

長軸ボルトを用いた新しい集成材構造の開発

佐久間 博文

①

長軸ボルトを用いた新しい集成材構造の開発

佐久間 博文

目次

第1章 緒言	1
第2章 既往の研究	4
第3章 軸ボルト締め集成材の概要	
3. 1 研究の目的と概要	1 2
3. 2 有孔集成材	1 2
3. 2. 1 有孔集成材の製造方法	1 2
3. 2. 2 試験体形状および基本的物性	1 4
3. 3 軸ボルト締め集成材	2 1
3. 3. 1 軸ボルト締め集成材の構成	2 1
3. 3. 2 軸ボルト締め付け力の管理	2 1
3. 3. 2. 1 トルク法による締め付け力の管理	2 1
3. 3. 2. 2 軸ボルト締め付け時のゆるみに対する検討	2 4
3. 4 まとめ	3 0
第4章 軸ボルト締め集成材梁の曲げ性能	
4. 1 研究の目的と概要	3 1
4. 2 軸ボルト締め集成材梁の曲げ変形のモデル化	3 1
4. 2. 1 等価断面モデル	3 1
4. 2. 2 材端抵抗モーメントモデル	3 3
4. 2. 3 ビーム柱モデル	3 7
4. 2. 4 曲げ強さに関するモデル化	3 9
4. 3 試験体および試験方法	4 1
4. 4 結果および考察	4 7
4. 4. 1 見かけの曲げ剛性	4 7
4. 4. 2 初期締め付け力の影響	4 7
4. 4. 3 見かけの曲げ強さ	4 7
4. 4. 4 適正モデルの検討	6 1
4. 4. 4. 1 曲げ剛性に関する考察	6 1
4. 4. 4. 2 曲げ強さに関する考察	6 8
4. 5 まとめ	6 8

第5章 軸ボルト併用フィンガージョイントにより縦継ぎされた集成材の 曲げ性能	
5. 1 研究の目的と概要	7 1
5. 2 試験体および試験方法	7 2
5. 2. 1 フィンガージョイント縦継ぎ試験体の製造	7 2
5. 2. 1. 1 F J部接着条件	7 2
5. 2. 1. 2 縦継ぎ試験体	7 4
5. 2. 2 縦継ぎ試験体の静的曲げ試験	7 4
5. 3 結果および考察	8 0
5. 3. 1 縦継ぎ集成材梁の曲げ性能	8 0
5. 3. 2 破壊状況に関する考察	8 8
5. 4 まとめ	8 9
第6章 軸ボルト締め集成材を用いた仕口接合部の変形挙動	
6. 1 研究の目的と概要	9 5
6. 2 柱型接合部の変形挙動	9 5
6. 2. 1 試験体および試験方法	9 5
6. 2. 2 結果および考察	9 7
6. 3 コーナー型接合部の変形挙動	1 1 2
6. 3. 1 試験体および試験方法	1 1 2
6. 3. 2 結果および考察	1 1 7
6. 4 門型フレーム構造の変形挙動	1 2 4
6. 4. 1 試験体および試験方法	1 2 4
6. 4. 2 結果および考察	1 2 7
6. 5 まとめ	1 4 0
第7章 結言	1 4 2
謝辞	1 4 6
文献	1 4 7

附録 A 1. 長軸ボルトの基礎的強度性能	154
A 2. 曲げ試験におけるせん断変形の影響	156
A 3. 軸圧縮を受ける梁の曲げ変形	158
A 4. 超音波法によるスギ材の曲げ強度評価	159

第1章 緒言

構造用集成材を主たる構造部材として用いた大規模・中規模木質構造物の建設は、近年になって、わが国でもさほど珍しいものではなくなっている。特にドーム型体育館、公民館や記念館、橋梁、小学校校舎など比較的公共性の高い建築物に多くこの構造が見られるのは、木材や木質材料が持つ外観の美しさや感触のやさしさ、大きな建築物が「木造」でできているという驚きなど、いろいろな要素が見るものの心に非常に新鮮な感情を呼び起こすからではないだろうか。その反面、どうしても「モニュメント」的な性格を持った建築物が多くなってしまい、一部の部材としての利用を除けば、一般住宅等への集成材構造の普及は未だしの感がある。

そもそも集成材を、単に「小径材を集めて大径にし集成した材」と考えるならばその歴史は極めて古く、寺社建築における柱として小材を鉄の輪で結束したものなどの例は多くみられる。しかし十分な強度を得るためには個々の構成材同士との拘束を十分に行う必要があり、そのためには接着という操作が不可欠である。その意味では、日本農林規格（JAS）に定義されているような集成材が登場するのは比較的最近のことである。

わが国における集成材元年は、昭和26年に東京四谷の森林記念館に湾曲集成材が使われた時であるとされている。構造用部材としての利用は、一時的な空白期間をはさんで、建築基準法改正や日本農林規格（JAS）の改正（構造用大断面集成材のJAS制定）などを経て、今日の状況に至っている。

集成材の特徴としては、まずラミナ（ひき板）を構成要素としているため原料として小径材でも利用可能であること、再構成材料であるため強度部材としての断面設計が可能であること、接着積層によって製品の強度的バラツキが小さくなることなどがあげられる。これらの特徴は木材資源の有効利用という見地からも重要な点であり、また設計可能という点では建築材料として鋼材やコンクリート

などの材料と比べてそれほど遜色のないものであるといえよう。

当然のことながら、解決されるべき問題点も少なからず存在する。大きなものを2点挙げれば、集成材強度の推定評価方法、集成材接合部の構成方法および強度的評価方法である。実をいえばこの2点は集成材に限ったことではなく、木材・木質材料全般に共通する問題点でもある。

強度推定については、構成要素たるラミナの強度評価方法の見直しや、新たな非破壊的強度評価法の確立について現在も多くの研究が行われている。

接合部に関していえば、特に木質構造においては、構造物の強度や剛性を規定するのは接合部の特性であるといっても過言ではなく、部材強度をいくら高めようとも接合部の性状によって構造体全体の強度は頭打ちとなってしまう。

現在のところ、大規模集成材構造における接合部はボルト、ドリフトピンや鋼製プレートなどを用いた機械的接合によって剛接合を構成するように設計されたものが主流である。残念なことに、各接合部に用いる金具類の規格品は現在のわが国には存在せず、設計者は設計ごとにそれらを特別注文しているのが実状であるから、当然コストがかかり、ひいては集成材建築全体のコスト高を招いている。また施工時における作業の複雑さや防火、美観の問題などもないがしろにはできない点である。これらを解決することに加え、木材や木質材料の接合部に見られる脆性的破壊に対していかに対策を立てるかという点も重要であるといえよう。

以上のような現状を踏まえた上で、本研究は新しいタイプの複集成材である軸ボルト締め集成材の構造部材としての強度性能の検討と、軸ボルト締め集成材を利用した新たな接合システムの開発を目的として行われたものである。

軸ボルト締め集成材とは、材軸方向にいくつかの貫通孔を有する集成材（これを有孔集成材と呼ぶ）に長軸ボルトを通し、端部にて機械的締め付け固定を施すことによって得られるものである。

本論文の第3章においては、有孔集成材の製造方法や軸ボルト締め付け時の張力管理方法、締め付けた軸ボルトの張力緩和現象等、軸ボルト締め集成材製造に

ともなう基本的な事項について検討した。

第4章においては軸ボルト締め集成材を梁部材として用いる際の曲げ性能に関して実験、考察を行った。すなわち、集成材と内部に配置された軸ボルトの力の伝達機構に関していくつかの力学モデルを設定し、実験との比較を行った上でこの複合集成材梁の曲げ変形、曲げ強度を表すための適切なモデルを検討した。

第5章においては、大断面集成材の縦継ぎ接合に関して、軸ボルト締め集成材と集成材全断面に施したフィンガージョイントを併用した接着接合方法を考案し、この方法による縦継ぎ集成材の曲げ性能、破壊性状について実験、考察を行った。

第6章においては、有孔集成材と軸ボルトの組み合わせによって構成される従来には見られなかった新しい接合方法に関して、いくつかの接合部、簡単なモデル構造物を作製し、その力学的変形性状を実験的に明らかにした。ここでは、この新しい接合システムが従来型の接合に付与できる可能性のある靱性性能についても検討を加えた。

第2章 既往の研究

集成材とは、日本農林規格（JAS）の定義によれば「ひき板または小角材等をその繊維方向を互いにほぼ平行して、厚さ、幅および長さの方向に集成接着した一般材」を指す。そのうち、「所要の耐力を目的としてひき板（幅方向に接着して調整した板および長さ方向にスカーフジョイント、フィンガージョイントまたはこれと同等以上の接合性能を有するように接着して調整した板を含む）を積層した集成材であって、主として構造物の耐力部材として用いられるもの」を構造用集成材と規定し、さらに「厚さが7.5cm以上、幅が15cm以上のものであって、主として大型構造物の耐力部材として用いられるもの」を構造用大断面集成材としている。

このように、集成材とはその定義の中にすでに「接着」あるいは「構成要素の複合」という思想を含んでおり、それまでの製材品とは明らかに異なった、材料設計可能な「木質材料」であることを忘れてはならない。最近では単板積層材、TJI、PSL等とともに構造用の「エンジニアードウッド」のひとつとして認知され、またその中でも最も代表的な構造用部材として考えられているといってもよいだろう。

木材の強度自体が他の材料に比べれば特異的（例えば節、目切れ等の存在、含水率の影響など）であって評価が難しいため、それをさらに接着積層した集成材の強度は複雑になる。しかし、積層あるいは複合化により個々の要素の性質が平均化されるという点もあって、強度評価には確率論的なアプローチが必要となる場合が多い。

集成材の曲げ剛性について辻野¹⁾は、4節点けた要素を異強度ラミナからなるm層集成材に適用して剛性マトリクスを求め、アカマツ、スギ、スプルースからなる集成材の曲げ剛性試験の結果について実験値と有限要素法による計算値との

比較を行ってその実用性を確認している。

林²⁾は、「積層効果」の定量化をモンテカルロ法を用いた確率モデルを適用することにより検討し、積層方法の違いがもたらす製品集成材のヤング係数の変動予測を試みている。同様の手法を用いて林が行った一連の基礎的研究では、視覚あるいは曲げヤング係数によって等級区分されたラミナで構成された5プライ集成材の曲げ強度分布予測を実大試験と比較した結果、限られた条件下ではあるものの、ラミナの統計データから集成材の曲げ強度分布を予測できることが明らかになり³⁾、また、集成材の引張強度に関して並列モデルを導入することによって、11種類の集成材の引張強度分布を予測し、実大実験との比較で適合性を検討している⁴⁾。

平嶋ら⁵⁾は、集成材の曲げ試験を行い、それから挽きだしたラミナの材料特性を求め、これを用いた集成材強度の計算値と実験値の比較を行って強度モデル・確率モデルを含んだ一連の手続きの有効性を検討し、ラミナの強度分布には対数正規分布が適合し、ラミナの節間隔、ヤング係数、引張強度の各分布を含む集成材の曲げ破壊係数計算式が実際とよくあうことを報告している。

Moodyら⁶⁾は、集成材曲げ強度に関して、積層による寸法効果が与える影響を補正係数を導入することによって定式化し、その有効性をダグラスファー、サザンパインからなる集成材について実測値との比較において統計的に検討している。

集成材の構成要素であるラミナの強度に関しては、非破壊的強度の評価方法とも関連して研究の数も多く、例えば打撃音法を中心に、各地方産の素材に対する非破壊的方法による強度等級区分の試み^{7) 8)}は多く行われている。

Samsonら⁹⁾は、ストレスグレーディングマシンを通過するラミナの動的挙動について、移動速度などをパラメータとした有限要素法モデルによる解析を試みている。またSandoz¹⁰⁾は超音波伝播速度によるスプルース材の等級区分を行い、静的曲げ試験の結果との比較を試みている。

振動法を利用した木材、木質材料の非破壊検査に関しては、超音波法や応力波法を中心に名波の論文¹¹⁾に詳しく記載されているのでそちらを参照されたい。また、本論文の付録A 5.に超音波法を用いた非破壊評価の試みの一例を示したので併せて参照されたい。

ラミナのフィンガージョイントに関するわが国の研究は、主に木材の機械加工の立場から始められた。最初は宮島ら¹²⁾や工藤ら¹³⁾の研究に見られるように、フィンガー長さが40mm近い「大フィンガー」を対象に研究が始められたが、その後歩留まりの向上を目指した「ミニフィンガージョイント」に関する研究が盛んとなった。沢野ら¹⁴⁾はミニフィンガージョイントの接合効率と縦継ぎラミナを接着積層した集成材の曲げ性能についてわが国最初の報告を出している。また、星ら^{15) 16)}は、フィンガー長さを5~12mmに変化させた5種類のフィンガーカッターを用い、3種の接着剤と3樹種を用いてミニフィンガージョイントの適正条件に関する研究を行っている。1974年から1976年にかけて国立林業試験場、北海道林産試験場、富山県木材試験場の3者共同で204、206、208、404寸法のFJ材（フィンガージョイントを用いた縦接合材の略称）の強度性能に関する多数の実験が行われた。この研究¹⁷⁾は扱われた樹種の多さ、試験体数などからいって枠組材寸法のFJ材に関するわが国最初の組織的プロジェクト研究であった。その後、FJ材の強度性能に関する研究は、堀江、倉田ら^{18) 19)}、星、海老原ら^{20) 21)}によって進められ、1985年には日本住宅・木材技術センターよりFJ材の製造基準（案）²²⁾も提案された。

大規模集成材構造に限らず木質構造全般について考えるとき、最も複雑かつ困難な設計・施工を要求されるのは接合部である。木質構造における構造体の強度および剛性は接合部、特に仕口接合部の性質によって決定されるといっても過言ではなく、部材強度をいくら高めようとも、仕口接合部の強度が小さければそれ

によって構造体の強度は頭打ちとなってしまう。また、木材、木質材料の破壊は一般に脆性的であるため、構造的な「粘り」、すなわち構造体としての靱性性能を大きく支配するのも接合部の性状であるといえる。

機械的接合はボルトやガセットプレートなどを用いて部材同士を接合する場合や、日本の伝統建築に見られるような嵌合接合などであり、一般的には接合具を介して応力伝達を行うものを指している。現在の木質構造において接合方法の主流を占めているだけあって、この接合方法に関する研究は枚挙にいとまがない。

原田ら²³⁾はドリフトピンを用いた接合に関して、鋼棒の木材に対する面圧強度におよぼす荷重角度の影響を、直径6mmの鋼棒を厚さ12mmのスプルス材に貫通させて引張型の面圧縮を与えることによって調べ、繊維方向平行加力の場合が剛性、強度、粘りとも最大で荷重角度が大きくなるほど力学的性能が低下することを報告している。

接合具による接合の力学的性能は繊維直交方向加力の場合、木材に割裂が発生することが多く破壊性状は脆性的で耐力は低い。しかし川元ら²⁴⁾によれば、ドリフトピン接合において端距離、縁距離が十分確保されていれば、繊維直交方向加力であってもかなりの粘りを発揮することが認められている。また接合部の有効長さとの比（径長比）に関して、その違いによる破壊性状の変化が詳しく報告²⁵⁾されている。

円形断面を持った接合具の力学的性質は木材に対する鋼棒のめり込みを「弾性床上の梁」と見なして力学的に解析することが可能である。原田²⁶⁾は、木船の肋骨材と横架材とを接合する釘の変形を解析する必要上、木材中の釘の変形を「弾性床上の梁」と見なして解析する方法を提案している。またKuenzi²⁷⁾も全く同じ考え方で木材中の釘、ボルトの変形、耐力などについて解析している。原田の考え方は後に澤田ら²⁸⁾²⁹⁾によって再評価され、現在の我々が知るところとなり、一方Kuenziの研究はWilkinson³⁰⁾によって実用設計式として再評価されて世界的に知られるようになった。平井ら³¹⁾³⁴⁾はこの研究を発展させ、ボルト

接合部のせん断耐力に関する詳細な報告によって接合具の許容耐力のあり方を論じている。

現在わが国の木質構造計算基準^{3,5)}のボルト許容耐力の算定式として知られている式は、ダボ型接合具の剛塑性理論式を安村ら^{3,6)-3,8)}が鋼板-木材間の接合も含めたより一般的な接合に拡張したものであり、それによれば、鋼板-木材間の接合の場合は降伏パターンが5つに想定され、各パターンにおいて降伏荷重が計算される。

弾性床理論による接合具の線形解析は接合具の変形・耐力におよぼす多くのパラメータを閉じた形で含むことができるという面において合理的といえるが、実際の接合具の変形能力から言えば微小変形しか推定できない。そこで微小変形領域から終局状態にいたるまでの接合具の荷重-変形挙動を連続的かつ定量的に把握するためには接合具の非線形解析が必要となる。Foschi^{3,9), 4,0)}はグルーラムリベットを対象として鋼板添板釘打接合部の非線形一面せん断荷重-すべりの関係を、独自に開発した非線形有限要素法によって、初期剛性の段階からほぼ終局耐力に至る段階まで、精密に数値解析することに成功した。Foschiが採用した3パラメータexp関数は、それぞれのパラメータが物理的に明確な意味を持ち、実際の非線形関係をうまく表現できるので、接合関係の非線形解析に採用されることが多い。Smith^{4,1)}はFoschiタイプの非線形有限要素法をさらに発展させて、木材-木材同士のダボ状接合部の荷重-すべり挙動を解析している。Malhorta^{4,2)}らも、Foschiの研究を発展させ、木材界面での摩擦の影響を含んだ釘接合部の非線形解析を行っている。

辻野、平井^{4,3)}は弾性床理論を応用して非線形ウインクラー基礎からの反力を受ける梁要素の剛性マトリクスを誘導し、鋼板ボルト接合の荷重-すべり挙動を終局状態付近まで比較的正確に解析することに成功している。また、小松^{4,4), 4,5)}は辻野らの剛性マトリクスとFoschiの関数を用いて、釘、ボルト、ドリフトピン等の荷重-すべり関係を数値的に解析し、良好な結果を得ている。

接着接合は文字どおり接着剤を用いた接合である。木材、木質材料の接着には通常厳しい条件（含水率、温度、圧縮圧力、表面性状等）が要求されるため、特に現場における接着は難しいとされ、一般には認められていない。また実用化にあたっては完全接着が行われたかどうかを非破壊的に検査する方法を確立する必要がある。現場接着全般に関しては井上^{4,6)}の論文に詳しいのでそちらを参照されたいが、構造用接着と現場接着を実際の構造物の建築に関連して行った最近の例を挙げておく。

1988年、竹中工務店の研究チームは大断面集成材の現場接着を最終目標とした接着工法に関する基礎的な研究^{4,7)}に着手した。その内容は、実大集成材を用いた接合形状の選択^{4,8)}、接着不良の非破壊的検査方法の適応性の検討^{4,9) - 5,1)}、ビッグフィンガージョイント（BFJ）の施工実験を兼ねた大断面集成材の継手強度実験^{5,2) - 5,3)}、全強接合（接合部強度が母材強度を下回らないような接合を意味する）を意図した実験^{5,4)}等を経て、最終的にスパン60mの集成材ラジアルアーチを現場接着によって接合するための準実大実験^{5,5)}に及んでいる。このような実大、準実大の継手試験体を用いて継手耐力を確認することによってわが国初の現場接着工法（建築基準法38条認定）による白竜ドーム建設^{5,6)}につながっている。

接着併用機械的接合は接合具または接合構成材料と木材の間に接着剤を充填し、接合具の固定、ガタの防止、初期剛性の向上等を接着に期待するものである。

Riberholt^{5,7)}はスプルス集成材に鉄筋を挿入し、接着剤としてポリウレタン系樹脂接着剤、アラルダイト（エポキシ系樹脂接着剤）の2種類を対象とした縁距離、有効埋め込み距離鋼棒直径、木材の密度、含水率等をパラメータとした引張試験を行い、実験結果から引張強度と各パラメータ間の回帰式を与えている。また同時に長期載荷実験も行っている。

鋼棒挿入接着接合の試みはニュージーランド、日本などでも続けられている。

Tawnsend^{5,8)}はRiberholtの実験を再現してエポキシ接着ボルト構法のニュージーランド産ラジアタパインへの適応性について報告している。Gardner^{5,9)}は構造成材内部に開けた貫通孔に長いボルトを通してエポキシ樹脂接着剤を充填した複集成材梁の曲げ性能の向上について報告しており、さらに長期載荷実験の結果、仕口接合部への応用の事例等を報告している。

わが国でも、朝山、定方ら^{6,7)}は鉄筋コンクリートの改修、補修に使われるカプセル型樹脂アンカーを木質構造の接合に応用する実験に取り組み、引き抜きに対して効果的であることを示した。小野、鷺海ら^{6,11)}は、木質ラーメン構造の柱脚部の接合用に鋼棒挿入接着接合法を取り入れるため、Riberholtの研究に従ってLVLと異形鉄筋の引き抜き接着力を調べる実験をポリウレタン樹脂接着剤とエポキシ樹脂接着剤について行っている。また、同構法を用いた梁継手の実験^{6,2) 6,3)}も実施され、鋼棒挿入型接着構法を木質ラーメンに適用するための設計データが蓄積された。

モーメント抵抗接合という用語は、モーメントを伝達することを目的に部材どうしを可能な限り剛に接合する方法を指す。木造骨組み構造において、節点をできるだけ剛に接合しようとする試みは、最初、合板ガセット釘打ち接着法による山形ラーメンの開発研究から始まった。わが国では、宮島らが合板ガセット接着構法に注目し、一連の基礎実験^{6,4) 6,5)}ならびに各種木造ラーメンの応力解析と実験による検証^{6,6) - 6,8)}を行っている。その後、伊藤ら^{6,9)}は合板ガセット接着法による集成材山形ラーメンの実大強度試験を実施している。この時期、永大産業中央研究所ではLVLを木造ラーメン架構へ応用するための実大実験^{7,0) - 7,2)}を行っている。1983年になって小松^{7,3) 7,4)}は「交差重ね合わせ接着接合法」の強度設計法を独自に提案した。これは厚さ40mm程度の集成材原板を数枚互いに交差重ね合わせ接着して、山形ラーメンの柱-梁接合部を剛接合するものである。その後、小松ら^{7,5) 7,6)}は、シアプレートを埋め込んだ鋼棒挿入式ボルト接合による山形

ラーメン肩部の開発実験や、鋼板添板接合法による柱-梁モーメント抵抗接合部の正負繰り返しモーメント負荷実験⁷⁷⁾を行っている。同時期、佐藤ら^{78) 79)}は各種合わせ梁形式の集成材柱-梁接合部の実大実験を行って報告している。

第3章 軸ボルト締め集成材の概要

3. 1 研究の目的と概要

本研究において基本要素である「軸ボルト締め集成材」は、主として大規模木質構造における梁要素たることを念頭において考案されたものである。

まず、構造用集成材の材軸方向にいくつかの貫通孔をもうけたものを、本研究においては「有孔集成材」と呼んでいるが、この有孔集成材の貫通孔に鋼製長軸ボルトを通し、材両端部において鋼製プレートを介してナットにて締め付け固定すると、長軸ボルトには引張力、有孔集成材には材軸方向の圧縮力が生じてつりあう。このような方法によりプレストレスのかかった状態の集成材を「軸ボルト締め集成材」と呼ぶものとした。

本章では、有孔集成材の製造方法と基本的な曲げ性能、軸ボルト締め集成材における長軸ボルトの締め付け力管理方法についてまとめた。

3. 2 有孔集成材

3. 2. 1 有孔集成材の製造方法

材軸方向にいくつかの貫通孔を有する集成材を有孔集成材と呼ぶものとした。

いわゆるエンジニアードウッドの1種である集成材は、製材品に比べて多くの特長を有する軸材料であり、その利点のひとつとしてラミナ構成を考慮することにより比較的自由的な断面設計が可能という点が挙げられるわけだが、有孔集成材の場合の貫通孔部分は、接着積層時に一部の層において一定の隙間をあけてラミナを配置する方法（製造法1）や、あらかじめ溝つけ加工したラミナを用いて接着積層する方法（製造法2）により比較的容易に得られる（Fig. 3.1参照）。

