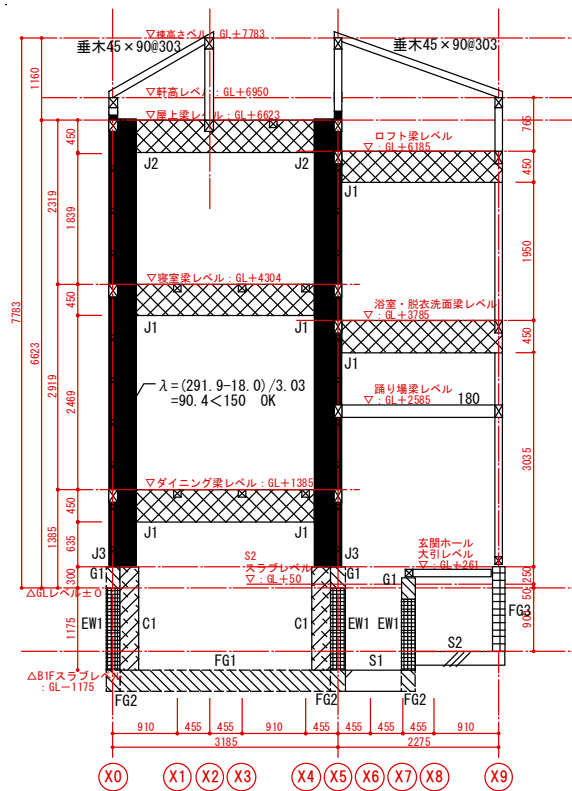
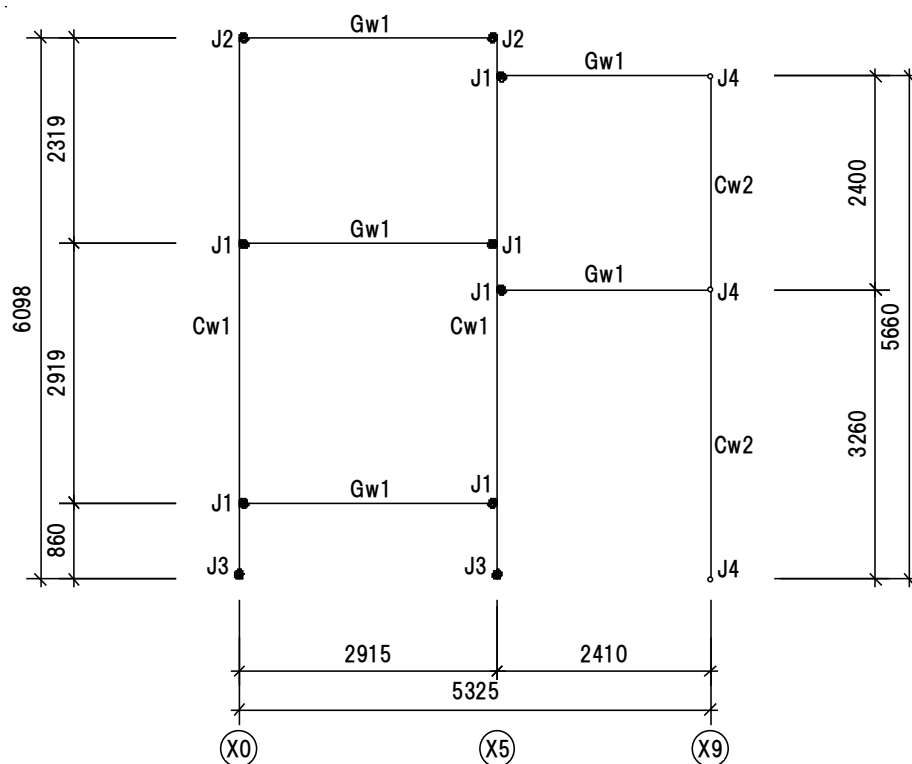


図 10 軸組図 (Y4 通り)