このような材長方向に孔を持った軸材料を製材品で作るには、長いドリルで穿孔するほかはなく、極めて困難な加工であるため、特に長尺の有孔材は集成材でないと得られないといっても過言ではない。

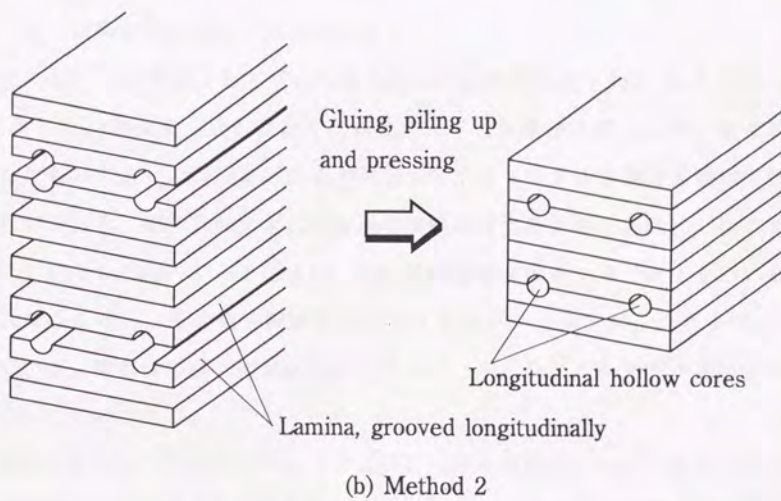
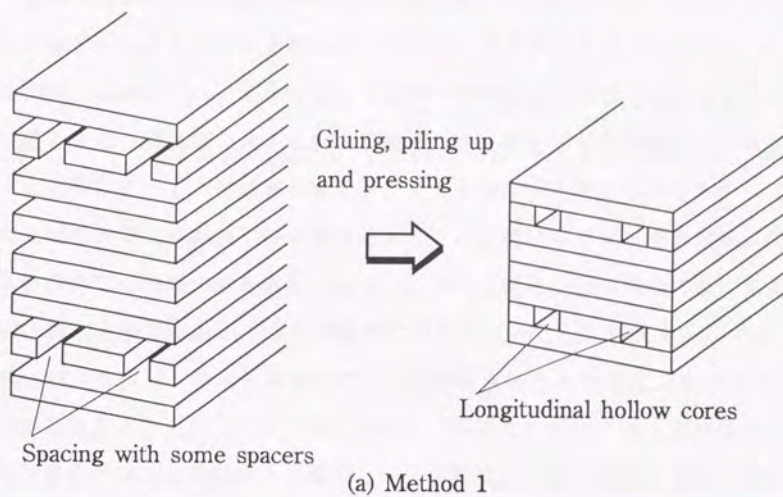


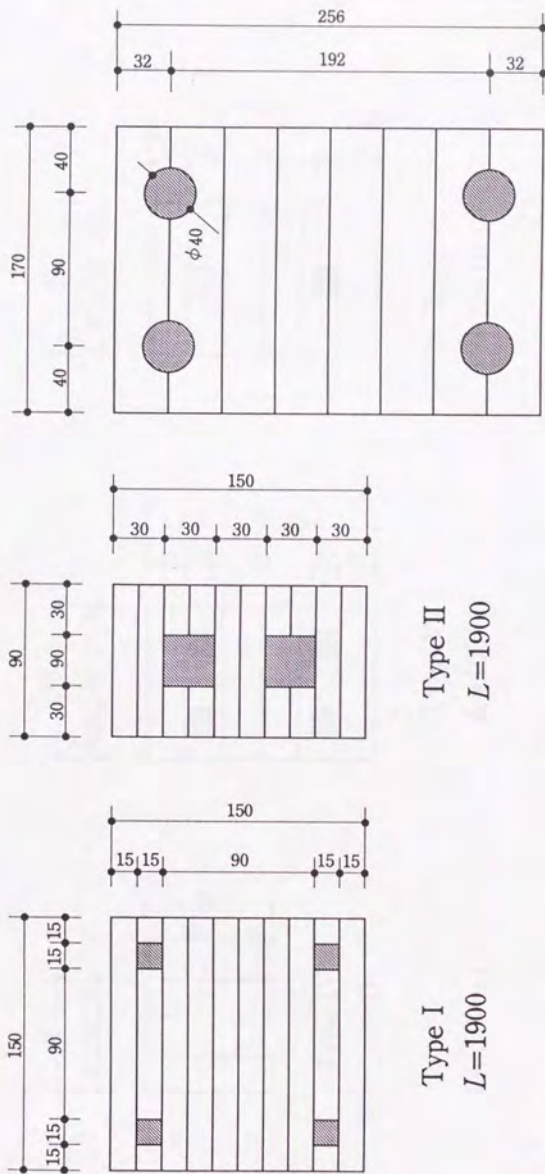
Fig. 3.1. Schematic diagrams of production methods for glulams, with some longitudinal hollow cores.

さて、集成材の断面内に材軸方向の貫通孔を確保するにあたっては前述した2つの方法が考えられるわけだが、製造法1の場合、隙間を確保するためのスペーサーの使用や、有孔層に用いる小断面ラミナの一時的固定に際して釘打ちなどの作業を必要とする。有孔層を含まない内部層と、有孔層を含む外部層を別々に製造して2次接着によって1体の有孔集成材とする方法なども考えられるが、いずれの場合も通常の集成材製造工程が煩雑化することは避けられず、実験室的に製造する場合以外では推奨できる方法ではない。その点製造法2の場合には、ラミナの溝付け加工と接着積層の工程を連続的な生産ラインとして構成することが、木材工業における現況を考慮した場合でも比較的容易であると考えられるため、実用上は製造法1よりも好ましいと考えられる。本研究においては、実験室的に製造した試験体では主に製造法1を採用し、工場製品として外部に発注した試験体では製造法2を採用した。

3. 2. 2 試験体形状および基本的物性

本研究において試験体として用いた有孔集成材の断面形状をFig. 3.2(a)および(b)に示した。Type I, IIおよびIVは前節に述べた製造法1によって実験室的に製造したものであり、Type IIIは前節の製造法2によってJAS認定工場にて製造したものである。またType VおよびType VI試験体は実験室的に製造法2に準ずる方法にて製造したものである。また、Type III試験体がベイマツラミナを用いて製造されたのに対し、その他の試験体はカラマツラミナ（シンシュウカラマツ）を用いている。接着はいずれの試験体にもフェノールレゾルシノール樹脂接着剤を使用したものである。

実験室的に製造したType I, Type IIおよびType IVの試験体についてはカラマツラミナの曲げヤング係数をあらかじめ測定した後、主に製品の曲げヤング係数に関して断面設計を行ってから接着積層したものである。有孔集成材試験体の曲げヤング係数の設計値と実測値（中央集中荷重、3点曲げ方式による）を比較したものをFig. 3.3に示す。比較的小断面の試験体（Type IV）では計算値と実測値が



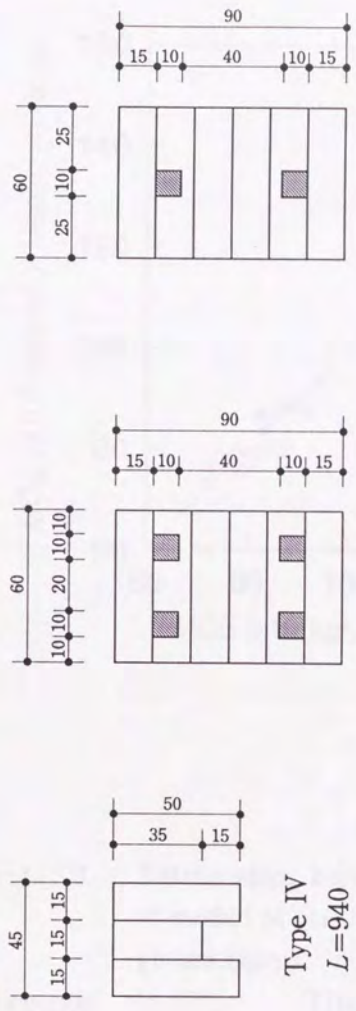
Type I
L=1900

Type II
L=1900

Type III
L=2600

(Unit : mm)

Fig. 3.2.(a) Cross-sectional views of glulam beams, Type I, II and III.
Notes:
Shaded portions show hollow cores longitudinally arranged inside the glulam beams.
L means the length of specimen.



(Unit : mm)

Fig. 3.2.(b) Cross-sectional views of glulam beams, Type IV, V and VI. Shaded portions show hollow cores longitudinally arranged inside the glulam beams. L means the length of specimen.

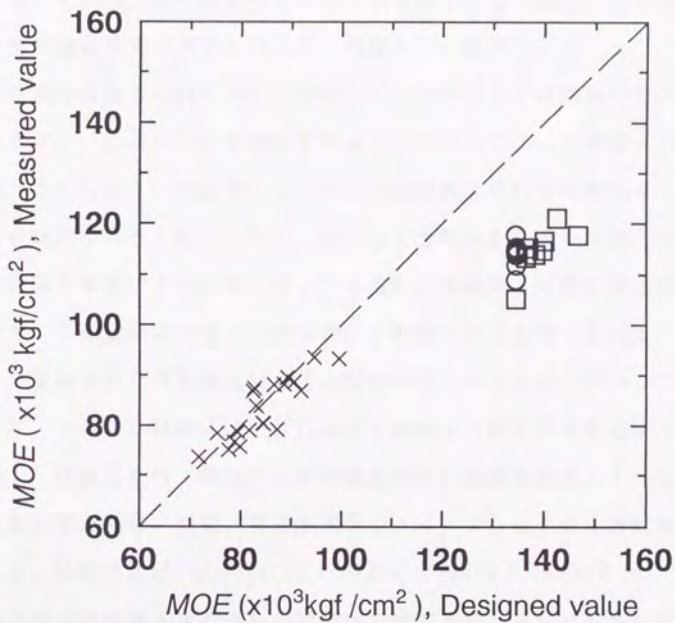


Fig. 3.3. Relationships between designed and measured values of moduli of elasticity of longitudinally hollow cored glulam beams.

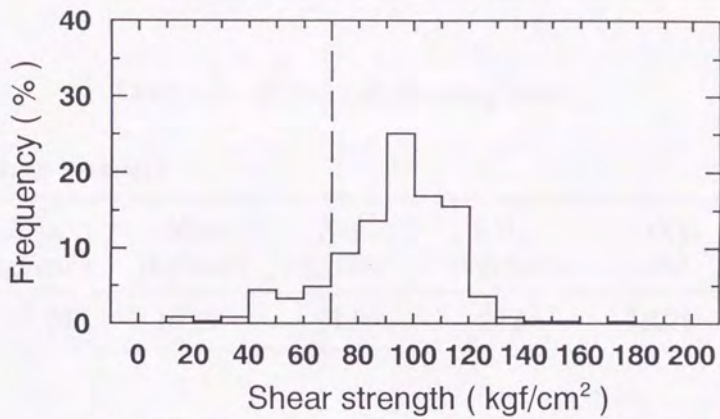
Legend: \circ , \square , \times : Type I, II and IV, respectively (see Fig. 3.2.), - - - - : Diagonal line.

ほぼ一致しているが、断面が大きい場合（Type I および Type II）には計算値よりも実測値がやや小さい値を示している。これは3点曲げ試験におけるスパン／梁せい比が小さくなったためにせん断変形の影響があらわれているためであると考えられる。そこで、せん断変形の影響の大きさを知るために、カラマツラミナのせん断弾性係数測定の実験を行った（附録 A 2. 参照）。

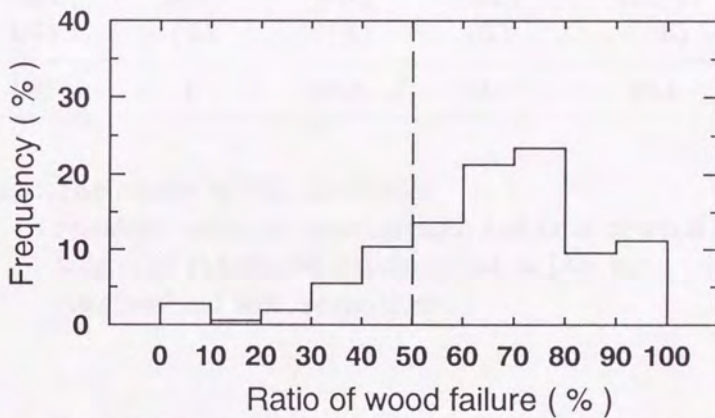
この結果を直接集成材に対して適用してよいかどうかは議論の分かれるところではあるが、一応適用可能と仮定すれば、3点曲げによって測定された曲げヤング係数（特に Type I, Type II において）は真の値より15%程度小さく見積もられている可能性があると考えられる。以上のような点を考慮すれば、有孔集成材のような変断面を有する集成材に対しても通常の集成材と同様に製造前におけるラミナのヤング係数測定に基づく断面設計が有効であると考えられる。

次に、製造された有孔集成材の接着層の状態を知るため、ブロックせん断試験を行った。ブロック試験体は主に Type I 試験体から接着層を含むように切りだしたもので、試験方法は「構造用大断面集成材の日本農林規格（J A S）」（農林水産省告示第2054号）別記（第3条関係）（3）ブロックせん断試験の項に準じて行った。試験結果は Fig. 3.4(a), (b) および Table 3.1 に示すとおりであった。一部有孔層の接着層を含む部分の試験体で接着不良と見なせるものがあったものの、全体としては上記 J A S 基準値（せん断強さ 70kgf/cm^2 以上、木破率50%以上）を概ね満たしていた。

本論文の第4章の実験では Type I, Type II および Type IV 試験体を用い、第5章の実験では Type I, Type II および Type III 試験体を主に用いた。また第6章の実験では Type V および Type IV 試験体を用いた。



(a) Distribution of shear strength in block shearing tests.



(b) Distribution of ratio of wood failure in block shearing tests.

Fig. 3.4. Results of block shearing tests.

Legend: ----- : Standard values in JAS.

Table 3.1. Results of shearing tests.

(a) Shear strength

Max. (kgf/cm ²)	Min. (kgf/cm ²)	Ave. (kgf/cm ²)	S.D. (kgf/cm ²)	C.O.V. (%)
189.20	10.19	91.99	22.5	10.21

(b) Ratio of wood failure

Max. (%)	Min. (%)	Ave. (%)	S.D. (%)	C.O.V. (%)
100	0	69.8	20.3	29.1

Notes : The results of 367 specimens.

Standard values of shear strength and ratio of wood failure, of glulams for structural use in JAS, are 70kgf/cm² and 50%, respectively.

3. 3 軸ボルト締め集成材

3. 3. 1 軸ボルト締め集成材の構成

本研究で用いる「軸ボルト締め集成材」とは、有孔集成材孔部に長軸ボルト（一般構造用丸棒鋼材の両端あるいは全長にわたってネジ山加工をほどこしたものを）を貫通させ、材両端部において鋼製プレートを介してナットにて締めつけ固定したものを指す（Fig. 3.5参照）。

軸ボルトのナットによる締め付け操作により、軸ボルト自体には引張力が、有孔集成材には材軸方向の圧縮力が生じてつりあっている。したがって、軸ボルト締め集成材はプレストレスがかかった軸部材であると考えられる。長軸ボルトは有孔集成材の孔径より小さい径のものを用いており、また貫通孔内部への樹脂注入・充填等の処置は行わないため、集成材木部と長軸ボルトの間には空隙が存在するなどの特徴を持つ。

なお、本研究全般にわたって使用した軸ボルトの形状・寸法をFig. 3.6およびTable 3.2に示した。

3. 3. 2 軸ボルト締め付け力の管理

3. 3. 2. 1 トルク法による締め付け力の管理

軸ボルト締め集成材にあらかじめ与えられるプレストレスの大きさ、すなわち長軸ボルトの締め付け力を調節する方法として、材端部ナット固定の際の締め付けトルクを調節するという方法（トルク法）を採用した。

トルク法によるネジ締め付けの理論⁸⁾⁹⁾によれば、締め付けトルクとボルトに生じる張力の間には次のような関係が成立する。

$$T=K \cdot F \cdot d \quad (3.3.1)$$

ただし、 T は締め付けトルク、 F はボルトに生じる張力、 K はトルク係数、 d はボルト径（呼び径）である。トルク係数としては、 $K=0.20$ が一般に用いられることが多い⁸⁾¹⁾。式(3.3.1)をボルトの有効断面積 A_s を用いて書き換えると

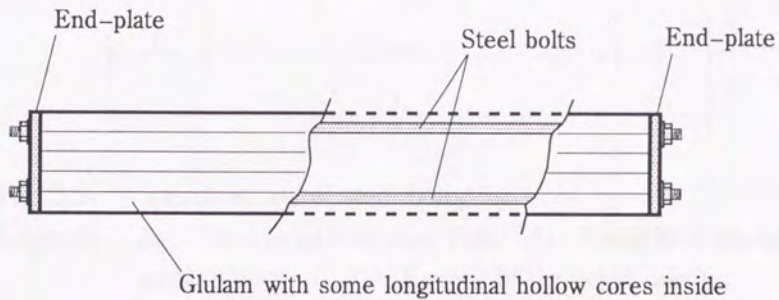


Fig. 3.5. An example of glulam timber beam prestressed longitudinally by steel bolts (PSG-beam).

Notes: Steel bolts are arranged through hollow cores inside the glulam beam and tightened at both end-plates with nuts and washers. Initial forces for the bolts are controlled by the torquing method.

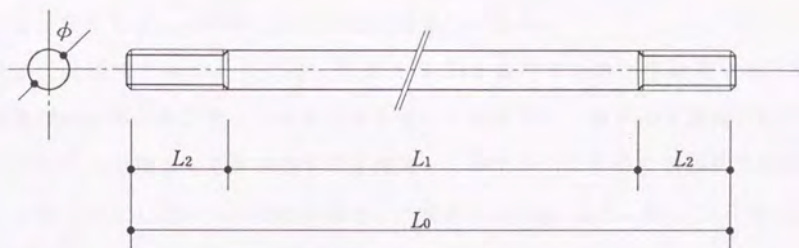


Fig. 3.6. Specifications of steel bolts.

Legend: L_0 : Total length of steel bolt, L_1 : Length of smooth surface portion, L_2 : Length of threaded portion, ϕ : Diameter of steel bolt (nominal).

Note : See Table 3.2.

Table 3.2. Specifications of steel bolts.

Type	ϕ (mm)	L_0 (mm)	L_1 (mm)	L_2 (mm)
1	12	1500	1200	150
2	12	2000	1700	150
3	12	2500	2200	150
4	12	4000	3600	200
5	8	1000	700	150
6	8	1000	-	1500

Note: See Fig. 3.6.

$$\sigma_s = \frac{F}{A_s} = \frac{T}{K \cdot d \cdot A_s} \quad (3.3.2)$$

となる。ただし σ_s はボルトに生じる引張応力である。

実際に使用する軸ボルトに対して式(3.3.2)が適用できるかを確認するため、呼び径12mmの軸ボルトをトルクレンチを用いて締め付け、軸ボルト表面に貼付したひずみゲージによって伸びひずみを測定し、軸ボルトに生じた引張応力を計算した結果(測定方法については附録A1. 参照)をFig. 3.7に示した。Fig. 3.7では式(3.3.2)による計算値を実線によって示した。

この結果から考えて、多少のバラツキはあるものの、軸ボルト締め付け力の管理をトルク法にて行う場合、式(3.3.1)または(3.3.2)を用いて差し支えないものと判断した。

3. 3. 2. 2 軸ボルト締め付け時のゆるみに対する検討

長軸ボルトの締め付けによってプレストレスを与えるという軸ボルト締め集成材の性格上、初期締め付け力がどのように経時変化するかは当然気になるところである。そこで、Type IIの有孔集成材と呼び径12mmの長軸ボルトを用いて次のような測定を行った。

まず、2本の軸ボルトを有孔集成材に通し、両端部の鋼製プレートを介してそれぞれ一定の初期締め付けトルク($T_0=500\text{kgf}\cdot\text{cm}$)にてナットによる締め付け固定をほどこした後、そのまま放置して軸ボルト表面および有孔集成材に表面に貼付したひずみゲージの値の経時変化をデータロガーにて測定した。なお、この測定では外部雰囲気制御は行わなかったため、ひずみ測定と同時に自記式温湿度計にて周囲雰囲気の温度、相対湿度を測定した。Fig. 3.8に測定開始後540時間までの温湿度変化を示した。

測定された軸ボルトの引張ひずみの値に軸ボルトのヤング係数(事前に測定した値、 $E_s=2.1 \times 10^6 \text{kgf/cm}^2$ 、測定方法については附録A1. 参照)を乗じて引張応力(σ_{BT})に換算した。また集成材に貼付したひずみゲージの値に試験体の

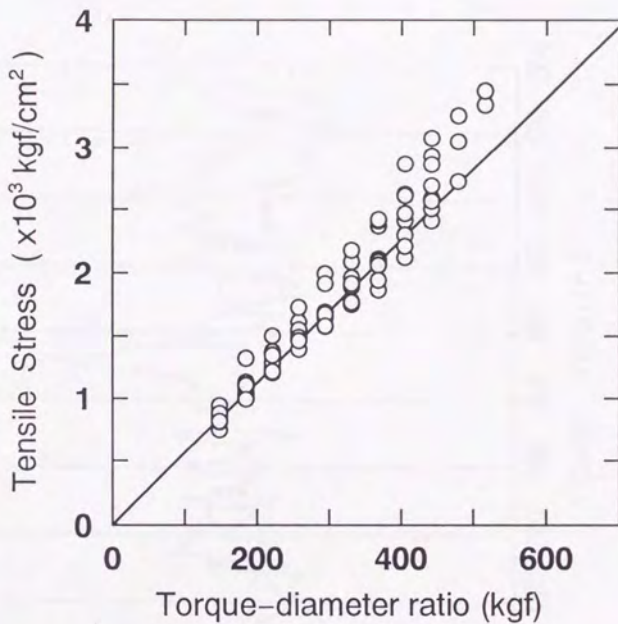


Fig. 3.7. Relationships between torque-diameter ratios and tensile stresses in steel bolts.

Legend: ○ : Measured values, - - - - : Calculated values.

Notes: Torque-diameter ratio (T/d) means the ratio of torquing values on tightening by torque-wrench (T) and the nominal diameter of steel bolt (d).

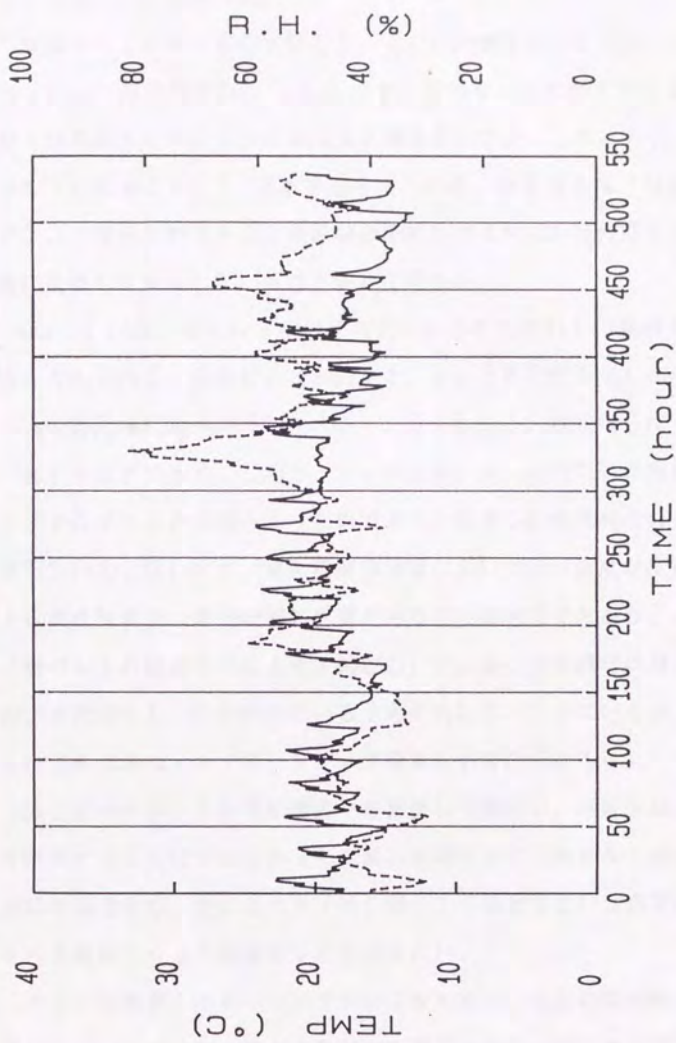


Fig. 3.8. Changes of the temperature and the relative humidity of the ambient airs.
 Legend: — : Temperature, - - - - : Relative humidity.

圧縮ヤング係数（事前に測定した値、 $E_{wc} = 1.14 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2$ ）を乗じて圧縮応力（ σ_{wc} ）に換算した。

軸ボルト1本あたりの引張応力（ σ_{BT} ）の推移をFig. 3.9に、集成材の圧縮応力（ σ_{wc} ）の推移をFig. 3.10に示す。長軸ボルトに与えた与張力は測定開始後約1時間までの間にやや急激な低下傾向を示すが、これはナット固定部分のいわゆる「初期ゆるみ」⁸⁾¹⁾であると考えられる。必要ならば「増し締め」等の手段によって復元可能である。集成材の圧縮応力（ σ_{wc} ）は外部雰囲気相対湿度変動に追従して変化していることが見て取れる。

Fig. 3.11に、軸ボルトのひずみ変化から計算される、集成材に「作用していると考えられる」圧縮応力（ σ_{BC} ）と、 σ_{wc} との比較を示した。 σ_{wc} の変動幅は σ_{BC} の変動幅に比べてかなり大きいことがわかる。本来ならば σ_{BC} と σ_{wc} の値は一致するはずである。しかし、 σ_{wc} の計算に用いた測定値は集成材表面に貼付したひずみゲージから読みとった値であり、必ずしも集成材全体の圧縮ひずみを反映しているとはいえず、また周囲雰囲気において相対湿度が変化していることによる集成材表面の膨潤収縮の影響があることは明白であろう。さらに、一定応力（軸ボルトの締め付けによる圧縮応力）下における集成材の軸方向圧縮クリープによる変形をも一部反映していると考えられる。さらにいえば、温湿度変動下におけるある種のメカノソープティブ変形をも含むであろう。

以上述べたような各種影響因子を分離して測定し、解析を加えるに足るデータを測定することはできなかったため、本測定では「軸ボルトのゆるみ」という観点にのみ着目し、先に述べた「増し締め」の必要性という点を除いて、長期的安定性を維持しようと結論するにとどめたい。

クリープ変形、メカノソープティブ変形等の、木材の粘弾性的性質を反映した変化については今後の更なる検討が必要であることはいうまでもない。

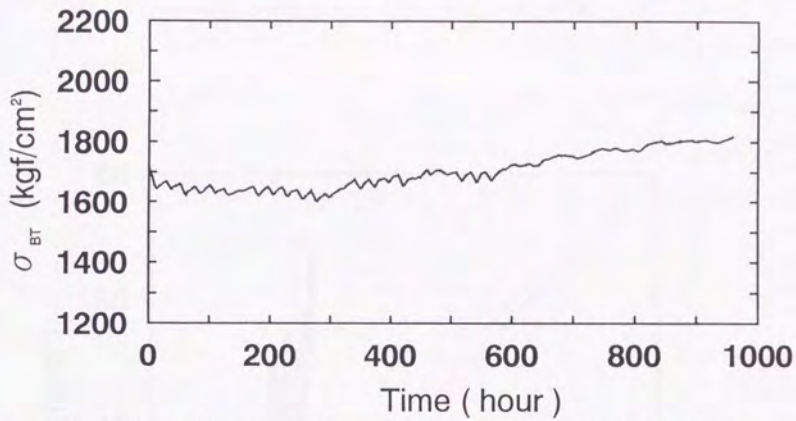


Fig. 3.9. Changes of tensile stress of the steel bolt (σ_{BT}).

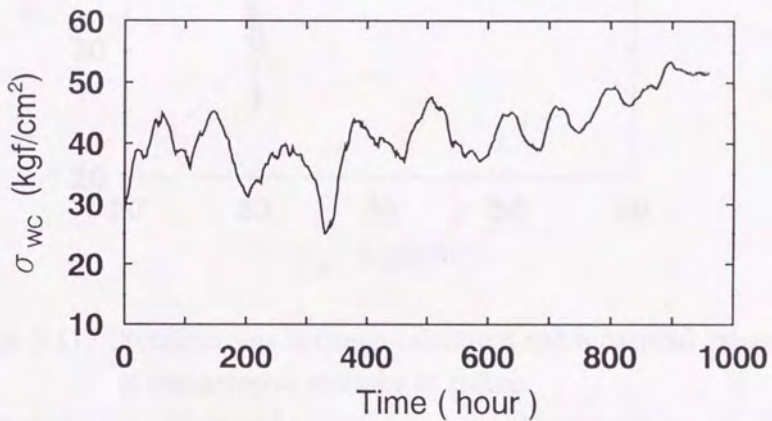


Fig. 3.10. Changes of compressive stress of the glulam (σ_{WC}).

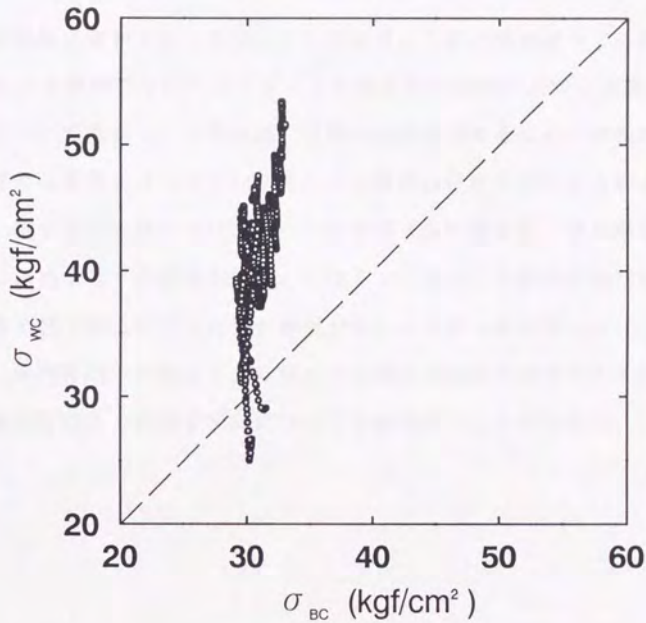


Fig. 3.11. Relationships between calculated and measured values of compressive stresses in glulam.

Legend: ○ : Measured values, - - - - : Diagonal line.

Notes: σ_{BC} : Compressive stresses calculated by measured strain values of the steel bolts, σ_{wc} : Compressive stresses calculated by measured strain values of the glulam.

3. 4 まとめ

本章では、まず有孔集成材試験体の製造時の留意点を考察し、さらに製造した試験体の基本的な仕様について述べた。実際の有孔集成材製造時にはラミナの溝付け加工をあらかじめ行う製造法2を採用するのが望ましい。また通常の集成材と同様、製造前のラミナの段階でのヤング係数測定に基づく断面設計が有効であった。

有孔集成材に長軸ボルトをほどこして軸ボルト締め集成材とする際の軸ボルトの締め付け力管理については、ボルトの締め付け理論に基づく換算式(3.3.2)の妥当性について考察し、その結果、以降の実験を進めるにあたり軸ボルトの初期締め付け力の管理にはトルクレンチによる締め付け法を用いるものとした。

なお、軸ボルトを締め付けてから一定時間(1時間程度)後に所定のトルクによる増し締めを行う必要性が明らかになるとともに、比較的長期にわたって軸ボルトの締め付け力は安定した値を保持することが明らかとなった。

また、周囲雰囲気の変化による軸ボルト締め集成材の軸ボルトの張力変化および集成材の圧縮応力変化の傾向について示唆を得ることができた。

第4章 軸ボルト締め集成材梁の曲げ性能

4. 1 研究の目的と概要

近年、一般的にも定着しつつある大規模木質構造において、主要構造部材として最も多く用いられているのは構造用集成材である。昨今の大規模集成材構造においては大空間構築を目的とした大スパン構造が多く見られ、使用する集成材の大断面化が進んでいる。大断面化にともない問題となるのは、部材の相対的な強度低下である。日本農林規格（JAS）ではこの点を考慮して、構造用集成材の積層方向の辺長に応じて強度低減率を設定^{8,2)}しているが、必要設計強度を確保するための大断面化にも限界はある。そこで、部材自体の強度性能（特に曲げ性能について）を何らかの方法で向上させることにより上に述べた問題を解決できないかと考えた。

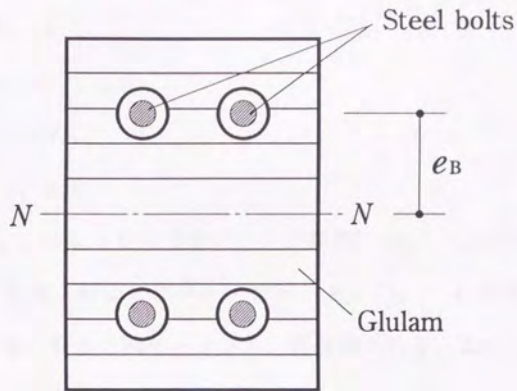
木質系構造部材、特に梁部材の強度性能を向上させる方法としては異種材料との複合化が考えられ、特に鋼製材料との複合化に関してはいくつかの研究^{8,3) 8,4)}が報告されている。本研究における基本的部材である軸ボルト締め集成材梁は、集成材内部に鋼製軸ボルトを配置した部材であるので、当然のことながら複合集成材梁の1種として曲げ性能の向上が期待される場所である。本章では強度向上の程度とその発現機構について実験、考察を行った。

4. 2 軸ボルト締め集成材梁の曲げ変形のモデル化

4. 2. 1 等価断面モデル

軸ボルト締め集成材（以下PSG梁と呼ぶ）はその断面内部に異種材料である鋼製軸ボルトを有する。この複合梁の曲げ剛性を考える上で最も単純な仮定として等価断面法によるモデルについて考えてみる。

Fig. 4.1にPSG梁の断面を示した。集成材の中立面は断面内中央に位置し、軸ボルトの配置も中立面に対称とした時、この梁の曲げ剛性（曲げヤング係数）



$N - - - N$: Neutral plane

$$E_{\text{composite}} = \frac{EI_{\text{bolt}} + EI_{\text{glulam}}}{I_{\text{composite}}}$$

where

$E_{\text{composite}}$: Modulus of elasticity of the composite beam.

EI_{bolt} : Bending stiffness of steel bolts.

EI_{glulam} : Bending stiffness of the glulam beam.

Fig. 4.1. An equivalent sectional method of calculation of the bending modulus of elasticity of the PSG-beam.

を計算すると以下ようになる。

$$E_{\text{composite}} = \frac{EI_{\text{bolt}} + EI_{\text{glulam}}}{I_{\text{composite}}} \quad (4.2.1.1)$$

$$EI_{\text{glulam}} = E_w \cdot I_w \quad (4.2.1.2)$$

$$EI_{\text{bolt}} = E_s \cdot I_{SN} \quad (4.2.1.3)$$

$$I_{\text{composite}} = I_w + I_{SN} \quad (4.1.2.4)$$

$$I_{SN} = n(I_s + e_b^2 \cdot A_s) \quad (4.1.2.5)$$

ここで、 $E_{\text{composite}}$ は P S G 梁の曲げヤング係数、 E_w 、 I_w はそれぞれ有孔集成材の曲げヤング係数、断面 2 次モーメント、 E_s 、 I_s 、 A_s はそれぞれ軸ボルトの曲げヤング係数、断面 2 次モーメント、断面積である。また I_{SN} は中立面に関する軸ボルトの断面 2 次モーメント、 e_b は中立面から軸ボルト中心までの距離、 n は軸ボルトの本数である。等価断面法によるモデルでは式(4.2.1.1)~(4.2.1.5)を用いて P S G 梁の曲げ剛性が算定できる。

なお、上の例では対称断面との仮定をおいたが、例えば軸ボルト配置が対称でない場合や集成材断面が変断面である場合には、複合後の中立面の位置の計算が必要となる。それを考慮した上で上記各式に基づく計算を行えばよい。

いずれにせよ、本モデルは非常に単純な材料力学的モデルである。

4. 2. 2 材端抵抗モーメントモデル

P S G 梁の曲げ変形においては、内部に配置された軸ボルトは梁の両端部で機械的に固定されているのみであるため、集成材部分と一体化して軸ボルトが変形しているとは考えにくく、したがって 4. 2. 1 で述べた等価断面法の適用にはやや難があるのではないかと予想される。

そこで、P S G 梁が外力を受ける際の材端部（軸ボルト固定端）の変形と、それにとまなう軸ボルトの「張力変化」に着目して Fig. 4. 2 に示すようなモデルを仮定した（中央集中荷重の場合）。

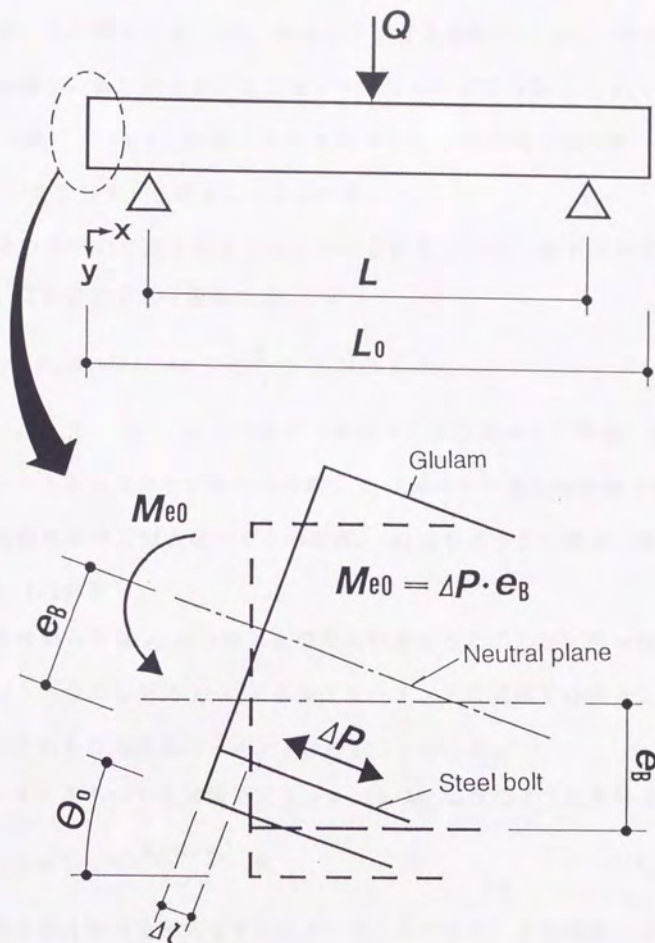


Fig. 4.2. Mechanism of generation of the end-resistant moment.

P S G 梁に中央集中荷重（ Q ）が作用すると、梁の端部（この場合曲げ支点間の外側）には回転（ θ_0 ）が、軸ボルトには張力変化（ ΔP_0 ）が起きてつりあう。この場合、曲げ引張側にある軸ボルトならば初期与張力（ P_0 ）からの張力増加（ $+\Delta P_0$ ）、曲げ圧縮側にある軸ボルトならば初期与張力からの張力減少（ $-\Delta P_0$ ）を生じて、全体として安定する。

変形後の端部の平面が保持されていると仮定すれば、軸ボルトの張力変化量（ ΔP_0 ）は引張側でも圧縮側でも、

$$\Delta P_0 = E_s \cdot A_s \cdot \Delta \varepsilon, \quad \Delta \varepsilon = \frac{\Delta l}{L_0 / 2}, \quad \Delta l \approx e_b \cdot \theta_0 \quad (4.2.2.1)$$

となる。ここで、 E_s 、 A_s はそれぞれ軸ボルトの引張ヤング係数、断面積、 $\Delta \varepsilon$ は軸ボルト1本あたりのひずみ変化量、 L_0 は軸ボルト固定間距離（材長）、 e_b は有孔集成材の中立軸と軸ボルトの距離、 Δl は軸ボルトの伸び（縮み）量である（Fig. 4.2参照）。

材中立軸から距離 e_b だけ離れた位置に作用するこの力が、梁全体に対してはモーメント（ただし外力 Q による曲げモーメントに抵抗する向き）として働くと考え、これを材端抵抗モーメントと呼ぶことにした。

軸ボルト1本あたりの材端抵抗モーメント M_{B0} は次のように表せる。

$$M_{B0} = \Delta P_0 \cdot e_b = \frac{E_s \cdot A_s \cdot e_b^2}{L_0 / 2} \theta_0 \quad (4.2.2.2)$$

以上の展開は弾性域と見なせる範囲でのことであり、この範囲においては曲げ引張側軸ボルトの張力増加量（ $+\Delta P_0$ ）も曲げ圧縮側軸ボルトの張力減少量（ $-\Delta P_0$ ）も、ともに式(4.2.2.2)で記述される端部抵抗モーメントを発生させる効果を持っていると考えられる。

さて、P S G 梁が中央集中荷重を受ける場合の変形について、上記の材端抵抗

モーメントを考慮した上で考えると、材端部からの距離 x 、距離 x における曲げたわみ y とおいて、さらに梁の対称性を考慮すれば、つりあいの条件式は次のような微分方程式にて記述される。

$$E_0 I \frac{d^2 y}{dx^2} = \begin{cases} M_B & (0 \leq x \leq \frac{L_0 - L}{2}) \\ M_B - \frac{1}{2} Q \left(x - \frac{L_0 - L}{2} \right) & (\frac{L_0 - L}{2} \leq x \leq \frac{L_0}{2}) \end{cases} \quad (4.2.2.3)$$

ここで、 E_0 、 I はそれぞれ有孔集材材の曲げヤング係数、断面 2 次モーメント、 M_B は材端部抵抗モーメントである。なお M_B は

$$M_B = n \cdot M_{B_0} \quad (4.2.2.4)$$

と表され、 n は軸ボルトの使用本数である。微分方程式(4.2.2.3)を解き、さらに式(4.2.2.1)、(4.2.2.2)、(4.2.2.4)を考慮することにより、以下のような関係を得る。

$$\text{材端抵抗モーメント} \quad M_B = \frac{1}{4} QL \left(\frac{1}{2} \cdot \frac{na\beta}{1+na} \right) \quad (4.2.2.5)$$

$$\text{中央部曲げモーメント} \quad M_{mid} = \frac{1}{4} QL \left(1 - \frac{1}{2} \cdot \frac{na\beta}{1+na} \right) \quad (4.2.2.6)$$

$$\text{材端回転角} \quad \theta_0 = \frac{QL^2}{16 E_0 I} \left(1 - \frac{na}{1+na} \right) \quad (4.2.2.7)$$

$$\text{中央部たわみ量} \quad y_{mid} = \frac{QL^3}{48 E_0 I} \left(1 - \frac{3}{4} \cdot \frac{na\beta}{1+na} \right) \quad (4.2.2.8)$$

ただし L は曲げスパンであり、各式中の α および β は以下に示すとおりである。

$$\alpha = \frac{E_s \cdot A_s \cdot e_b^2}{E_0 I}, \quad \beta = \frac{L}{L_0} \quad (4.2.2.9)$$

一方、この曲げ変形においては見かけ上の外力として中央集中荷重 Q のみが観測されるので、その場合の変形は次式のようにあらわされる。

中央部最大たわみ量 $y_{mid} = \frac{QL^3}{48 E_a I}$ (4.2.2.10)

ここで E_a は軸ボルト締め集成材の見かけの曲げヤング係数である。

式(4.2.2.8)と(4.2.2.10)を比較することにより次式を得る。

$$\frac{1}{E_a} = \frac{1}{E_0} \left[1 - \frac{3}{4} \cdot \frac{na\beta}{1+na} \right] \quad (4.2.2.11)$$

この変形モデルは、PSG梁における軸ボルトの効果を、軸ボルトの張力変化によって生じる材端抵抗モーメントという仮想的な外力に置き換えて考えるというものである。有孔部分に充填処理を行わず、空隙が存在するので集成材と軸ボルトの間の力の伝達は材端部（ボルト固定部）でのみおこりうるというこの部材の特徴を考慮したものである。また、梁の加力条件として中央集中荷重、3点曲げを例としたが、式(4.2.2.3)のつりあいの条件式を変えることによって他の条件についても算定可能であることはいうまでもない。

4. 2. 3 ビーム柱モデル

4. 2. 2の材端抵抗モーメントモデルでは、軸ボルトに対する初期張力 (P_0)、すなわち有孔集成材に対する初期圧縮力の大きさには無関係にPSG梁の変形が記述されることになる。しかし曲げ変形前、あるいは曲げ変形の途中においてもPSG梁の材軸方向には何らかの圧縮力が作用しているはずである。

一般に、軸力と横荷重を同時にうける梁は、本来はビーム柱 (Beam column) として記述されるべきもの⁸⁵⁾である。例えば軸方向圧縮力と横荷重を同時に受ける梁では、軸方向圧縮力の効果によって通常の横荷重のみを受ける梁よりも大きなたわみ量を示し、逆に軸方向の引張力を受ける場合には小さなたわみ量となる。

そこで、4. 2. 2のモデルの基本的な部分はそのままして、これに軸力の影響を考慮した項を補足したモデルとしてビーム柱モデルを考えてみた。

式(4.2.2.2)、(4.2.2.4)および(4.2.2.5)を用いると、横荷重 (Q) による曲

げ変形を受けている P S G 梁の軸ボルトの張力変化量は次のように表せる。

$$\Delta P_0 = \frac{1}{8 e_B} QL \frac{a\beta}{1+na} \quad (4.2.3.1)$$

軸ボルトの初期張力 (P_0) をも考慮すれば、曲げ引張側に位置する軸ボルトの張力 (P_T) は

$$P_T = P_0 + \Delta P_0 \quad (4.2.3.2)$$

であり、曲げ圧縮側に位置する軸ボルトの張力 (P_C) は

$$P_C = P_0 - \Delta P_0 \quad (4.2.3.3)$$

と表せる。

上記の 2 つの張力が集成材に対してはともに圧縮力として作用しているので、P S G 梁において考慮すべき軸圧縮力 (P_{bolt}) の大きさは、

$$P_{bolt} = n_T \cdot P_T + n_C \cdot P_C \quad (4.2.3.4)$$

となる。ただし、 n_T 、 n_C はそれぞれ曲げ引張側、曲げ圧縮側に配置した軸ボルトの使用本数である。

さて、軸方向圧縮力を受けるビーム柱の変形は附録 A 4. に示したとおりであるが、これを参考にして式(4.2.2.6)~(4.2.2.8)に補正項を加えると、

$$M_{mid} = \frac{1}{4} QL \left(1 - \frac{1}{2} \cdot \frac{na\beta}{1+na} \right) \frac{\tan u}{u} \quad (4.2.3.6)$$

$$\theta_0 = \frac{QL^2}{16 E_0 I} \left(1 - \frac{na}{1+na} \right) \frac{2(1 - \cos u)}{u^2 \cos u} \quad (4.2.3.7)$$

$$y_{mid} = \frac{QL^3}{48 E_0 I} \left(1 - \frac{3}{4} \cdot \frac{na\beta}{1+na} \right) \frac{3(\tan u - u)}{u^3} \quad (4.2.3.8)$$

$$u = \frac{L}{2} \sqrt{\frac{P_{bolt}}{E_0 I}} \quad (4.2.3.9)$$

となる。

上記の形で記述する場合、補正項の中に横荷重 Q の値が入ってくるため、

「荷重-変位曲線の比例域直線部分の傾きから計算する曲げヤング係数」という考え方は適用できないはずであり、したがって式(4.2.2.11)のような変形は行えない。しかし、4.2.2でも述べたように曲げ引張側軸ボルトおよび曲げ圧縮側軸ボルトそれぞれの初期圧縮力式と張力変化量が等しいと仮定するならば(当然軸ボルトの配置条件として断面内で対称という前提が必要だが)、式(4.2.3.4)によって表される軸圧縮力は、

$$P_{b,0,11} = n \cdot P_0 \quad (4.2.3.4')$$

と書き換えられる。すなわち補正項を初期締め付け力によって定数化することができる。さらに式(4.2.3.9)に対して式(4.2.2.11)のような書き換え操作を行うことが可能となる。この場合、式(4.2.3.4')を前提に、式(4.2.3.8)と(4.2.2.10)を比較すると次のように表すことができる。

$$\frac{1}{E_s} = \frac{1}{E_0} \left(1 - \frac{3}{4} \frac{na\beta}{1+na} \right) \frac{3(\tan u - u)}{u^3} \quad (4.2.3.10)$$