凡例
 Cw1: オウシュウアカマツ対称構成異等級集成材 E120-F330 120×390
 Cw2: オウシュウアカマツ同一等級構成集成材 E95-F315 120×105
 Gw1: オウシュウアカマツ対称構成異等級集成材 E120-F330 120×450
 J1 (回転バネ): 引きボルト式柱梁接合部 (T 型)
 J2 (回転バネ): 引きボルト式柱梁接合部 (L 型)
 J3 (回転バネ): 鋼板ビス止め式柱脚接合部
 J4 (ピン): ほぞパイプ SPP-95

図 11 ラーメン架構の力学モデル (Y4 通り)

5.3.5. 住宅の施工

この工法では、柱脚金物の設置時の施工精度で、建物全体の精度が決まることになる。

アンカーボルト位置を高い精度とするために合板の治具を設置して、コンクリート打設・天端均し後にトランシットを用いて基礎天端レベルの確認・調整を行い、レベル差を $\pm 30\text{mm}$ 以内に納めた(写真2)。

アンカーボルトの位置確認・台直しと柱脚金物の墨出しを行い、柱脚金物を設置した(写真3)。この時点での施工精度が重要となる。

地組みにより、ラーメン架構の柱と梁を座金付ボルトとナットで緊結して、重機にて吊上げた(写真4)。

ラーメン架構を柱脚金物に合わせて設置(写真5)して、ビスによる仮止めを行った。

ラーメン架構同士を繋ぐ直交梁を設置しながら、順次、門型ラーメン架構部分の設置を行い、続いて、片側が引きボルト式柱梁接合部となり、もう一方がピン柱に取り付くラーメン梁の設置を行った(写真6)。

今回は、柱脚金物の設置時の施工精度が高かったので、全フレーム設置後に測定した垂直精度は十分であり、建入れ直しは不要となり、建物全体の精度を高く施工することができた。