4.2.2の場合も4.2.3の場合も、注意しなければならないのは、変形が進み、曲げ圧縮側軸ボルトの張力が

$$P_c \leq 0 \quad (P_0 \leq \Delta P_0)$$

となるような場合があるということであり、この時は、 $P_c = 0$ として考えなければならない。

4.2.4 曲げ強さに関するモデル化

4.2.1から4.2.3では、主に非破壊領域の曲げたわみ量に関していくつかのモデル化を試みたが、ここでは曲げ強さに関して考えるものとする。

4.2.2では、横荷重(Q)を受けるPSG梁において、式(4.2.2.5)に示した材端抵抗モーメント(M_0)が生じて見かけ上の外力による曲げモーメントの効果を逡減させるというモデルを考えたが、これに式(4.2.3.4)に示した軸力の効果を加味した上で、破壊時の応力状態に関して拡張して考えてみた。

有孔集成材単体の曲げ強さを、最大荷重時の曲げ引張側応力 (σ_0) と考える
と、

$$\sigma_0 = \sigma_{b_a} - \sigma_{r_m} - \sigma_c \quad (4.2.4.1)$$

となる。ここで σ_{b_a} は軸ボルト締め集成材の見かけの曲げ強さ、 σ_{r_m} は材端抵抗
モーメントによる応力、 σ_c は軸方向圧縮応力である。なお、 σ_c については集成
材断面内に均等に分布しているものと仮定した。

式(4.2.4.1)の右辺各項は、4. 2. 2の考え方を参考にして考えると、

$$\sigma_{b_a} = \frac{Q_r L}{4 Z_t} \quad (4.2.4.2)$$

$$\sigma_{r_m} = \frac{M_B}{Z_t} = \frac{Q_r L}{8 Z_t} \cdot \frac{n_+ a \beta}{1 + n_+ a} \quad (4.2.4.3)$$

$$\sigma_c = \frac{P_0}{A_w} n_+ + \frac{Q_r L}{8 A_w e_B} \cdot \frac{n_+ a \beta}{1 + n_+ a} n_- \quad (4.2.4.4)$$

となる。ここで、P S G梁の最大荷重を Q_r 、有孔集成材の引張側断面係数を Z_t 、
断面積を A_w とした。また n_+ 、 n_- を最大荷重の時点で引張力を保持している
軸ボルトの本数として、

$$n_+ = n_r' + n_c', \quad n_- = n_r' - n_c' \quad (4.2.4.5)$$

と記した。その他の記号は4. 2. 2と同様である。

式(4.2.4.1)に(4.2.4.2)~(4.2.4.4)を代入し、さらに適当な変形を行うこと
により次式を得る。

$$\frac{\sigma_{b_a}}{\sigma_0} = \frac{1 + \frac{\sigma_{c_0}}{\sigma_0}}{1 - \gamma (n_+ + n_- \lambda)} \quad (4.2.4.6)$$

ただし、

$$\gamma = \frac{1}{2} \cdot \frac{a \beta}{1 + n_+ a}, \quad \lambda = \frac{Z_t}{A_w \cdot e_B}, \quad \sigma_{c_0} = \frac{P_0}{A_w} \quad (4.2.4.7)$$

とした。

式(4.2.4.6)は、通常の集成材に軸ボルトをほどこしてPSG梁とした場合の、見かけ上の曲げ強さの比を表すものと考えられる。

4. 3 試験体および試験方法

この実験においては、PSG梁が曲げ変形を受ける際に、単体の集成材と比べてどの程度曲げ性能の向上が期待できるのかという点と、もし向上が認められるならば、曲げ剛性に関して4.2で考えた各モデルのうち、どれがその説明として適当であるか、また曲げ強さに関する説明として4.2.4の考え方が適用可能かどうかを検証してみることにある。

実験に用いた有孔集成材はType I, Type IIおよびType IVである (Fig. 3.2参照)。Type I およびType II の試験体は対称断面であるので曲げの中立面は断面内中央とし、Type IV試験体は非対称断面であるため図心位置を中立面の位置とした。

各試験体とも小荷重載荷 (中央集中, 3点曲げ) にて予め単体の曲げヤング係数 (E_0) を測定した後、軸ボルトをいくつかの条件で配置してPSG梁とし、静的曲げ試験 (中央集中荷重, 3点曲げ方式) に供した。

Type I およびType II 試験体に対しては、1つの試験体に対して3条件の軸ボルト配置 (孔のすべてに軸ボルトを配置する, 曲げの引張側あるいは圧縮側の孔のみに軸ボルトを配置する) をほどこし、さらに軸ボルトの初期締め付け力を各配置条件それぞれにおいて変えてPSG梁とした。

Type I 試験体では、軸ボルト1本あたり200~600kgf・cmの締め付けトルク (T_0) とした。Type II 試験体では、トルク法による締め付け力管理と、軸ボルトに貼付したひずみゲージの値を直接読みとって初期締め付け力を算定して管理する方法の2種類を行ったが、式(3.3.2)によりすべて締め付けトルク (T_0) に換算すると100~500kgf・cmであった。軸ボルトとしてはType I, IIともに呼び径12mm, 長さ2000mmのもの (Table 3.2参照) を使用した。

この試験体の性格上、弾性比例域と見なせる範囲までの加力にとどめ、破壊までの加力が行っていない。曲げスパンは180cmとした。

TypeIV試験体については、溝状の部分に軸ボルトを通して、端部金具を介して T_0 を初期締め付け力を100~150kgf・cmで変えて固定し、この部分が曲げ引張側になるようにして曲げスパン84cmにて破壊まで加力した。軸ボルトとしては呼び径8mm、長さ1000mmのもの（Table3.2参照）を使用した。

それぞれの試験で得られた荷重-変位曲線の比例域直線部（と見なせる部分）の傾きからPSG梁の見かけの曲げヤング係数（ E_s ）を算定した。またTypeIV試験体については最大荷重から見かけの曲げ強さ（ σ_{bs} ）を算出した。

なお、軸ボルトの配置条件および初期締め付け条件をTable 4.1, Table 4.2およびTable 4.3に示した。また、材端部において軸ボルトを固定する際に使用した鋼製プレート形状をFig. 4.3に示した。

Table 4.1. Arrangements of steel bolts in Type I glulams for PSG-beams.

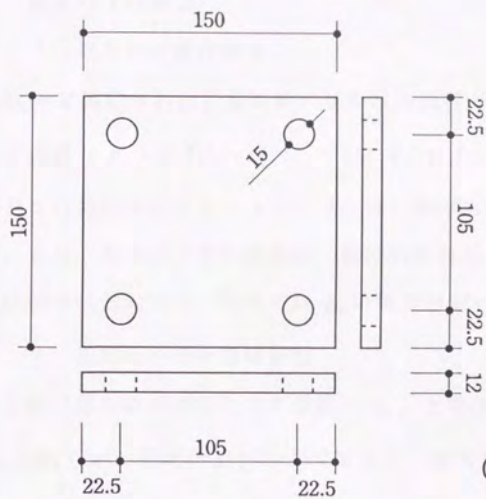
Numbers of bolts	Bolts' arrangement in bending	Initial torqing value per bolt (kgf.cm)
4	Tension and Compression sides	200 , 400 , 600
2	Tension side only	200 , 600
2	Compression side only	200 , 600

Table 4.2. Arrangements of steel bolts in Type II gullams for PSG—beams.

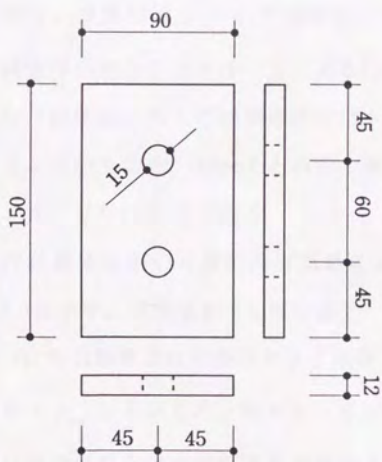
Numbers of bolts	Bolts' arrangement in bending	Initial torqing value per bolt (kgf·cm)
2	Tension and Compression sides.	100 — 500
1	Tension side only	100 — 500
1	Compression side only	100 — 500

Table 4.3. Arrangements of a steel bolt in Type IV gIulam
for PSG-beams.

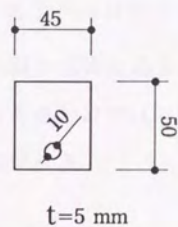
Numbers of bolts	Initial torqing value per bolt (kgf·cm)	Numbers of specimens
1	100	4
1	125	4
1	150	4
0	-	4



(a) For Type I



(b) For Type II



(c) For Type IV

(Unit : mm)

Fig. 4.3. Details of the end-plates.

4. 4 結果および考察

4. 4. 1 見かけの曲げ剛性

各試験体で測定されたP S G 梁の見かけの曲げヤング係数 (E_a) と単体の曲げヤング係数 (E_0) をTable 4.4, Table 4.5およびTable 4.6に示す。通常の集成材をP S G 梁にすることによって見かけの曲げ剛性が増加していることが見て取れる。また、軸ボルトを片側のみ(曲げ引張側あるいは曲げ圧縮側のみ)締め付けた試験体においても、それぞれ E_a の増加が認められた。

4. 4. 2 初期締め付け力の影響

P S G 梁の見かけの曲げヤング係数 (E_a) と単体の曲げヤング係数 (E_0) の比 (E_a/E_0) が、初期締め付け力(便宜上、材軸方向の圧縮応力 σ_c に換算してある)に対してどのように変化したかを、各試験体のType別にFig. 4.4, Fig. 4.5およびFig. 4.6に示す。初期締め付け力 σ_c を増加させると、Type I 試験体の場合には最初は E_a/E_0 が増加するが、ある程度からは変化しなくなり、Type II 試験体の場合にはほぼ一定、あるいは若干の減少傾向にある。Type IV 試験体では同一試験体に対して初期締め付けトルクを変えたわけではないのはっきりとは言えないものの、Type I と同様の傾向が見て取れる。

4. 4. 3 見かけの曲げ強さ

Type IV 試験体を用いた静的曲げ試験における見かけの曲げ強さの測定結果をTable 4.7に示す。破壊はすべて荷重直下、木部曲げ引張側最外縁で生じた。また、Fig. 4.7に各試験体単体の曲げヤング係数 (E_0) を便宜上の指標とした見かけの曲げ強さ ($\sigma_{b,a}$) を示した。軸ボルトを用いない単体の試験体の曲げ強さに比べてP S G 梁では見かけの曲げ強さが増加するといつてよいと考えられる。また初期締め付け力を増すと見かけの曲げ強さも増加する傾向があるようである。

Table 4.4. Results of the bending tests for PSG-beams of Type I specimens (to be continued).

Nos of Specimens	E_0 (kgf/cm ²)	Numbers of bolts	T_0 (kgf.cm)	E_a (kgf/cm ²)	E_a / E_0
1	1.119×10^5	4	200	1.294×10^5	1.156
			400	1.360×10^5	1.215
			600	1.348×10^5	1.204
		2 ^{a)}	200	1.253×10^5	1.119
			600	1.254×10^5	1.120
			200	1.208×10^5	1.080
2	1.148×10^5	4	200	1.289×10^5	1.122
			400	1.341×10^5	1.168
			600	1.363×10^5	1.187
		2 ^{a)}	200	1.236×10^5	1.076
			600	1.210×10^5	1.054
			200	1.261×10^5	1.098
			600	1.266×10^5	1.103

Notes: ^{a)} Tension side in bending, ^{b)} Compression side in bending.

Table 4.4. Results of the bending tests for PSG-beams of Type I specimens (to be continued).

Nos of Specimens	E_0 (kgf/cm ²)	Numbers of bolts	T_0 (kgf/cm)	E_a (kgf/cm ²)	E_a / E_0		
3	1.117×10^5	4	200	1.294×10^5	1.158		
			400	1.373×10^5	1.229		
			600	1.380×10^5	1.236		
4	1.139×10^5	2 ^{a)}	200	1.178×10^5	1.054		
			600	1.280×10^5	1.146		
		2 ^{b)}	200	1.236×10^5	1.107		
			600	1.275×10^5	1.141		
		4	1.139×10^5	4	200	1.295×10^5	1.136
					400	1.342×10^5	1.178
2	1.139×10^5	2 ^{a)}	200	1.322×10^5	1.161		
			600	1.260×10^5	1.106		
		2 ^{b)}	600	1.248×10^5	1.096		
			200	1.246×10^5	1.094		
		600	1.257×10^5	1.103			

Notes: ^{a)} Tension side in bending, ^{b)} Compression side in bending.

Table 4.4. Results of the bending tests for PSG-beams of Type I specimens (to be continued).

Nos of Specimens	E_0 (kgf/cm ²)	Numbers of bolts	T_0 (kgf-cm)	E_a (kgf/cm ²)	E_a / E_0
5	1.090×10^5	4	200	1.348×10^5	1.236
			400	1.398×10^5	1.282
			600	1.394×10^5	1.278
6	1.148×10^5	2 ^{a)}	200	1.267×10^5	1.162
			600	1.299×10^5	1.192
		2 ^{b)}	200	1.263×10^5	1.159
			600	1.274×10^5	1.168
		4	200	1.364×10^5	1.188
			400	1.381×10^5	1.203
600	600	1.376×10^5	1.198		
	2 ^{a)}	200	1.257×10^5	1.095	
600		1.267×10^5	1.103		
2 ^{b)}	200	1.255×10^5	1.093		
	600	1.282×10^5	1.117		

Notes: ^{a)} Tension side in bending, ^{b)} Compression side in bending.

Table 4.4. Results of the bending tests for PSG-beams of Type I specimens.

Nos of Specimens	E_0 (kgf/cm ²)	Numbers of bolts	T_0 (kgf·cm)	E_a (kgf/cm ²)	E_a / E_0
7	1.090×10^5	4	200	1.348×10^5	1.236
			400	1.398×10^5	1.282
			600	1.394×10^5	1.278
2 ^{a)}			200	1.267×10^5	1.162
			600	1.299×10^5	1.192
2 ^{b)}			200	1.263×10^5	1.159
			600	1.274×10^5	1.168

Notes: ^{a)} Tension side in bending, ^{b)} Compression side in bending.

Table 4.5. Results of the bending tests for PSG-beams of Type II specimens (to be continued).

Nos of Specimens	E_0 (kgf/cm ²)	Numbers of bolts	T_0 ^{a)} (kgf/cm)	E_a (kgf/cm ²)	E_a / E_0
1	1.052×10^5	2	117	1.123×10^5	1.067
			168	1.095×10^5	1.041
			227	1.116×10^5	1.061
			285	1.121×10^5	1.066
			342	1.114×10^5	1.059
			404	1.109×10^5	1.053
			466	1.098×10^5	1.043
2	1.080×10^5	2	100	1.128×10^5	1.044
			116	1.122×10^5	1.039
			143	1.125×10^5	1.041
			172	1.124×10^5	1.040
			231	1.124×10^5	1.040
			285	1.123×10^5	1.039
			345	1.105×10^5	1.023
400	1.107×10^5	1.025			
464	1.097×10^5	1.015			

Note: ^{a)} Calculated with the data measured by strain gauges by Eq. 3.3.2.

Table 4.5. Results of the bending tests for PSG-beams of Type II specimens (to be continued).

Nos of Specimens	E_0 (kgf/cm ²)	Numbers of bolts	T_0 (kgf·cm)	E_a (kgf/cm ²)	E_a / E_0			
3	1.026×10^5	2	200	1.140×10^5	1.111			
			250	1.146×10^5	1.116			
			300	1.145×10^5	1.115			
			350	1.148×10^5	1.118			
			400	1.146×10^5	1.117			
			450	1.150×10^5	1.121			
			500	1.152×10^5	1.122			
			2 ^{a)}	1.026×10^5	2	200	1.110×10^5	1.069
						250	1.114×10^5	1.085
						300	1.108×10^5	1.080
350	1.109×10^5	1.081						
400	1.109×10^5	1.081						
450	1.110×10^5	1.081						
500	1.110×10^5	1.082						

Note: ^{a)} Tension side in bending.

Table 4.5. Results of the bending tests for PSG-beams of Type II specimens.

Nos of Specimens	E_0 (kgf/cm ²)	Numbers of bolts	T_0 (kgf/cm)	E_a (kgf/cm ²)	E_a / E_0
3	1.026×10^5	2 ^{a)}	200	1.072×10^5	1.044
			250	1.100×10^5	1.072
			300	1.096×10^5	1.068
			350	1.101×10^5	1.073
			400	1.102×10^5	1.074
			450	1.097×10^5	1.069
			500	1.102×10^5	1.074

Note: ^{a)} Compression side in bending.

Table 4.6. Results of the bending tests for PSG-beams of Type IV specimens.

Numbers of bolts	T_0 (kgf·cm)	E_0 (kgf/cm ²)	E_a (kgf/cm ²)	E_a / E_0
1	100	7.513×10^4	8.033×10^4	1.069
		7.851×10^4	7.881×10^4	1.004
		8.700×10^4	1.015×10^5	1.166
		8.393×10^4	9.164×10^4	1.092
	125	7.581×10^4	9.422×10^4	1.243
		8.057×10^4	8.942×10^4	1.110
		8.817×10^4	9.371×10^4	1.063
		8.876×10^4	9.430×10^4	1.062
	150	7.678×10^4	8.200×10^4	1.068
		7.928×10^4	9.117×10^4	1.150
		8.748×10^4	9.604×10^4	1.098
		9.338×10^4	1.010×10^5	1.082

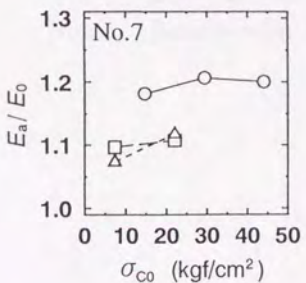
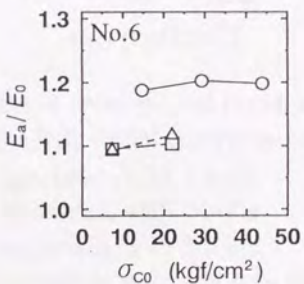
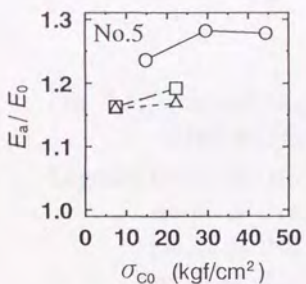
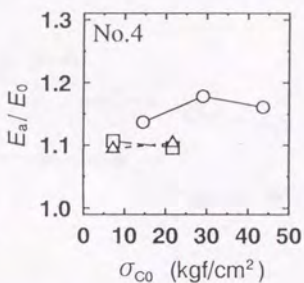
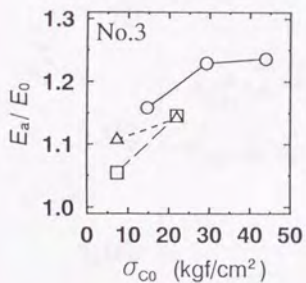
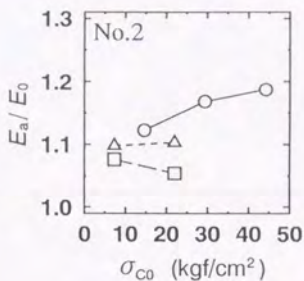
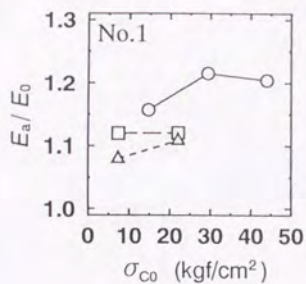


Fig. 4.4. Changes of ratios of apparent and initial modulus of elasticity (E_a/E_0) with initial compressive stresses (σ_{c0}).

Legend: ○—○: With 4 bolts.

□—□: With 2 bolts in tension side.

△---△: With 2 bolts in compression side.

Note: Results with Type I specimens.

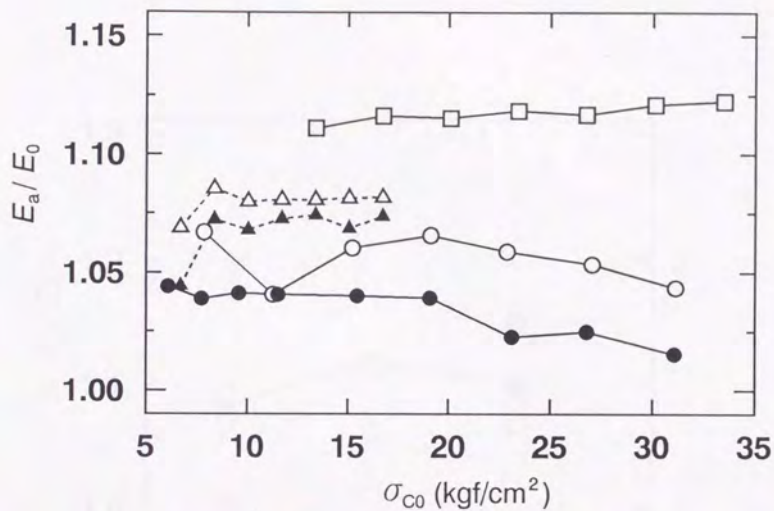


Fig. 4.5. Changes of ratios of apparent and initial modulus of elasticity (E_a/E_0) with initial compressive stresses (σ_{c0}).

- Legend: ○—○ :No.1 specimen, with 2 bolts.
 ●—● :No.2 specimen, with 2 bolts.
 □—□ :No.3 specimen, with 2 bolts.
 △-----△ :No.3 specimen, with 1 bolt in tension side.
 ▲-----▲ :No.3 specimen, with 1 bolt in compression side.

Note: Results with Type II specimens.

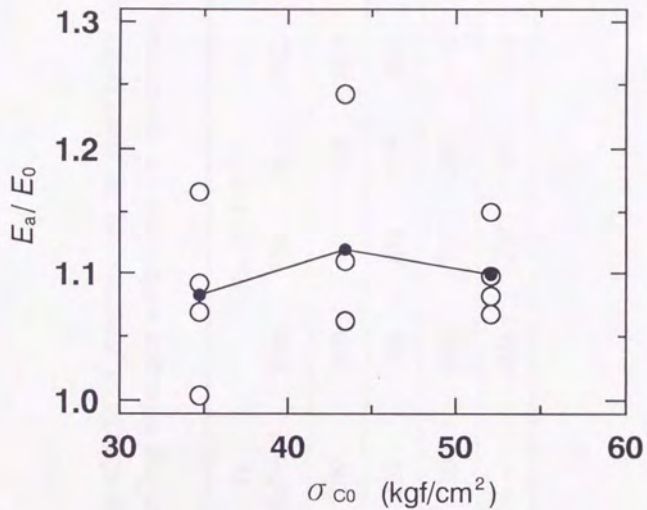


Fig. 4.6. Changes of ratios of apparent and initial modulus of elasticity (E_a / E_0) with initial compressive stresses (σ_{c0}).

Legend: ○ :Measured values, ●—● :Average values.

Note: Results with Type IV specimens.

Table 4.7. The effects of prestressing by steel bolts on bending strength with Type IV specimens.

Numbers of bolts	T_0 (kgf-cm)	σ_{ba} (kgf/cm ²)		S.D.
		Max.	Ave.	
1	100	805	724	49.6
	125	799	759	40.0
	150	875	781	54.9
0	-	614	587	16.0

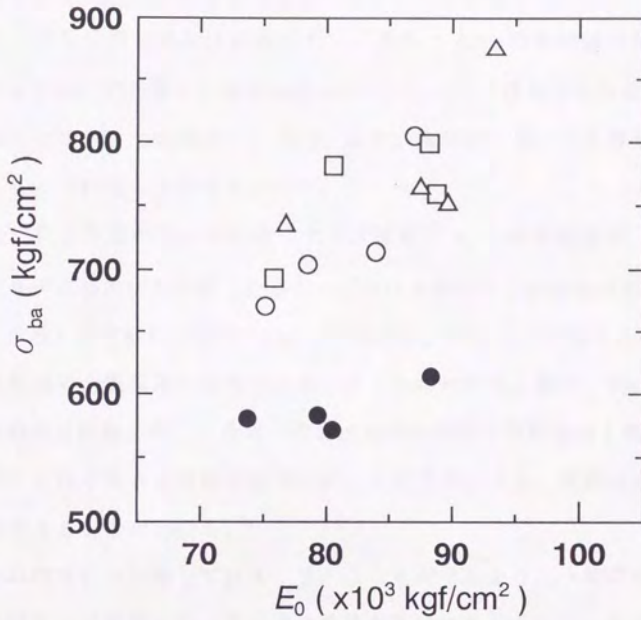


Fig. 4.7. Effects of prestresses by axial bolts on bending strength of the glulam beams with hollow cores (Type IV).

Legend: ● :No bolts, ○ : $T_0 = 100$ kgf · cm, □ : $T_0 = 125$ kgf · cm, △ : $T_0 = 150$ kgf · cm.

4. 4. 4 適正モデルの検討

4. 4. 4. 1 曲げ剛性に関する考察

4. 2で挙げた、P S G梁におけるいくつかの曲げ変形のモデルが、実際の変形を説明する上でどの程度適合性があるかについて検討した。

まず、P S G梁の見かけの曲げヤング係数 (E_a) の実測値に関して、等価断面モデルを用いて計算した場合の見かけの曲げヤング係数の計算値 (式(4.2.1.1)による) と比較した結果をFig. 4.8に示す。実測値に比べて計算値の方がかなり大きくなっていることが見てとれる。

次に、P S G梁の見かけの曲げヤング係数 (E_a) の実測値を、材端抵抗モーメントモデルを用いて計算した場合の見かけの曲げヤング係数の計算値 (式(4.2.2.11)による) と比較した結果をFig. 4.9に示す。Fig. 4.8の場合と比べると、計算値と実測値の一致傾向が改善されていることがわかる。また、Type I 試験体を用いた静的曲げ試験に関して荷重-変位曲線の実測値と計算値の1例をFig. 4.10に示した。これを見ると材端抵抗モーメントモデルにより、実際の変形をかなりよく予測できることがわかる。

ビーム柱モデルに関しては4. 2. 3でも述べたように一般的な意味での見かけの曲げヤング係数という考え方を直接当てはめるわけにはいかないので、対称断面を持つType I およびII 試験体についてのみ式(4.2.3.10)による計算値と実測値の比較を行った。その結果をFig. 4.11に示した。かなりよい一致傾向が見てとれる。

4. 4. 2では、初期の締め付け力の影響をみたが、特にType II 試験体の変化の傾向についても式(4.2.3.8)における2つの補正項、すなわち、

$$D_1 = 1 - \frac{3}{4} \cdot \frac{na\beta}{1+na} \quad (4.4.4.1)$$

$$D_2 = \frac{3(\tan u - u)}{u^3} \quad (4.4.4.2)$$

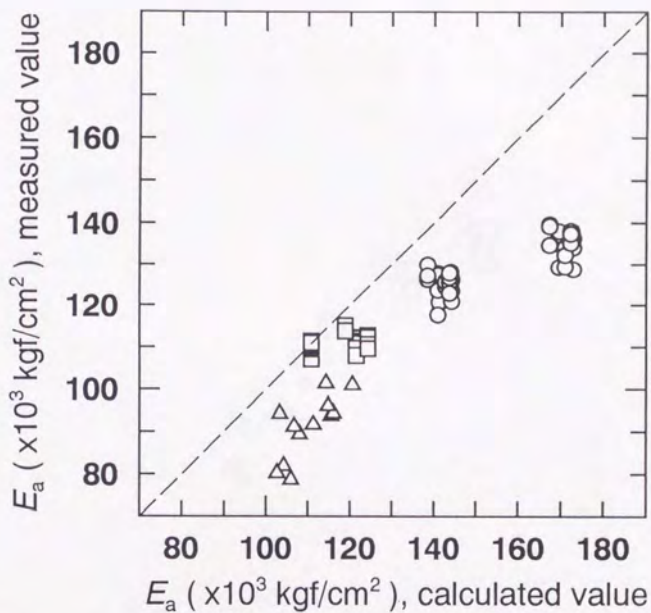


Fig. 4.8. Relationships between calculated and measured values of apparent moduli of elasticity (E_a).

Legend: $\circ, \square, \triangle$:Type I, II and IV specimens, respectively,
 ---- :Diagonal line.

Note: Calculated by Eq. 4.2.1.1.

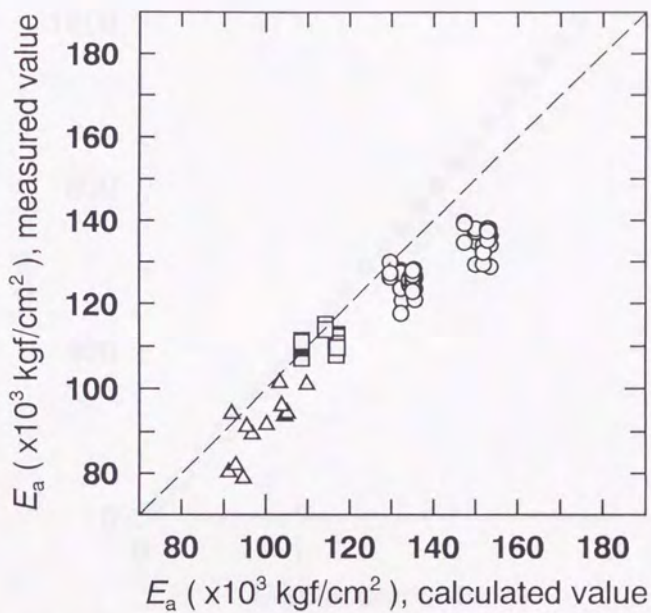


Fig. 4.9. Relationships between calculated and measured values of apparent moduli of elasticity (E_a).

Legend: $\circ, \square, \triangle$:Type I, II and IV specimens, respectively,
 --- :Diagonal line.

Note: Calculated by Eq. 4.2.2.11.

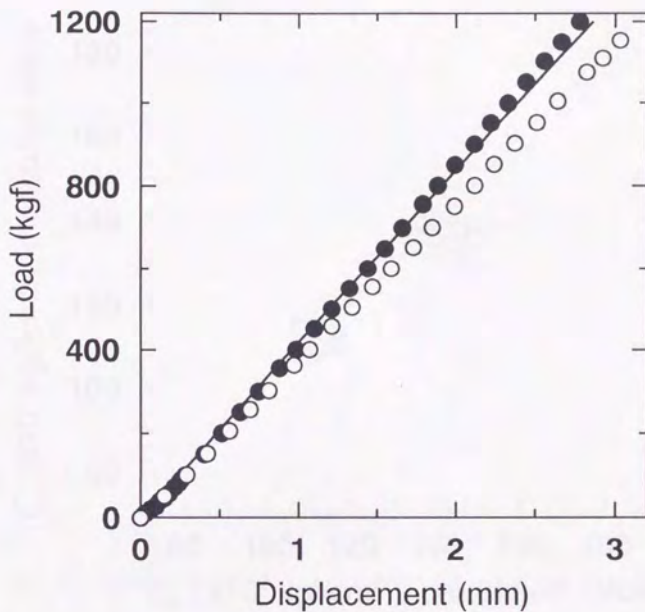


Fig. 4.10. An example of load–displacement curve on three–point bending tests.

Legend: ○:Measured values with no bolts, ●:Measured values with four bolts, —:Calculated values.

Note: Calculated by Eq. 4.2.3.8, with a Type I specimen.

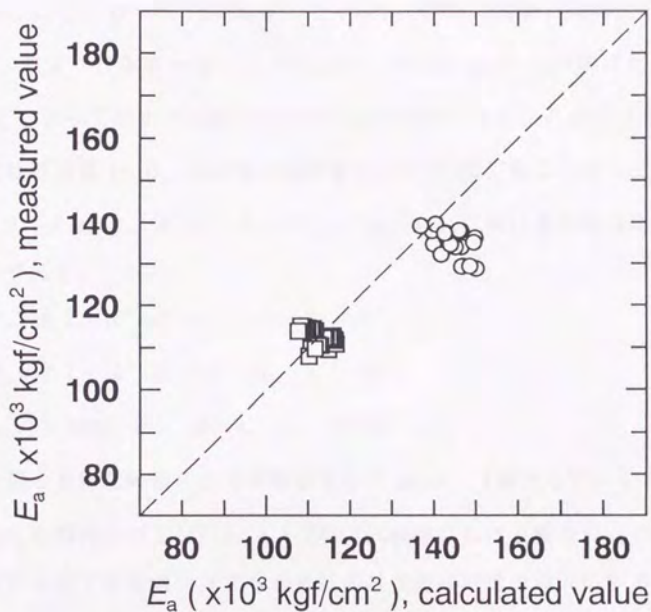


Fig. 4.11. Relationships between calculated and measured values of apparent moduli of elasticity (E_a).

Legend: \bigcirc \square :Type I, II specimens, respectively,
 --- :Diagonal line.

Note: Calculated by Eq. 4.2.3.10.

の変化を考えると説明可能である。補正項 D_1 が変形量を減じる方向に作用するのに対して、補正項 D_2 は変形量を増す方向に作用する。この両者の積が全体の變形に作用するのであるが、補正項 D_2 は軸ボルトの引張力変化の影響、すなわち外力としての Q の変化が関係してくるので計算は複雑になる。しかし、式(4.2.3.4')のような仮定をおくことにより、補正項 D_2 の u の項は初期締め付け力 (P_0) によって決まる定数と見なすことが可能である。このような仮定のもと、補正係数項の積 $D_1 \cdot D_2$ の逆数が初期締め付け力 P_0 の変化に対してどのように変化するかを Fig. 4.12 に示した。ただし Fig. 4.12 における各定数は以下のように設定してある。

$$E_0 = 1.2 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2, \quad I = 2400 \text{ cm}^4$$

$$E_s = 2.1 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2, \quad A_s = 1.13 \text{ cm}^2$$

$$e_0 = 3.0 \text{ cm}, \quad L = 180 \text{ cm}, \quad L_0 = 200 \text{ cm}, \quad n = 2$$

これを見ると初期締め付け力が増加すると $D_1 \cdot D_2$ は減少していくことがわかる。この変化の傾向は例えば Fig. 4.5 の No. 2 試験体における変化に対応するものである。P S G 梁では最適の（すなわち見かけの曲げ剛性を最大にするための）初期締め付け力を考える必要がある。

さて、以上述べてきことから考えると、P S G 梁の變形を記述するためのモデルとしてはビーム柱モデルが最も適しているといえよう。このモデルは基本的な考え方は材端抵抗モーメントモデルと同様であるが、軸方向力の影響を考慮しており、より正確な變形の様子を記述できるわけだが、一方で軸圧縮力の大きさが外力に影響を受けるということから複雑な形式となる。したがって、このモデルを用いて初期締め付け力の最適値をあらかじめ求めておきさえすれば、後の變形を説明するには材端抵抗モーメントモデルでも十分である。特に材料特性としての見かけの曲げヤング係数を算出するには、材端抵抗モーメントモデルを用

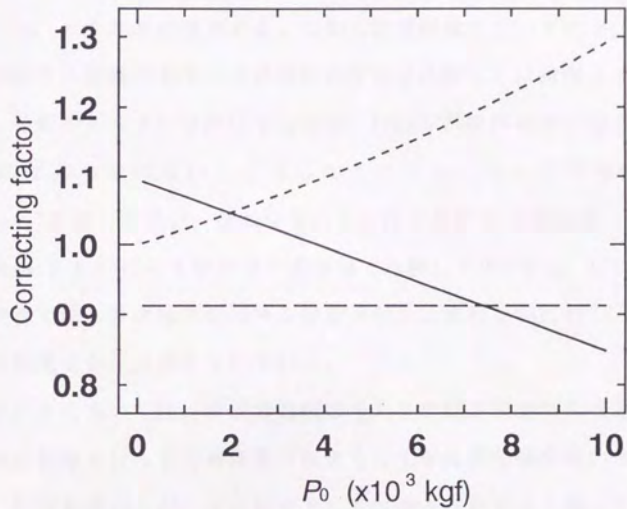


Fig. 4.12. Changes of correcting factors with initial tightening force per bolt.

Legend: --- : D_1 (const.), - · - · - : D_2 ,
 — : Reciprocals of $D_1 \cdot D_2$.

Note: See Eq. 4.4.4.1 and Eq. 4.4.4.2.

いる方が簡便であるといえる。

重要な点は、PSG梁における軸ボルトの効果を考える際には、材端抵抗モーメントという形に置き換えるという点であり、その考え方が適用可能であることは以上の結果から明らかになったといえよう。

4. 4. 4. 2 曲げ強さに関する考察

4. 2. 4で述べた考え方を検証するためには、PSG梁とする前の単体の曲げ強さ(σ_0)を知る必要がある。しかし破壊試験を行わずに σ_0 を知ることが現状では非常に困難である(非破壊的強度推定に関しては附録A 4. 参照)。

したがってやや正確さには欠けるものの、TypeIV試験体の曲げ強さの大きさにそれほどばらつきはないと仮定した上で、 σ_0 として平均値 587kgf/cm^2 (Table 4.7参照)を用い、PSG梁の見かけの曲げ強さ増加率(σ_{ba}/σ_0)に関して式(4.2.4.6)による計算値と実測値で比較したのがFig. 4.13である。これを見る限りでは、計算値で約40%の増加率が見込まれるのに対し、実測値では約10~40%程度とかなりばらついている。

このモデルにおいては、非破壊領域の考えを単純に破壊時の状態に拡張しており、さらに計算を行う上で単体曲げ強さとして平均的な値を用いるというかなり荒っぽい仮定を重ねたが、その結果としては割合傾向をよく表しているといつてよいかもしれない。ここでは、PSG梁とすることによって見かけの曲げ強さがある程度増加することは確かであると結論づけるにとどめる。

4. 5 まとめ

集材材内部に材軸方向の貫通孔をもった有孔集材材に軸ボルトを通して締め付け、プレストレスを与えた軸ボルト締め集材材梁では、軸ボルトを用いない単体と比べて曲げ剛性および曲げ強さは向上した。

軸ボルト締め集材材梁の見かけの曲げヤング係数は、梁が横荷重を受ける際に生じる軸ボルトの張力変化によって材端抵抗モーメントが発生するというモデル

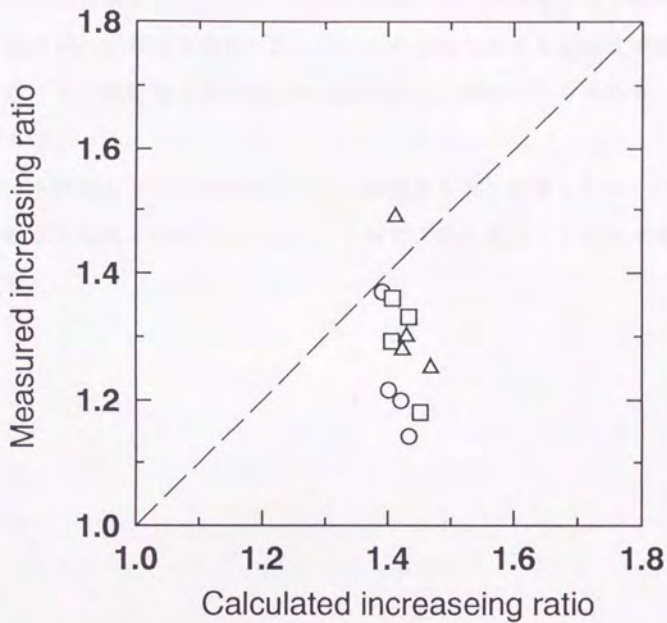


Fig. 4.13 Relationships between calculated and measured values of increasing ratios of apparent bending strength.

Legend: ○ : $T_0 = 100 \text{ kgf} \cdot \text{cm}$, □ : $T_0 = 125 \text{ kgf} \cdot \text{cm}$, △ : $T_0 = 150 \text{ kgf} \cdot \text{cm}$,
 --- : Diagonal line.

Note: Calculated by the Eq. 4.2.4.6.

を導入することにより予測可能であった。また初期圧縮力（初期軸ボルト張力）の大きさを変えることにより見かけの曲げヤング係数が変化することに関しては、ビーム柱と同様に軸方向圧縮の影響を考慮することにより説明可能であった。

見かけの曲げ強さに関しては、今回の実験の範囲では軸ボルトを用いない場合と比べると10～40%程度増加した。しかしその増加割合を正確に予測することはできなかった。非破壊的強度推定の方法の研究も含めて、今後のさらなる検討が必要である。

なお、本研究では有孔集成材に対して長軸ボルトを使用したのが、引張力の変化という観点から考えればこれをワイヤー等で代替することも可能であることを付記しておく。

第5章 軸ボルト併用フィンガージョイントにより縦継ぎされた 集成材の曲げ性能

5. 1 研究の目的と概要

近年、大断面集成材を用いた長大スパン架構による中規模、大規模木質構造の普及が目立ち始めている。わが国では、集成材の製造装置による制約や、工場から現場への輸送上の制約のため、1本ものの長大集成材を建物に直接適用することはほとんど不可能な状況にある。そのため通常は4～10m程度の集成材を現場に運び、金具とボルトあるいはドリフトピン等を用いて、所定の長さに現場で縦継ぎ接合して施工している。これにともない、正確なボルト孔開け、ボルト、ドリフトピンのねじ込み作業などを現場で行わねばならず、大スパン集成材構造建設・普及のための大きな障害となっていることは否めない。また、集成材側面にボルトの頭が多数露出したり、場合によっては大きな金具が現しになり、集成材が本来持っているダイナミックで美しい外観を損ねてしまうという意見もないわけではない。こういった美観上の問題は主観的なものであるからさておくとしても、火災時を考えた場合、の金属露出部分の変形、劣化については非常に危惧されるところである。

このような状況を改善する試みとして、大断面集成材のフィンガージョイント（以下FJと略す）による縦接合が検討され始めている。当然のことながら、このFJ接合は現場で行われなければならない。ところが現状では、現場接着による構造接着は厳密な意味では認められていない。確かに枠組壁工法において床組みへの下地用合板の現場接着が行われてはいるが、これは構造接着とはいえない。また、ボックスビーム、I型ビームの現場接着による製造基準が存在するが、実際にはほとんど機能していない。さらにパネル工法住宅構造におけるパネル間の現場接着では、それ自身で十分な接着強度がでるよう設計されてはいるものの、釘との併用が個別認定の条件となっている。

ごく最近、ビッグフィンガージョイント（BFJ）による集成材をキールアーチ梁とする「集成材ケーブル膜構造」⁸⁶⁾が実現されているが、これは長さ10mの大断面集成材を5本、現場にてFJ接着接合して約50mのキールアーチ材を2本作り、これらを鋼製ブレースで緊結した複合組立構造がケーブルとテフロン膜による屋根構造を支えるものである。したがって、ここでも現場接着による集成材が単独で構造用の主材として認められたわけではない。また、この施工に関連して、木質構造における現場接着の基準策定⁸⁶⁾は始められているものの、まだ確定しているわけではない。

以上のような現況を考慮に入れ、本章には現場接着に近い形で構造用集成材のFJ接着接合を行った通直集成材縦継ぎ梁が、曲げに対してどのような強度性状を示すかについて実験を行った。また、この縦継ぎ材に軸ボルトを併用した場合、軸ボルトの締め付けが曲げ強さに対してどのような効果を与えるかについて実験し、FJ縦継ぎ材の構造安全性についての検討を行った。

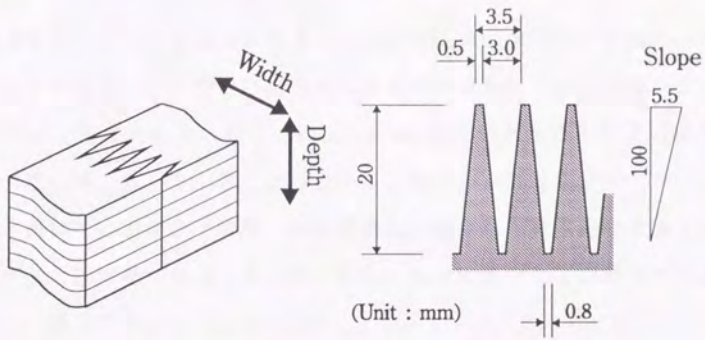
5. 2 試験体および試験方法

5. 2. 1 フィンガージョイント縦継ぎ試験体の製造

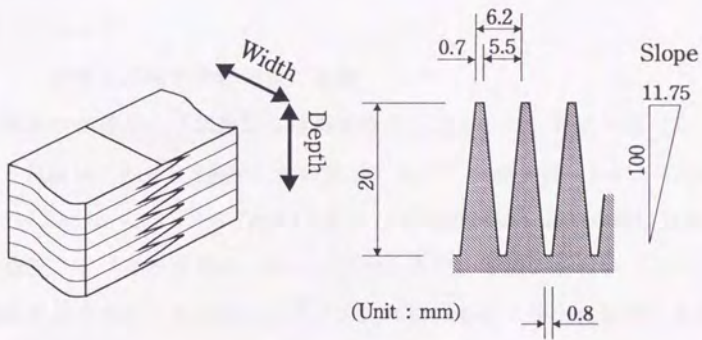
5. 2. 1. 1 FJ部接着条件

有孔集成材に対し、端部FJ加工（加工詳細をFig. 5.1に示した）をほどこし、これを2本ずつ組み合わせて2本継ぎの集成材梁を製造した。このFJ加工は、通常行われているようなラミナに対するものではなく、集成材の端部全断面に対してほどこすものであって、現在のところは前述のBFJ以外には報告されていない新しい方法である。

FJ部の接着に用いた接着剤は、水溶性レゾルシノール樹脂接着剤（大日本インキ社製、プライオーフェン6000）である。硬化剤としてパラホルムアルデヒド粉末（大日本インキ社製、キャタリストTD-473）を、総接着剤量に対して重量比で10%添加後、十分に混合してから使用した。



(a) V-Type



(b) H-Type

Fig. 5.1. Details of finger cutting for glulam end-jointing.