写真2 アンカーボルト設置と基礎天端レベルの確認



写真3 アンカーボルト位置確認と柱脚金物の設置

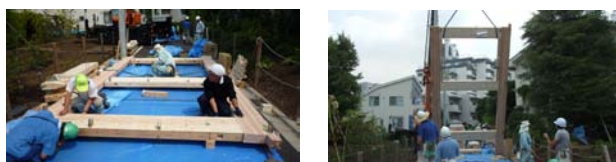


写真4 ラーメン架構の地組みと吊上げ



写真 5 ラーメン架構の設置



写真 6 直交梁の設置とラーメン梁(片側ピン)の設置

写真 1、5、6 写真提供：(LLP)テイクス、撮影：紅林敏明

施工の報告

■アンカーボルトの設置

(1) アンカーボルトを入れる

フック付なので入れるのに手間取る



(2) 水糸に合わせてアンカーボルトの位置出し



(3) 治具を用いて、アンカーボルトを固定



(4) アンカーボルトを鉄筋に溶接



(5) アンカーボルトの養生



■コンクリート打設

(6) 基礎立上りコンクリート打設



(7) 基礎コンクリート天端均し



■柱脚金物の設置

(8) アンカーボルトの位置確認

巻き尺で対角に寸法を計測



(9) 基礎コンクリート天端レベルの確認



(10) アンカーボルト位置の墨出し



(11) 基礎天端レベル調整（均しモルタルはつり）
レベル差は6mm程度、グラインダーではつる



(12) アンカーボルトの台直し
アンカーボルト廻りのモルタルをはつる



(13) アンカーボルトの台直し



(14) 柱脚金物の設置状況（はつったモルタル）
基礎天端に不陸ができる



(15) 柱脚金物の設置状況
最もボルトが曲がっている例



(16) 柱脚金物のレベルの確認
レベル差は3mm程度



(17) 基礎天端レベル再調整（鋼板プレート）

鋼板プレートは現場制作、塗装



(18) 鋼板プレートを設置



(19) 柱脚金物の設置状況

レベル差は 1mm程度



(20) 土台設置

基礎天端レベルに不陸があるので、土台下面を削って、レベル調整をしながら、土台を設置



(21) 土台の設置状況

柱脚のビス位置と干渉するため、土台の両端の上面を切り欠く



■ラーメンフレームの建て方

(22) ラーメンフレームの地組み

地組みのスペースが必要



(23) ラーメンフレームの吊上げ

重機を使用



(24) ラーメンフレームの設置



(25) 柱脚金物のビスの仮止め



(26) 直交方向の小梁の設置

最初は、精度を上げるため、上部（桁レベル）で繋いだが、2つ目からは、施工性のため、下部（1F 床梁レベル）で繋いだ



(27) 建て入れ直し

建て入れ直しは不要だった



(28) 柱脚金物のビスの本止め



(29) 床合板の設置



(30) 片持ちラーメン梁の設置



■上棟

(32) 上棟式



(33) 内観



(34) 外観



改良が必要な事項

- ・アンカーボルトを支圧板付とする。
- ・柱脚金物のレベル調整の仕組み。レベル調整用の薄い鋼板など。

- ・柱脚の木材の切り欠き寸法を大きくするか？
- ・柱脚金物のビス位置の再検討？（土台と干渉）

5.3.6. プレカット加工による普及型の木質ラーメン工法住宅のまとめ

住宅用柱断面集成材、安価に制作可能な金物、汎用プレカット加工機による仕口による木質ラーメン工法を開発して、梁柱接合部の剛性・耐力の設計式を検証し、柱脚接合部の剛性・耐力の設計式を提案した。

住宅の実施物件（写真 7，写真 8）において、その設計式を用いて、平面フレーム解析により構造設計を行った。

また、開発の過程では、施工性に関する検討も行い、実際の現場において検証を行った。



写真 7 模型写真



写真 8 住宅内観

6. 結論

本研究では、木質ラーメン構造の設計規準を作成するための基礎的な資料のひとつとして、引きボルト式モーメント抵抗接合部を用いた木質ラーメン架構の精解を得るための解析モデルの提案を行った。

2章では、引きボルト式接合部のモーメント加力試験を行い、様々なパラメータの考察を行った。接合部の応力中心距離は、ほぼ一定であるが、中立軸位置は接合部の変形に伴って移動することがわかった。接合部の抵抗機構を構成する引張バネ、圧縮バネ、せん断バネについて考察を行った。せん断バネは、せん断スパンに応じて変わることがわかった。

3章では、6シリーズの門型フレーム試験を行い、様々な設計条件のパラメータを持つ門型ラーメン架構の、フレームの $P-y$ 関係、接合部の $M-\theta$ 関係についての考察を行った。フレームの $P-y$ 関係には、材せいの影響があることがわかった。接合部の $M-\theta$ 関係についての複合応力の影響の性状がわかった。

4章では、引きボルト式木質ラーメン架構の荷重-変形角関係の精解を得るための解析モデルの提案を行った。2章、および3章の試験とその観察に基づいた挙動の解明によりわかった、せん断スパン、応力中心距離、中立軸の移動、複合応力の影響を考慮することが可能なモデルとした。上記の影響を考慮した非線形の数値計算を弾性解析の範囲で行うための工夫として、一般的な変位法による数値計算の仮定である、変位の適合条件を実質的に適用除外とするモデルとした。

材せいモデルによるシミュレーション計算の一例として、2P、3P、4P、6Pのスパンの異なる架構について数値計算と試験結果による検証を行った。梁柱接合部のバネ定数は4Pのせん断スパンを想定した接合部試験の値を用いて行った。3P~6P、つまり4Pの2/3倍~1.5倍のスパンでは、計算値は試験値をよく推定していた。しかし、スパンが1/2倍となる2Pでは複合応力の影響により、計算値は試験値を大きく下回った。ただし、複合応力の影響が大きかったバネについて、2Pのフレーム試験の結果によるバネ定数を用いて計算を行ったところ、計算値と試験値はよく合った。材せいモデルは、複合応力の影響をよく推定できると考えられる。また、本研究の仕様による接合部を用いた門型フレーム架構についての、材せいモデルを用いたシミュレーション計算においては、特定のせん断スパンを想定した梁柱接合部試験のバネ定数の適用範囲は2/3倍~1.5倍であることが確認できた。また、材せいモデルを用いたシミュレーション計算が有効であることが確認できた。スパンの異なる1層門型フレーム架構のみだけでなく、実際には試験を行うことが困難な複雑な架構においても、材せいモデルを用いたシミュレーション計算により、設計のクライテリアについて検討するための資料が得られることが期待できる。