塗布量については特に定めなかったが、縦継ぎされる2本の集成材の各F J加工部に十分(かなり多めに)塗布した。

接着剤塗布後、F J部を突きあわせ、集成材有孔部に軸ボルトを通し、その後トルクレンチで徐々にナットを(できる限り圧縮力の不均一が生じないよう均等に)締め付け、集成材断面に対して約10kgf/cm²の圧力がかかる程度の締め付け力(計算方法は3. 3. 2. 1によった)を各軸ボルトに与えた。

圧縮完了後はそのまま24時間、通常雰囲気放置し、解圧後軸ボルトは取り去り、最小7日間の養生期間をおいた。なお、接着圧縮中および養生中の温湿度については、雨がかからないように注意したのみで、ほかには特に行っていない。

5. 2. 1. 2 縦継ぎ試験体

F J接着加工した縦継ぎ試験体を静的曲げ試験に供したが、その組み合わせ条件をFig. 5.2, Table 5.1およびTable 5.2に示した。また、軸ボルトどうしの接続用カプラの詳細をFig. 5.3に、Type III試験体を用いた場合の端部プレートの形状をFig. 5.4に示した。

5. 2. 2 縦継ぎ試験体の静的曲げ試験

縦継ぎ試験体の静的曲げ試験は4点荷重載荷方式とした。有孔集成材Type IおよびType II試験体(Fig. 3.2参照)から製造したF J縦継ぎ材(Table 5.1の試験体No. 1~3およびNo. 8, 9)とE-Type(Table 5.1の試験体No. 13)の曲げ試験では、手動式の油圧ジャッキと容量5 tfのロードセルを用いて加力を行い、スパン中央部、荷重載荷点2箇所、その他シアスパン内4箇所の計7箇所に設置した変位計にてたわみ量を計測した。

有孔集成材Type IIIから製造したF J縦継ぎ材(Table 5.1の試験体No. 4~7およびNo. 10~12)の曲げ試験は、油圧式コンプレッサーと容量30 tfのロードセルを使用いて加力を行い、スパン中央部、荷重載荷点2箇所に設置した変位計にてたわみ量を計測し、さらに一部の試験体のF J接着部近傍(ロードスパン内)にひずみゲージを貼り付けて集成材部分の曲げひずみを測定した。なお、Fig. 5.5

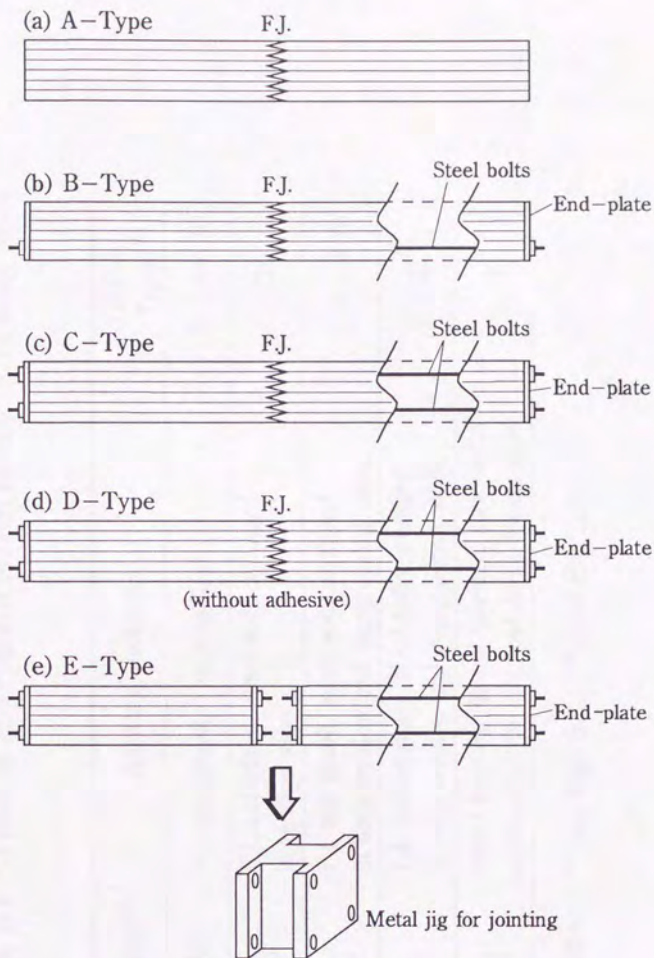


Fig. 5.2. Schematic diagrams of end-jointed glulam beams for bending tests.

Note : Steel bolts were tightened at both end-plates or at jointing jig with nuts and washers.

Table 5.1. Types of end-jointed glulam beams for bending tests.

Types ^{a)}	Joining methods	Glulam types ^{b)}
A	F.J. and glued, no steel bolt	I, II and III
B	F.J. and glued, steel bolts arranged in tension side	III
C	F.J. and glued, steel bolts arranged in both tension and compression sides	I, II and III
D	F.J. and unglued, steel bolts arranged in both tension and compression sides	III
E	Metal jointing jig and unglued, steel bolts arranged in tension and compression sides	I

Notes : ^{a)} See Fig. 5.2, ^{b)} See Fig. 3.2.

Table 5.2. Specifications of end-jointed glulam beams for bending tests.

Nos of Specimens	Joining Types ^{a)}	F.J. Types ^{b)}	Types of glulams ^{c)}	T_0 ^{d)} (kgf-cm)
1	A	V	I	—
2	A	V	I	—
3	A	V	II	—
4	A	H	III	—
5	A	H	III	—
6	B	H	III	350
7	B	H	III	350
8	C	V	I	600
9	C	V	II	600
10	C	H	III	350
11	C	H	III	350
12	D	H	III	350
13	E	—	I	500

Notes : ^{a)} See Fig. 5.2, ^{b)} See Fig. 5.1, ^{c)} See Fig. 3.2,

^{d)} Initial torquing value per bolt.

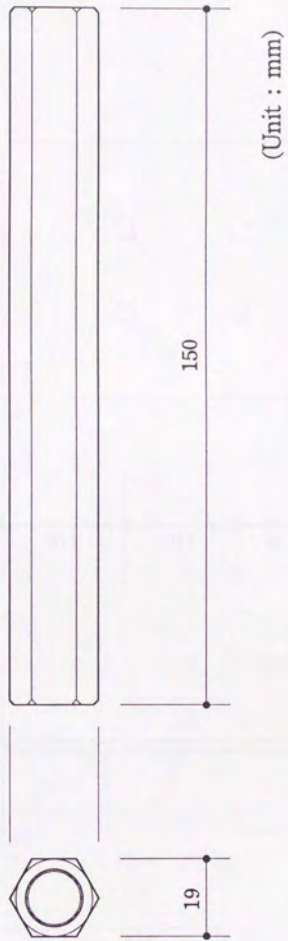
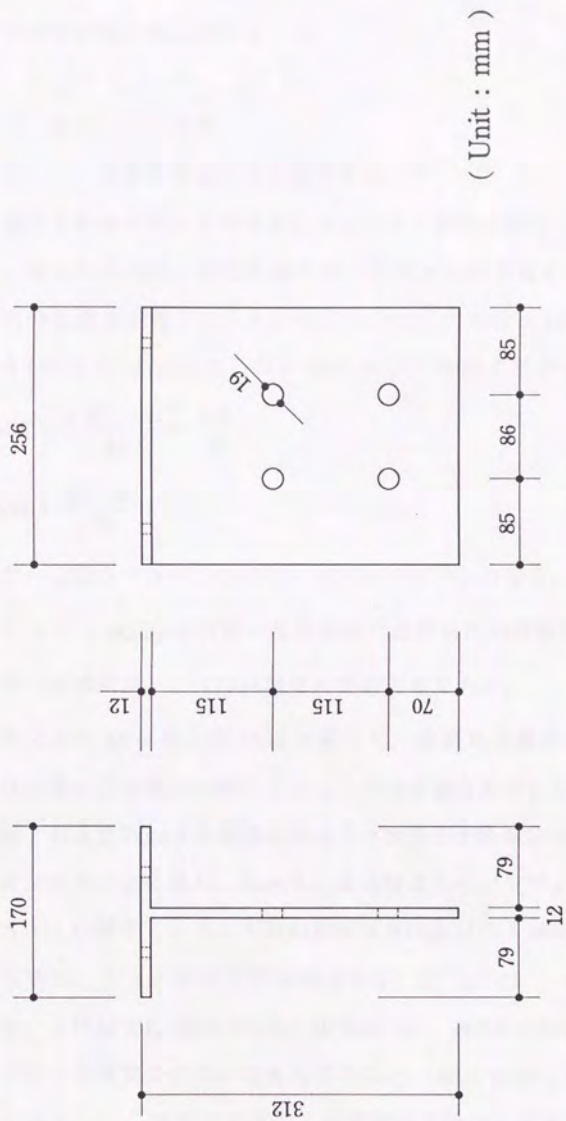


Fig. 5.3. Details of the bolt coupler with the screw thread inside.



(Unit : mm)

Fig. 5.4. A detail of the end-plate for Type III specimens.
 Note : This type of end-plate was fixed at end of the specimen (TypeIII) with four M-16 bolts.

に4点曲げ試験の概況図を示した。

5. 3 結果および考察

5. 3. 1 縦継ぎ集成材梁の曲げ性能

各縦継ぎ試験体の中央部変位による荷重-変位曲線を、Fig. 5.6(a)~(c)に示した。得られた荷重-変位曲線の最大荷重から曲げ強さ (*MOR*) を求め、比例限度内の直線部の傾きから見かけの曲げヤング係数 (*MOE*) を求めた。両者の結果をTable 5.3に示した。なお *MOE* および *MOR* の計算は次式によった。

$$MOE = \frac{a(3L^2 - 4a^2)}{48 I} \frac{\Delta Q}{\Delta y} \quad (5.3.1.1)$$

$$MOR = \frac{Q_{max} a}{2 Z} \quad (5.3.2.2)$$

ここで、*a* はシアスパンの長さ、*L* は曲げスパンの長さ、*I* は集成材の断面2次モーメント、 $\Delta Q/\Delta y$ は荷重-変位曲線の比例限度内直線部分の傾き、 Q_{max} は最大荷重 (破壊荷重)、*Z* は試験体の断面係数である。

求められた *MOE* および *MOR* に関して、構造用大断面集成材の日本農林規格 (農林水産省告示第2054号, JAS) の強度適合基準にしたがって考えてみる。

Type I および Type II の集成材はカラマツラミナを用いているので樹種区分としては針葉樹 A-2 に属し、Type III の集成材はベイマツラミナを用いているので針葉樹 A-1 に属する。それぞれの樹種区分における1級相当構造用集成材の強度適合基準は、A-1 区分では *MOE* が $110 \times 10^3 \text{ kgf/cm}^2$ 、*MOR* が 435 kgf/cm^2 であり、A-2 区分では *MOE* が $100 \times 10^3 \text{ kgf/cm}^2$ 、*MOR* が 405 kgf/cm^2 である。

まず F J 接着接合について考えてみると、*MOE* に関しては Table 5.3 を見れば明らかのように、接着をほどこした縦継ぎ試験体 (試験体 No. 1~5) において、すべて上記基準値をクリアしており、金具による機械的接合のみで縦継ぎされた試験体 (No. 13) ではこの基準を満たしていない。F J 接着縦継ぎ加工された集

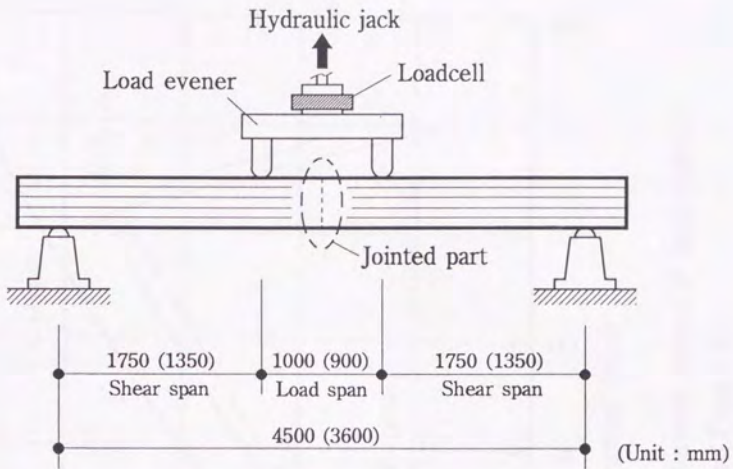


Fig. 5.5. A schematic diagram of bending test.

Note: The number in the parenthesis indicates to the testing length for Type I or Type II specimen.

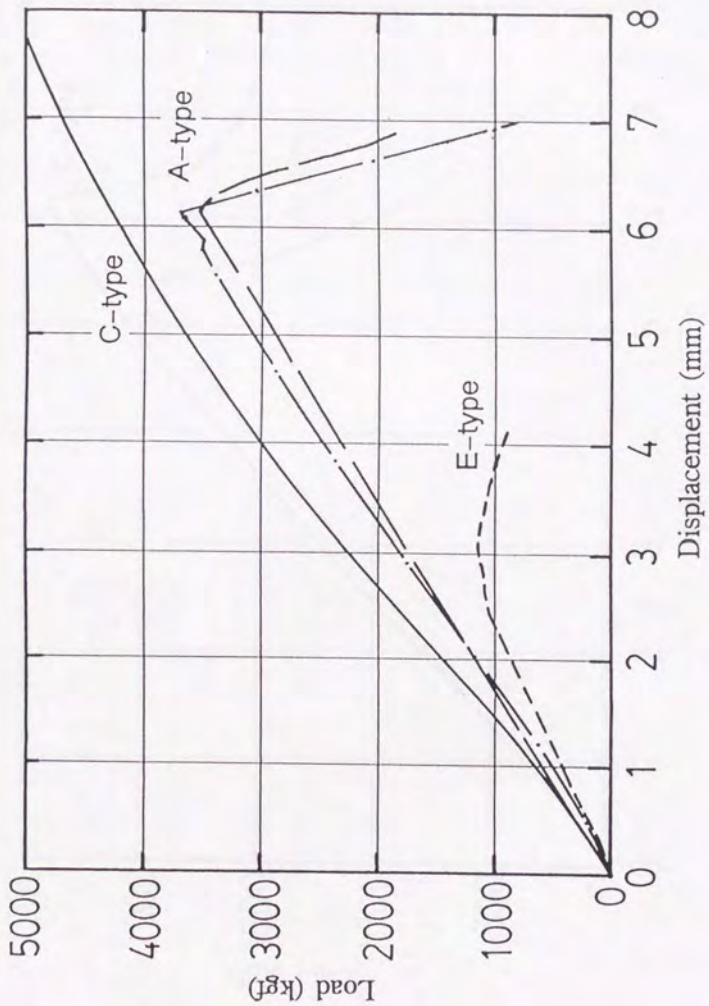


Fig. 5.6.(a) Load-Displacement curves of end-jointed glulam beams (Type I).

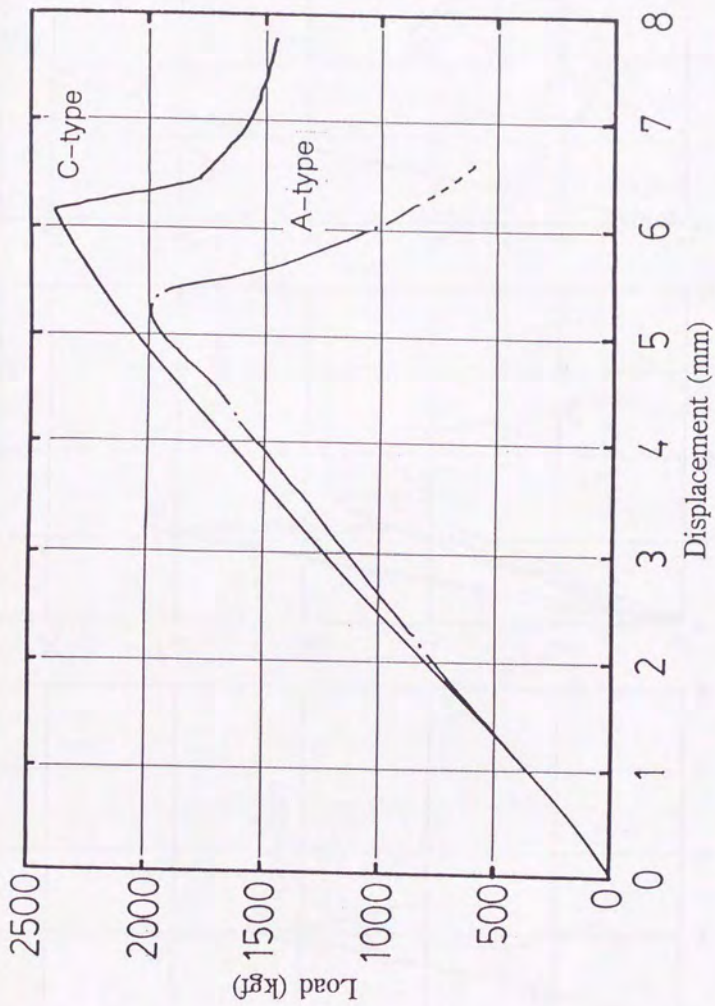


Fig. 5.6.(b) Load-Displacement curves of end-jointed glulam beams (Type II).

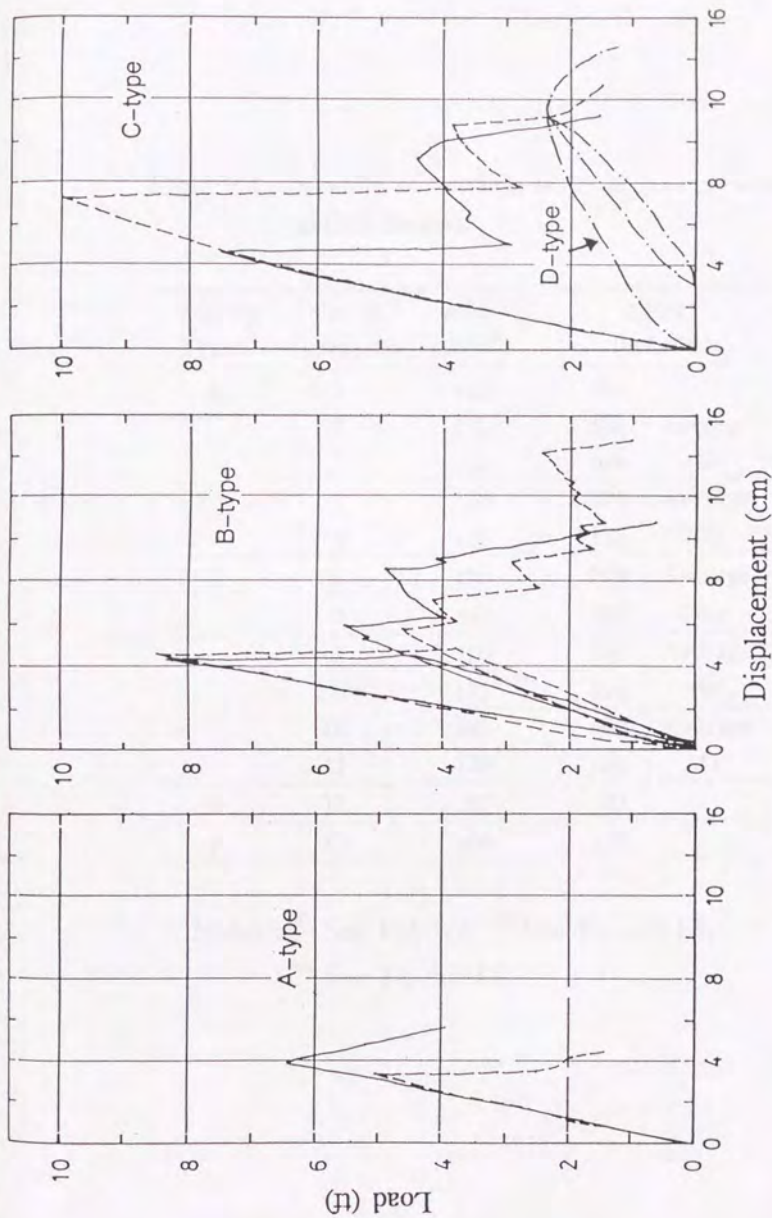


Fig. 5.6.(c) Load-Displacement curves of end-jointed glulam beams (Type III).

Table 5.3. Results of bending tests of end-jointed glulam beams.

Joining Types ^{a)}	Nos of Specimens	MOE ^{b)} (tf/cm ²)	MOR ^{c)} (kgf/cm ²)	
A	1	146	425	
	2	125	439	Average
	3	156	466	443
	4	123	229	Average
	5	135	182	206
B	6	156	298	Average
	7	147	302	300
C	8	159	506	Average
	9	171	624	565
	10	140	267	Average
	11	138	355	311
D	12	87	87	
E	13	104	138	

Notes : ^{a)} See Fig. 5.2, ^{b)} See Eq .5.3.1.1,

^{c)} See Eq. 5.3.1.2.

成材梁では、比例限度内の曲げ変形がほぼ正常な状態にあると考えてよい。参考としてFig. 5.7に、試験体No. 9とNo. 13それぞれにおける載荷荷重500kgf, 1000kgf時の梁全体の変形の様子を比較したものを示す。縦継ぎ用金具を用い、軸ボルトによる張力のみで縦継ぎ接合した梁は正常な曲げ変形を示していないことがわかる。

MORに関しては、試験体No. 1~3で基準値(405kgf/cm², A-2区分)をクリアしているが、試験体No. 4およびNo. 5では基準値(435kgf/cm², A-1区分)を満たしていない。この理由は主にF J加工の方法による相違(Fig. 5.1参照)によるものと考えられる。H-TypeのF J接合はV-TypeのF J接合に比べて、曲げを受けた場合の応力集中がおきやすい形状であることは明らかであるから、構造接着を目的とする場合にはV-TypeのF J形状を採用するのが望ましいといえる。このF Jの形状という点にさえ留意すれば、F J接着接合を集成材の縦継ぎ構造接着に採用することに問題はないといってよい。

次に縦継ぎ集成材に軸ボルトを配置してPSG梁の形式をとることにに関して考えてみると、MOEに関してもMORに関しても、軸ボルトを配置することによって軸ボルトがない場合よりも大きな値を示している。MOEについてはA-1区分対応試験体で約8~18%、A-2区分対応試験体では約16%の増加率であり、MORについてはA-1区分対応試験体で約40~50%、A-2区分対応試験体では約28%の増加率(いずれも平均値をもとに計算した)であった。また、接着を行わずに軸ボルトのみを用いた試験体No. 12のMORに軸ボルトを用いない場合のMOR(試験体No. 4およびNo. 5の平均)を加えると、ほぼ軸ボルトを用いた場合のMOR(試験体No. 6, No. 7, あるいはNo. 10, No. 11の平均)に相当することがわかる。さらに曲げ圧縮側軸ボルトがMORに関してはあまり効果を見せないことは、試験体No. 6, No. 7の結果と試験体No. 10, No. 11の結果を比べることによって明らかである。

軸ボルトを配置することにより梁の曲げ性能が向上することに関しては、第4

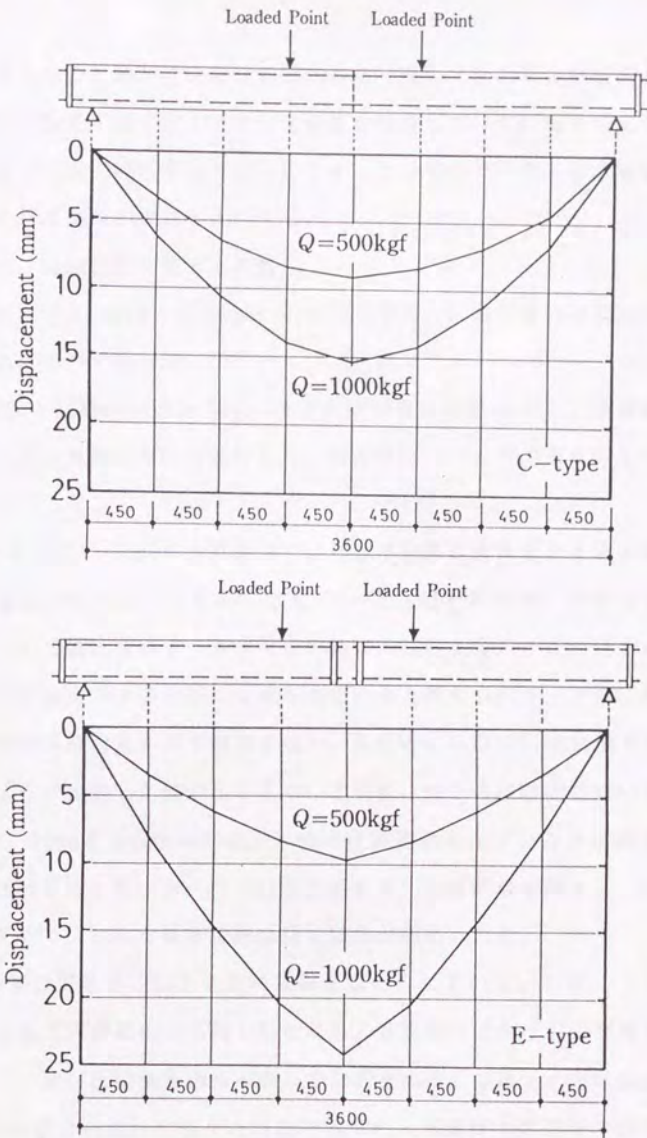


Fig. 5.7. Examples of bending shapes of end-jointed glulam beams of C-type and E-type jointing.