本研究で提案した解析モデルを用いて行うシミュレーション計算は、靱性を適切に評価した木質ラーメン構造の設計規準を作成するための基礎資料のひとつとなることが期待できる。

引用文献

1. 序論

1) 菊池重昭：

木質ラーメンの現状と構造の考え方，

第 72 回生存圏シンポジウム報告集 木質ラーメン構法の現状と今後の課題， pp.1-9， 2007

2) 稲山正弘，鷺海四郎，藤澤正美，中林由之：

木質ラーメン構造の開発研究（その 1）柱－梁接合部の挙動に関する実験的研究，

日本建築学会大会学術講演梗概集(近畿)， pp.1381-1382， 1987

3) 稲山正弘，鷺海四郎，藤澤正美，中林由之：

木質ラーメン構造の開発研究（その 2）柱脚接合部の挙動に関する実験的研究，

日本建築学会大会学術講演梗概集(関東)， pp.125-126， 1988

4) 坂本功，大橋好光，安達文男：

集成材による柱－梁接合部の強度実験（その 1），

日本建築学会大会学術講演梗概集(関東)， pp.121-122， 1988

5) 大橋好光，坂本功，安達文男：

集成材による柱－梁接合部の強度実験（その 2），

日本建築学会大会学術講演梗概集(関東)， pp.123-124， 1988

6) 坂本功，大橋好光，安達文男：

集成材による柱－梁接合部の強度実験（その 3），

日本建築学会大会学術講演梗概集(九州)， pp.127-128， 1989

7) 大橋好光，坂本功，安達文男：

集成材による柱－梁接合部の強度実験（その 4），

日本建築学会大会学術講演梗概集(九州)， pp.129-130， 1989

8) 大橋好光，坂本功，安達文男，五十田博：

集成材による柱－梁接合部の強度実験（その 5）引きボルト型接合部に関する実験，
日本建築学会大会学術講演梗概集(中国)，pp.143-144，1990

9) 五十田博，大橋好光，坂本功，安達文男：

集成材による柱－梁接合部の強度実験（その 6）引きボルト型接合部に関する実験結果の考察，
日本建築学会大会学術講演梗概集(中国)，pp.145-146，1990

10) 大橋好光，坂本功，稲山正弘，五十田博：

集成材による柱－梁接合部の強度実験（その 7）モーメント抵抗接合の 1 分類と実験の概要，
日本建築学会大会学術講演梗概集(東海)，pp.45-46，1994

11) 稲山正弘，坂本功，大橋好光，五十田博：

集成材による柱－梁接合部の強度実験（その 8）履歴特性と破壊性状，
日本建築学会大会学術講演梗概集(東海)，pp.47-48，1994

12) 五十田博，坂本功，大橋好光，稲山正弘：

集成材による柱－梁接合部の強度実験（その 9）結果の考察と回転剛性の計算値との比較，
日本建築学会大会学術講演梗概集(東海)，pp.49-50，1994

13) 稲山正弘：

木材のめりこみ理論とその応用 靱性に期待した木質ラーメン接合部の耐震設計法に関する研究，
東京大学学位論文，1991

14) 小松幸平：

接合具の非線形特性を考慮に入れた集成材骨組構造の解析（第 1 報）解析法の誘導
木材学会誌，Vol.34，No.7，pp.581-589，1988.7

15) 小松幸平，前田典昭，堀江和美：

接合具の非線形特性を考慮に入れた集成材骨組構造の解析（第 2 報）実験による検証
木材学会誌，Vol.35，No.3，pp.201-211，1989.7

16) 日本建築学会（編）：

木質構造設計ノート，

日本建築学会，1995

17) 日本住宅・木材技術センター（編）：

通直集成材を用いたラーメン構造の設計法，

日本住宅・木材技術センター，1996

18) 川鍋亜衣子：

各種木質ラーメン構法の特徴，

建築技術，No.688，pp.136～143，2007.5

19) 中谷誠，森拓郎，小松幸平：

ラグスクリューボルトと特殊金物を用いた木質ラーメン構造の柱・梁接合部に関する研究，日本建築学会構造系論文集，pp.599-609，2008.4

20) 稲山正弘：

木質ラーメンの挙動解析，

第 72 回生存圏シンポジウム報告集 木質ラーメン構法の現状と今後の課題，京都大学生存圏研究所，pp.48-70，2007

21) 日本住宅・木材技術センター（編）：

木造軸組工法住宅の許容応力度設計，

日本住宅・木材技術センター，2001

22) 日本建築学会（編）：

木質構造接合部設計マニュアル，

日本建築学会，2008

23) 日本建築学会編：

木質構造接合部設計マニュアル，日本建築学会，pp295-311，2009

24) 景山誠，村上雅英，小松幸平：

曲げモーメントとせん断力の複合応力を受ける木質ラーメン接合部の構造性能評価法に関する研究，日本建築学会構造系論文集，No.647，pp165-173，2010.1

25) 景山誠，村上雅英：

鉛直荷重の影響を受ける木質ラーメンの水平せん断挙動に関する研究，日本建築学会構造系論文集，No.661，pp581-590，2011.3

26) 小松幸平，川元紀雄，原田真樹：

長期荷重を受ける集成材半剛節門形ラ-メンの変形解析，木材学会誌，Vol. 39，No.12，pp. 1393-1403，1993.12.

27)小松幸平：

楔締め接合法による半剛接集成材門型架構の構造性能（第2報）架構の水平せん断変形の理論的解析，木材学会誌，Vol.47，No.2，pp.103-110，2001.3

28) 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，No.636，pp.321-330，2009.2

2. 引きボルト式モーメント抵抗接合部の挙動の解明

1) 景山誠，村上雅英，小松幸平：

曲げモーメントとせん断力の複合応力を受ける木質ラーメン接合部の構造性能評価法に関する研究，日本建築学会構造系論文集，No.647，pp165-173，2010.1

2) 景山誠，村上雅英：

鉛直荷重の影響を受ける木質ラーメンの水平せん断挙動に関する研究，日本建築学会構造系論文集，No.661，pp581-590，2011.3

3) 小松幸平，川元紀雄，原田真樹：

長期荷重を受ける集成材半剛節門形ラ-メンの変形解析，木材学会誌，Vol. 39，No.12，pp. 1393-1403，1993.12.

4) 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，No.636，pp.321-330，2009.2

5) 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—，日本建築学会，pp108-110，2006

6) 日本建築学会編：

木質構造接合部設計マニュアル，日本建築学会，pp295-311，2009

3. 門型ラーメン架構の挙動の解明

- 1) 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, No.683, pp119-128, 2013.1
- 2) 景山誠, 村上雅英, 小松幸平: 曲げモーメントとせん断力の複合応力を受ける木質ラーメン接合部の構造性能評価法に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, No.647, pp165-173, 2010.1
- 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—, 日本建築学会, pp223, 2006
- 4) 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—, 日本建築学会, pp108-110, 2006
- 5) 日本建築学会編: 木質構造接合部設計マニュアル, 日本建築学会, pp295-311, 2009

5. プレカット加工を用いた引きボルト式接合部の設計と実施例

1) 山口和弘ほか3名：

プレカット加工を用いた引きボルト式木質ラーメン構造の研究(その1,2), 日本建築学会大会学術講演梗概集. C-1, 構造 III, pp389-392, 2008.7

2) 山口和弘ほか4名：

引きボルトを利用した木造ラーメン接合部の設計法の実験による検証(その1~3), 日本建築学会大会学術講演梗概集. C-1, 構造 III, pp97-102, 2009.7

3) 日本建築学会：

木質構造接合部設計マニュアル, 2010

4) 日本建築学会：

木質構造設計規準・同解説, 2006

5) 日本住宅・木材技術センター：

木造軸組工法住宅の許容応力度設計(2008年版), 2008