章にて検討したので細かな計算は省略するが、現場接着のF J接着部が何らかの理由（例えば施工不良など）で十分な強度を保持していない場合でも、軸ボルトの存在によって強度補完機能を付与しうるのは明白であり、安全確保という観点から考えれば効果が大きいといえる。

5. 3. 2 破壊状況に関する考察

各接合形式（A-Type～E-Type, Fig. 5.2参照）における曲げ破壊の状態を観察した結果について述べる。

A-Type接合試験体においては、まず曲げ引張側最外縁のF J接着部分が破断し、直後に材軸方向に亀裂が進行した。破断後はほとんど荷重に対して抵抗を示さない。

B-TypeおよびC-Type接合試験体では、曲げ引張側最外縁F J部の破断後、材軸方向に亀裂が生じるところまではA-Typeと同様であるが、その後もある程度の荷重に対して抵抗を示す（最大荷重の約50%程度まで）。これは主に曲げ引張側に配置した軸ボルトの存在によるものと考えられる。さらに加力を続けると一時的に保持荷重がやや増加するが、最終的には曲げ引張側軸ボルトの破断（特にカブラで接続した軸ボルトを用いた場合にはその接続部において破断）が生じる。C-Type接合試験体の場合、曲げ圧縮側軸ボルトのみでは荷重に対してほとんど抵抗を示さないが、曲げ引張側軸ボルトの破断後も梁としての形態は一応保持しており、完全な破断状態を防ぐ効果が認められた。

D-Type接合試験体ではF J部に接着をほどこしていないので、つきあわせただけのF J加工部が最初から開く形となり、最終的には曲げ引張側軸ボルトの破断が生じた。曲げ圧縮側軸ボルトのみでは荷重に対してほとんど抵抗を示さない点はC-Type接合試験体の場合と同様であった。集成材本体部分の破壊は、圧縮側で部分的に木部の圧壊が生じたのを除けば、ほとんど見られなかった。

E-Type接合試験体では、曲げ引張側軸ボルトの端部ナット締め付け部分におけるネジ山の破壊と、接合用金具の端部が曲げ変形を起こしたことによって、中

中央で折れ曲がった形になった。集成材木部の破壊はD-Typeと同様ほとんど見られなかった。

Fig. 5.8(a)~(c)にNo.4 (A-Type), No.7 (B-Type) およびNo.10 (C-Type) 試験体の, F J 付近に貼付したひずみゲージにより測定した曲げひずみの, 破壊直前の断面内分布を示した。いずれも加力直前ひずみを0とした値である。Fig. 5.8に破線で示したのは, 荷重-変位曲線より求めた見かけの曲げヤング係数を用いた時のひずみの計算値である。各試験体とも, 最大荷重時のひずみ量にさほどの違いはなく, 大きく異なるのは最大荷重の大きさだけであった。縦継ぎに用いた集成材単体の曲げヤング係数にはそれほど大きな差はなく, 各Typeの試験体で大きく異なるのは軸ボルトを用いるか用いないか, あるいはその配置方法だけである。つまり, Fig. 5.8(a)~(c)は, 「軸ボルトに生じる引張力が木部に対して圧縮力として作用し, その結果木部の曲げ引張変形を拘束する」という効果が軸ボルトの使用条件によってどのように変わるかをはっきりと示しているといえよう。さらに, 破壊荷重の増加に関しては, 材端抵抗モーメントの効果よりも集成材材軸方向の圧縮力の効果が(特に曲げ引張側において)かなり大きく影響すると考えられる。またこのことは, 第4章の4.2.4において提案されたPSG梁の見かけの曲げ強さの増加傾向を引張側の応力によって推測するモデル(式(4.2.4.1))が, 少なくとも考え方としては妥当であることを証明しているといえる。

5.4 まとめ

本章では, 現場接着に近い形で構造用集成材のF J 接着接合を行った集成材縦継ぎ梁が示す曲げ性能と, この縦継ぎ材に軸ボルトを併用した場合にどのような効果を与えるかについて検討した。

全断面F J による縦継ぎ接合は, F J の形状としてV-Typeを選択することによさえ留意すれば, 集成材の縦継ぎ構造接着に関して問題のない方法であるといえ

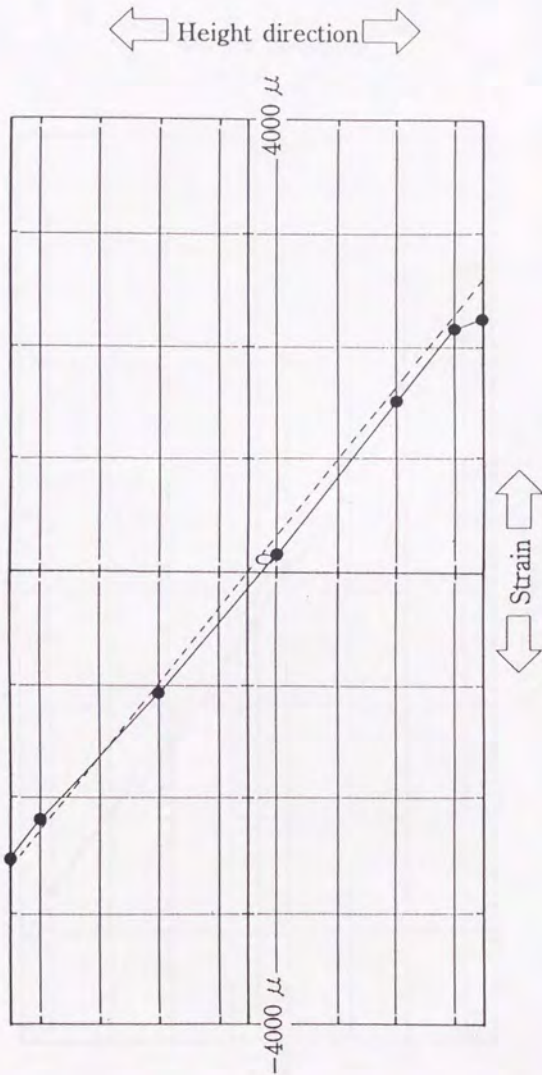


Fig. 5.8(a) Distributions of bending strains at maximum load in the area adjacent to F.J. part (No.4 specimen).

Legend : ●—● : Measured values.

Note : See Table 5.3.

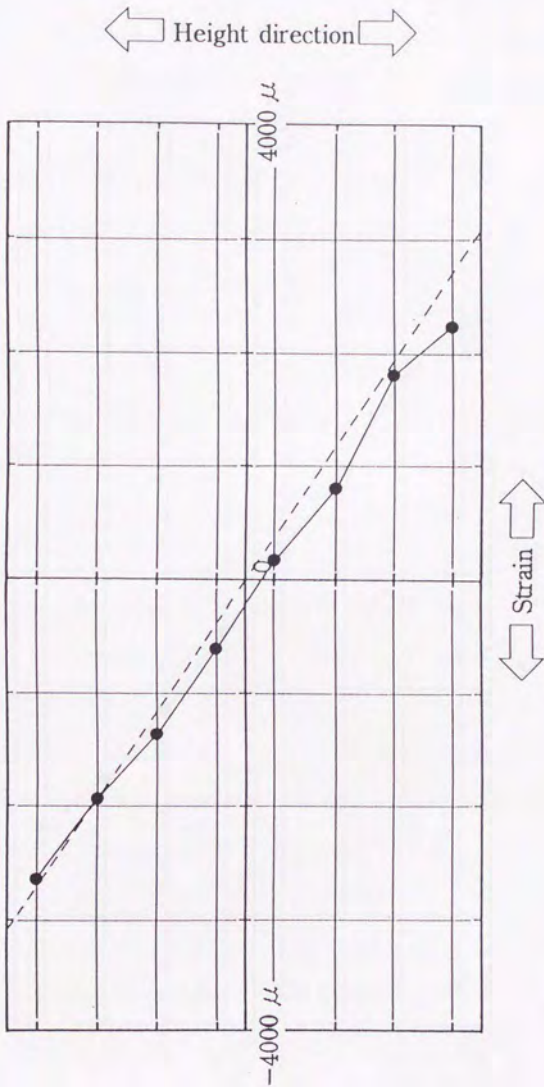


Fig. 5.8(b) Distributions of bending strains at maximum load in the area adjacent to F.J. part (No.7 specimen).

Legend : ● : Measured values.

Note : See Table 5.3.

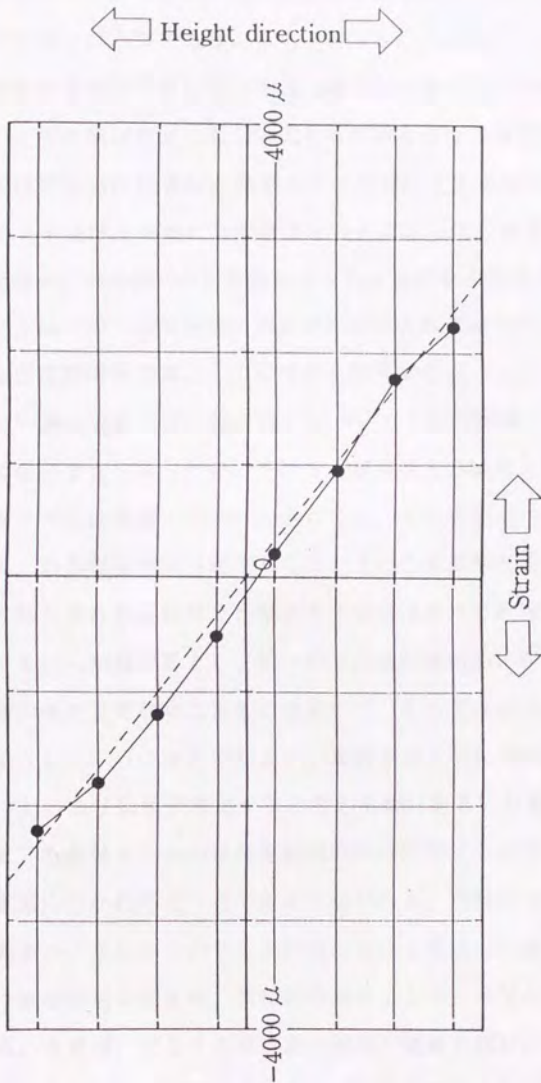


Fig. 5.8(c) Distributions of bending strains at maximum load in the area adjacent to F.J. part (No.10 specimen).

Legend : ● : Measured values.

Note : See Table 5.3.

る。また現場接着において、接着剤塗布後の適度な圧縮圧力を材軸方向に簡易に作用させようという点は、有孔集成材と軸ボルトを併用して用いるという縦継ぎ方法の利点のひとつである。

縦継ぎ材の曲げ性能については、明らかに軸ボルトの効果が認められると言ってよい。特に曲げ強さに対して大きな効果を持つのは曲げ引張側軸ボルトであって、曲げ圧縮側に配置した軸ボルトはそれほど大きな効果は示さない。しかし、軸ボルトを曲げ圧縮側にも配置することによって、集成材木部（またはFJ部）の破壊後の、梁全体の荷重保持能力をある程度維持するという効果が期待できる。このことはこの工法を実際に構造体に組み入れた場合に、最大荷重を受けた後にもある程度構造体要素としての機能を維持するというを示している。

この一連の実験では、接着操作について十分な配慮（圧縮時の温湿度管理等）ができないままであったが、それでも期待以上の結果となった。逆に言えば、かなりルーズな接着施工であったとしても、それを軸ボルト集成材梁とすることによって、ある程度補完可能であるということを示している。

FJ部を含む集成材部分と軸ボルト部分はそれぞれ独立した縦継ぎ要素と考えられ、それらが複合梁として同一部材内部に並列的に存在している。FJ接着部は一種の欠点と見なすこともできるので、その欠点部分を補う効果を軸ボルト部分が果たしていると考えてもよい。長軸ボルトを並列的に配置することによって見かけ上の曲げ強度が増加すると考えるか、あるいは設計上の強度は変えずに、あくまでも長軸ボルトの存在を補完的作用要素（つまり安全設計の根拠）と見るかは意見の分かれるところであると思われる。現状での結論として、FJ接着接合と軸ボルトを組み合わせた本研究における集成材の縦継ぎ接合は、構造部材としての縦継ぎ材の安全性、信頼性を高める上で、かなり効果の高い方法であるといえる。今後は、使用する接着剤の種類や縦接合部分にもうすこし靱性を付与する方法などについて検討が必要となってくるであろう。

最後に、阪神・淡路大震災は記憶に新しいところだが、この被害の中には構造

物の崩壊による圧死という例が多くみられた。本研究は一応、大規模集成材構造を前提としてはいるが、この工法自体を一般の住宅に適用することに何ら問題はなく、むしろ上に挙げたような被害例を今後繰り返さないためには進んで適用していくことが望ましい。また木質構造全般について、最大被害を前提とした究極的なフェイルセーフの思想を導入することが今後の重要な課題であるといえるのではないだろうか。

6. 1 研究の目的と概要

大規模集成材構造に限らず木質構造全般について考えるとき、最も複雑かつ困難な設計・施工を要求されるのは接合部である。

木質構造における構造体の強度および剛性は接合部、特に仕口接合部の性質によって決定されるといっても過言ではなく、部材強度をいくら高めようとも仕口接合部の強度が小さければそれによって構造体の強度は頭打ちとなってしまう。

また、木材、木質材料の破壊は一般に脆性的であるため、構造的な「粘り」、すなわち構造体としての靱性性能を大きく支配、決定するのも接合部の変形状であるといえる。

現在の集成材構造においては機械的接合が大部分を占め、一部に接着併用機械的接合が見られる程度である。多くの場合、鋼製プレートとボルト、ドリフトピンなどによって剛接合を構成するように設計されていることが多い。

このような状況の下、軸ボルト締め集成材の軸ボルト部分を仕口接合にまで拡張して、全体として新しい接合方法として利用することを検討した。縦継ぎ接合に関しては第5章で論じたが、本章では柱脚部および2方向仕口の2種類の接合部に注目し、軸ボルトを利用した仕口接合部を構成した場合の基本的性状、特にモーメントに対する回転変形に着目して実験、考察を行った。また、門型フレームモデルを構成した場合の変形状に関しても実験、考察を行った。

6. 2 柱型接合部の変形挙動

6. 2. 1 試験体および試験方法

柱脚型接合部試験体の概形をFig. 6.1に示す。集成材としてはFig. 3.2(b)に示したType VI有孔集成材を用いた。この集成材に2本の軸ボルト（呼び径 8mm、長さ1000mm、Table 3.2のType 5）を貫通させ、頂部は鋼製プレート、足元は土台用

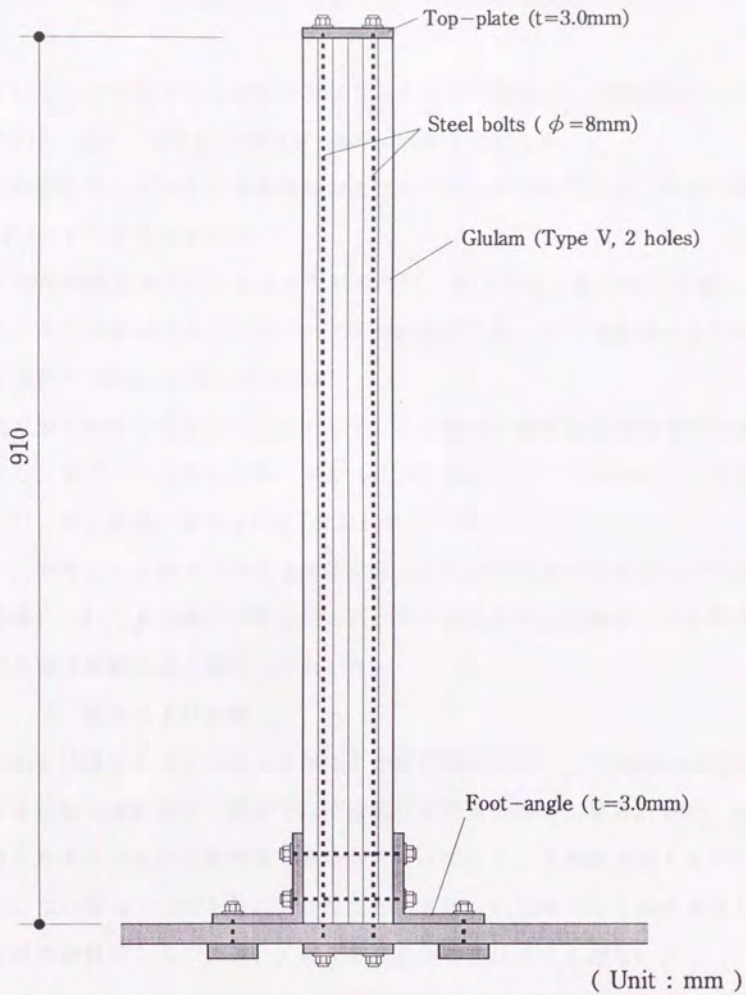


Fig. 6.1. An outline of the column—shape specimen.

Note: All bolts were tightened with nuts and washers.

鋼製フレームを介してナットにて締め付け固定した。さらに足元部分はL型金具と短いボルトを用いて固定した。鋼製プレートとL型金具の形状をFig. 6.2に示した。

軸ボルト1本当当たりの初期与張力はトルク法にて管理し、初期締め付けトルクとして100, 125, 150および200kgf・cmの4水準を設定した。

各試験体に対しては自由振動試験および水平加力試験を行った。試験の概要はFig. 6.3に示すとおりである。

まず柱型試験体頂部に加速度計を貼りつけ、自由振動（頂部微小打撃による）を与えてその振動波形をFFTアナライザに読み込み、固有振動数および対数減衰率を求めた（Fig. 6.3(a)参照）。

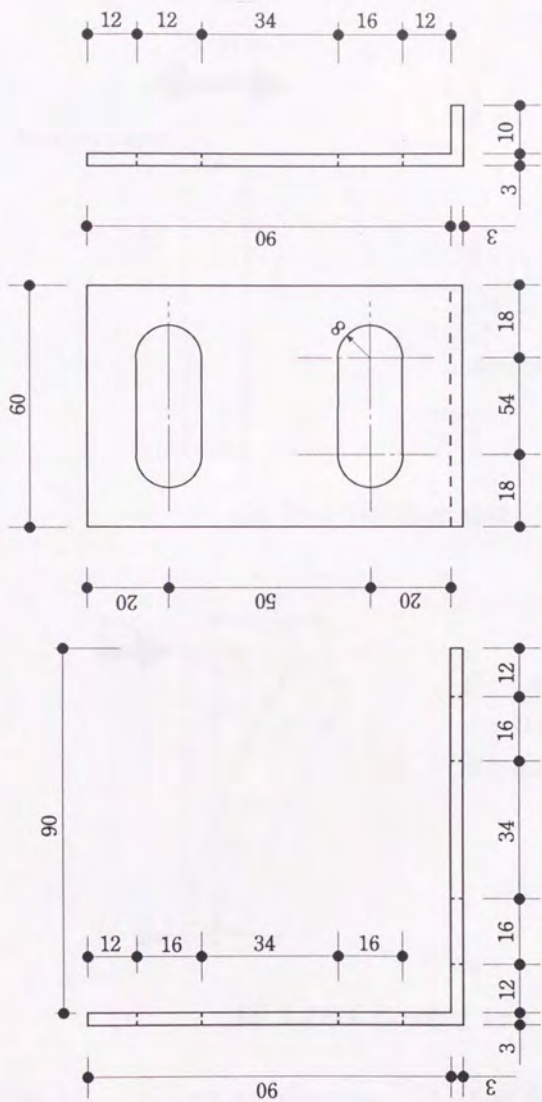
次に柱型試験体頂部を水平に加力して、その際の柱脚部および頂部変位を変位計により、水平力の大きさをロードセルにより測定し、データロガーに接続して計測を行った。試験の概要をFig. 6.3(b)に示した。

なお、参考として軸ボルトを通さずに足元のL型固定金具のみを用いて固定した試験体についても同様の試験を行った。また有孔集成材の曲げヤング係数は事前に3点曲げ試験により測定しておいた。

6. 2. 2 結果および考察

水平加力試験における頂部の見かけ上の変位の様子をFig. 6.4(a)~(e)に示した。全体に加力量が小さい範囲では直線的な変位量の増加が見られるが、加力量が大きくなるにつれ非線形的変位量増加となっている。また軸ボルトを用いる場合と用いない場合では変形量に大きな差があるが、初期軸ボルト締め付け力の違い（初期締め付けトルクの違い）による変形量の差はほとんどない。

Fig. 6.5(a)~(e)に示したのは、柱型試験体の柱脚部の回転角の変化の様子、すなわち、柱脚接合部の半剛接特性である。柱脚部の回転変形は柱部分の転倒変形を表している。ここでも軸ボルトを用いる場合と用いない場合では回転角に大きな差があるが、初期締め付けトルクの違いによる違いはあまりはっきりしない。

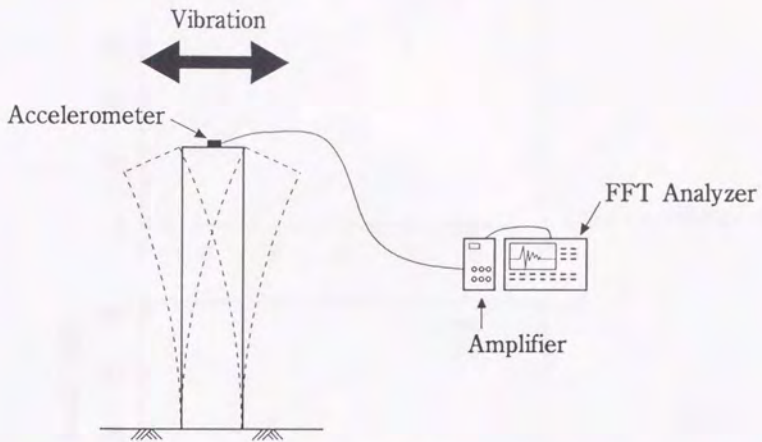


(a) Foot-angle

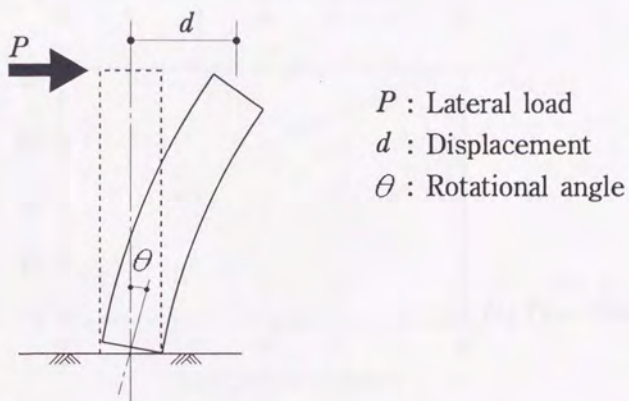
(b) Top-plate

(Unit : mm)

Fig. 6.2. Details of top-plate and foot-angle.



(a) Free vibration test



(b) Lateral Loading test

Fig. 6.3. Schematic diagrams of testing for the column-shape specimen.

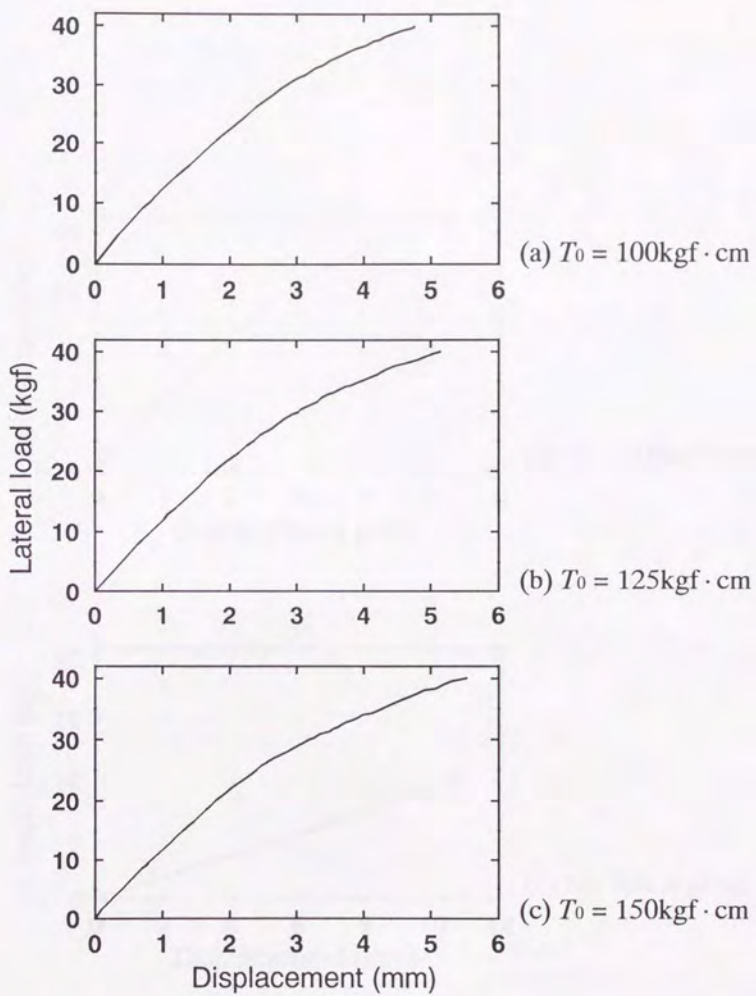
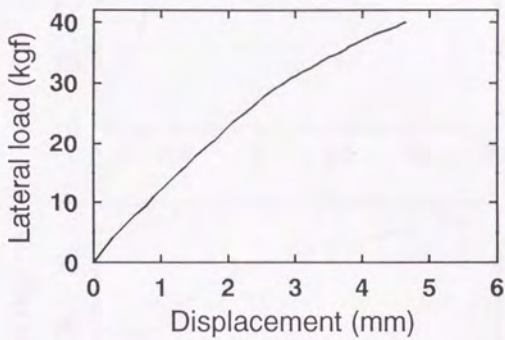
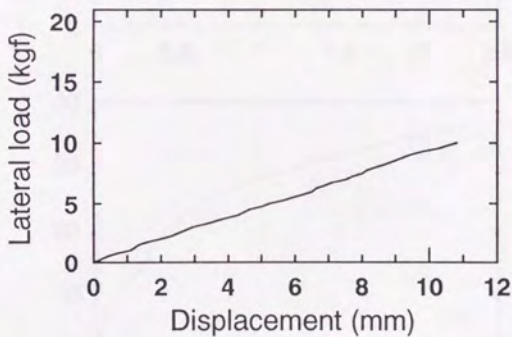


Fig. 6.4(1) Relationships between lateral load and displacement on top of the column-shape specimens.



(d) $T_0 = 200 \text{ kgf} \cdot \text{cm}$



(e) No bolt applied.

Fig. 6.4(2) Relationships between lateral load and displacement on top of the column-shape specimens.

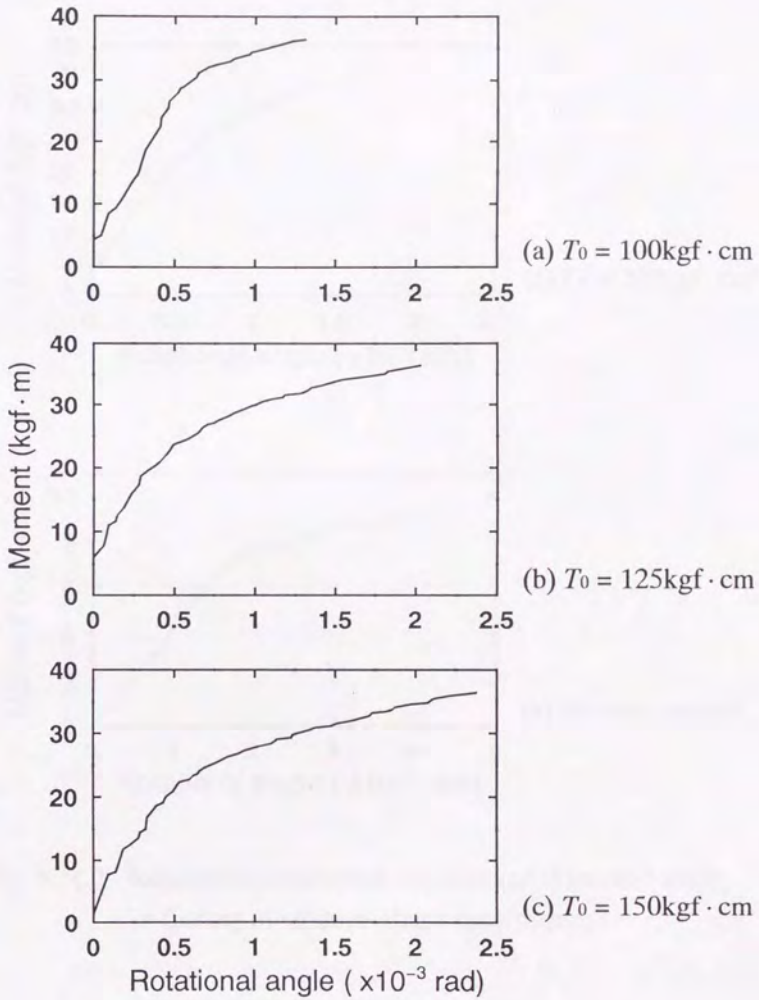


Fig. 6.5(1) Relationships between moment and rotational angle in footing of column-shape specimens.

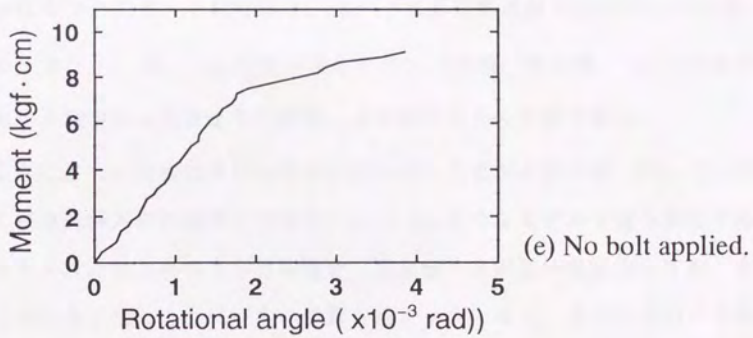
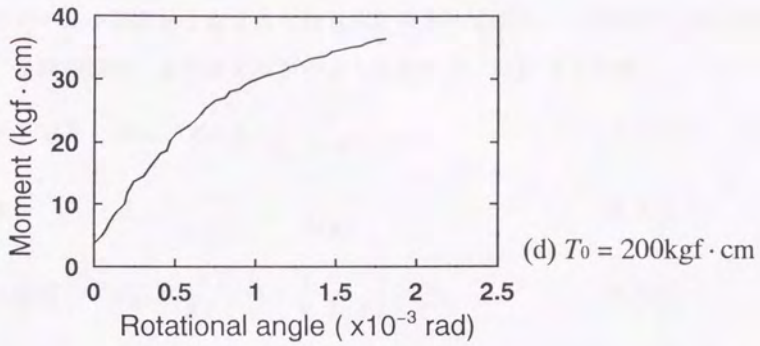


Fig. 6.5(2) Relationships between moment and rotational angle in footing of column–shape specimens.

頂部水平力を受ける柱型試験体の変形性状を説明するには、試験体内部に通した軸ボルトの効果と柱脚固定部分の変形性状を考慮しなければならない。そこで軸ボルトの効果については、第4章の場合と同じく材端抵抗モーメントモデルを用い、このモデルを固定端を有する片持ち梁に適用してみた。この場合、最大モーメント、頂部回転角、最大変位は次のように表せる (Fig. 6.6参照)。

$$\text{最大モーメント} \quad M_{\max} = P l \left(1 - \frac{1}{2} \cdot \frac{1}{1+k} \right) \quad (6.2.1)$$

$$\text{頂部回転角} \quad \theta_{\max} = \frac{P l^2}{2 E I} \left(1 - \frac{1}{1+k} \right) \quad (6.2.2)$$

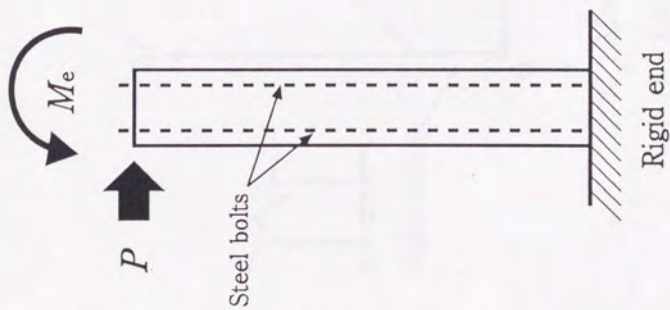
$$\text{頂部最大変位} \quad y_{\max} = \frac{P l^3}{3 E I} \left(1 - \frac{3}{4} \cdot \frac{1}{1+k} \right) \quad (6.2.3)$$

$$k = \frac{E I}{n \alpha}, \quad \alpha = E_s \cdot A_s \cdot e_b^2 \quad (6.2.4)$$

ここで、 P は水平加力量、 l は柱高さ、 E 、 I は有孔集成材の曲げヤング係数、断面2次モーメント、 E_s 、 A_s は軸ボルトのヤング係数、断面積、 e_b は材断面内の中立面から軸ボルト位置までの距離、 n は軸ボルトの本数である。

上述の変形にさらに柱脚接合部の性状を加味することが必要だが、Fig. 6.5を参考にして柱型試験体の柱脚部の性質をFig. 6.7のようなモデルで置き換えてみた。このモデルは、はじめのうちは剛接合（固定端）と同様の性質を示すが、ある程度外力が大きくなると回転バネの性質を示すようになり、さらに外力が増せば回転バネのバネ定数（すなわち回転剛性）が変わるというものである。このバネ定数を実測値から計算したものをTable 6.1に示した。この値を用いて、軸ボルトによる材端モーメントの効果と柱脚部の接合性状のモデルを適用して計算した結果を実測値と比較した結果をFig. 6.8(a)~(d)に示した。割合よい適合性を示しているといえよう。

Fig. 6.7の接合部モデルでは回転剛性が変化するとしたが、これが実際にどん



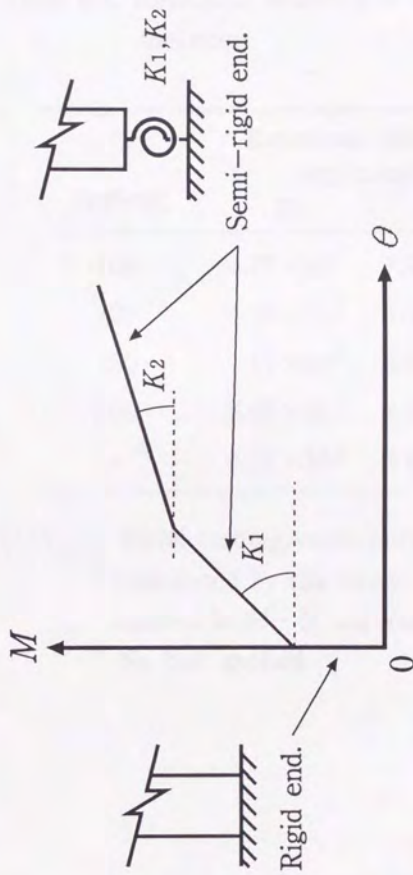
$$M_{\max} = Pl \left[1 - \frac{1}{2} \cdot \frac{1}{1+k} \right]$$

$$\theta_{\max} = \frac{Pl^2}{2EI} \left[1 - \frac{1}{1+k} \right]$$

$$y_{\max} = \frac{Pl^3}{3EI} \left[1 - \frac{3}{4} \cdot \frac{1}{1+k} \right]$$

$$k = \frac{EI}{na}, \quad a = E_s \cdot A_s \cdot e_B^2$$

Fig. 6.6. Effects of end-resistant moment in column—shape specimen.



M : Moment

θ : Rotational angle

Fig. 6.7. Modeling of the rotational deformation of the supported end.

Table 6.1. Rotational stiffness of column—shape specimen.

T_0 ^{a)} (kgf·cm)	Rotational stiffness ^{b)} (kgf·m/rad)	
	K_1	K_2
100	4.77×10^4	7.50×10^3
125	4.30×10^4	6.37×10^3
150	4.17×10^4	6.70×10^3
200	3.56×10^4	8.02×10^3
— ^{c)}	4.22×10^3	8.13×10^2

- Notes :
- a) Initial torqing value per bolt,
 - b) Calculated by the linear regression method applied to $M-\theta$ curves (see Fig. 6.7.),
 - c) No bolt applied.

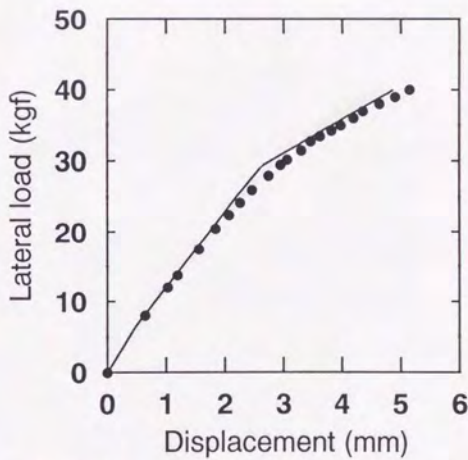
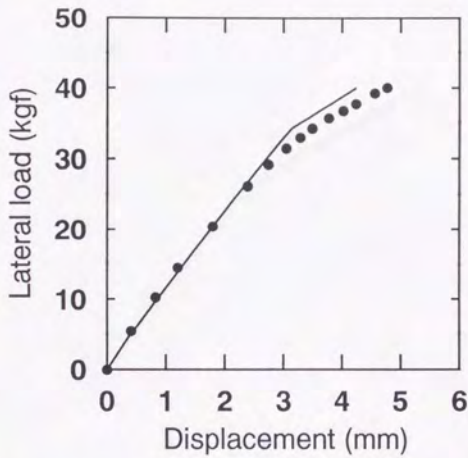
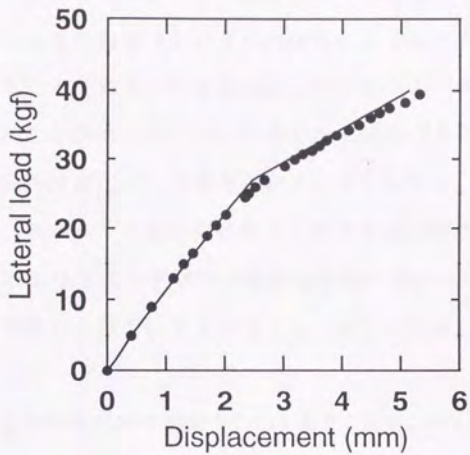
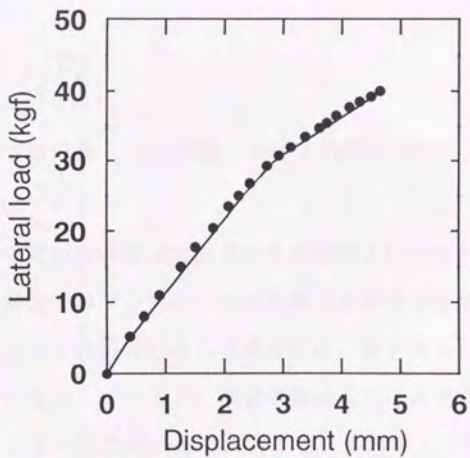


Fig. 6.8(1) Lateral deformation curves of column-shape specimens.

Legend : — : Calculated values, ● : Measured values.



(c) $T_0 = 150 \text{ kgf} \cdot \text{cm}$



(d) $T_0 = 200 \text{ kgf} \cdot \text{cm}$

Fig. 6.8(2) Lateral deformation curves of column-shape specimens.

Legend : — : Calculated values, ● : Measured values.

な現象を反映しているかについては残念ながらはっきりしない。可能性としては曲げ圧縮側軸ボルトの張力緩和が考えられるが、今回の実験の範囲でこの現象が生じているとは考えにくい。別の理由として考えられるのは、L型金具を使用していることにより柱脚接合部に2つの回転バネ（金具と軸ボルトによる）が並列的に存在することである。L型金具による回転バネは軸ボルトによる回転バネに比べて回転剛性が非常に小さい。その2つの回転バネの複合的効果が全体として2段階の回転剛性変化として観察されたと考えられる。回転剛性の値にはバラツキが大きく、軸ボルトの初期締め付け力による違いは明確にはならなかった。

本実験のような工法を単独で柱脚接合部に用いるのは強度的に不十分であり、やはり従来用いられているような「しっかりとした」固定方法を採用すべきである。

次に、自由振動試験の結果をTable 6.2に示す。Table 6.2で固有振動数の計算値として示したのは、片持ち梁（固定端）の曲げ振動として次式により計算した値である。

$$f = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{k g}{3 m}} \quad (6.2.5)$$

ここで、 k は荷重-変形曲線における初期の傾き、 m は柱試験体の重量、 g は重力加速度である。

固有振動数の計算値と実測値には比較的よい一致が見られるが、柱脚接合部は完全な剛接合ではないため、その影響で実測値の方が多少小さくなっている。軸ボルトによって締め付けられた場合には、軸ボルトのない場合に比べて固有振動数が大きく増加しているが、減衰定数はそれほど大きく変化しない。軸ボルトを施すことにより固定部の振動に対する「かたさ」が増加していると考えられる。また初期締め付け力による固有振動数、減衰定数の変化はほとんどないと考えられる。

Table 6.2. Results of free vibration tests for the column - shape specimen.

T_0 ^{a)} (kgf.cm)	Natural frequency (Hz)		Damping constant ($\times 10^{-2}$)
	Mes. ^{b)}	Calc. ^{c)}	
100	53	59	7.566
125	49	58	9.255
150	49	57	8.259
200	50	58	7.269
- ^{d)}	17	19	8.854

Notes: ^{a)} Initial torquing value per bolt, ^{b)} Measured values,

^{c)} Calculated values with K_s , the gradient values of $P-d$ curves in lateral loading tests, and with Eq. 6.2.5,

^{d)} No bolt applied.

6. 3 コーナー型接合部の変形挙動

6. 3. 1 試験体および試験方法

コーナー型接合部試験体の試験方法の概要をFig. 6.9に示した。有孔集成材と軸ボルトの組み合わせによって構成されたコーナー部分の縦材部分に水平加力を与えることにより接合箇所にもーメントを与えるものとした。

コーナー型試験体の構成方法のタイプをFig. 6.10に示す。いずれも2本の有孔集成材 (TypeIVおよびTypeV, Fig. 3.2(b)参照) の材端部を45度の角度で切断して、2材が90度の角度をなすように突き合わせた形であり、その突き合わせ方として3通りの試験体を用意した。

まずTypeA (Adhesive) 試験体は、切断部分にレゾルシノール樹脂接着剤を塗布して2材を突き合わせ、軸ボルトを通して締め付け圧縮して24時間常温で保持した後に軸ボルトを取り去り、7日間の養生期間をおいたものである。接着圧縮圧力は軸ボルトの締め付けトルクによって約12kgf/cm²となるように調整した。

TypeM (Mechanical) 試験体は、縦材に4本、横材に2本の軸ボルトを通してそれぞれ締め付けることにより90度のコーナーを構成するようにした試験体である。軸ボルトの締め付けトルクは、横材の軸ボルトでは1本当たり120kgf・cm、縦材の軸ボルトでは1本当たり60kgf・cmとし、縦横各材に作用する軸力が等しくなるように調整した。なお、端部およびコーナー部のナット締め付け固定部分にはそれぞれ鋼製プレートとL型プレート (Fig. 6.2で示した固定用プレートと同じもの) を使用した。

TypeMA (Mechanical and Adhesive) 試験体は、上記TypeA試験体とTypeM試験体の複合型であり、接着方法、軸ボルト締め付け条件とも同じである。

これらの試験体 (TypeAおよびTypeM試験体各4体、TypeMA試験体3体) をFig. 6.9のように設置して水平加力 (加力量は油圧ジャッキ先端に固定したロードセルによって測定、押し引き繰り返し) を行い、接合中心の回転変形を変位計にて測定した。接合中心の回転角としてはFig. 6.11に示したように横材と縦材の

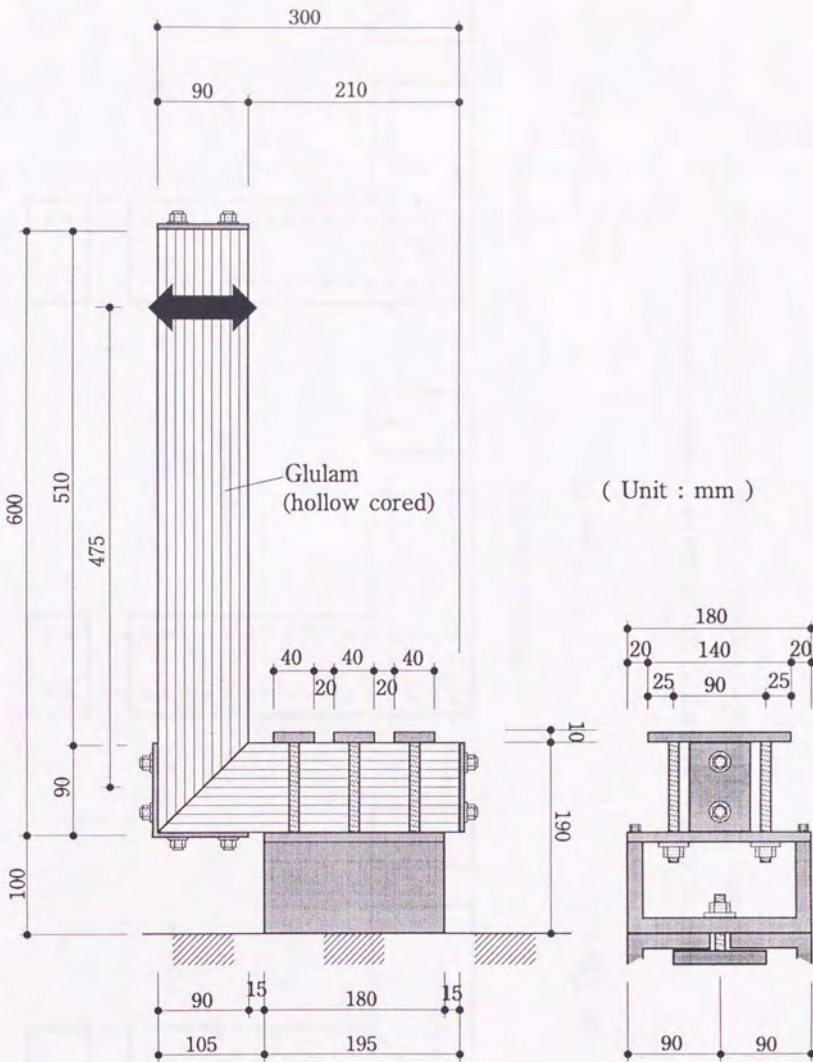
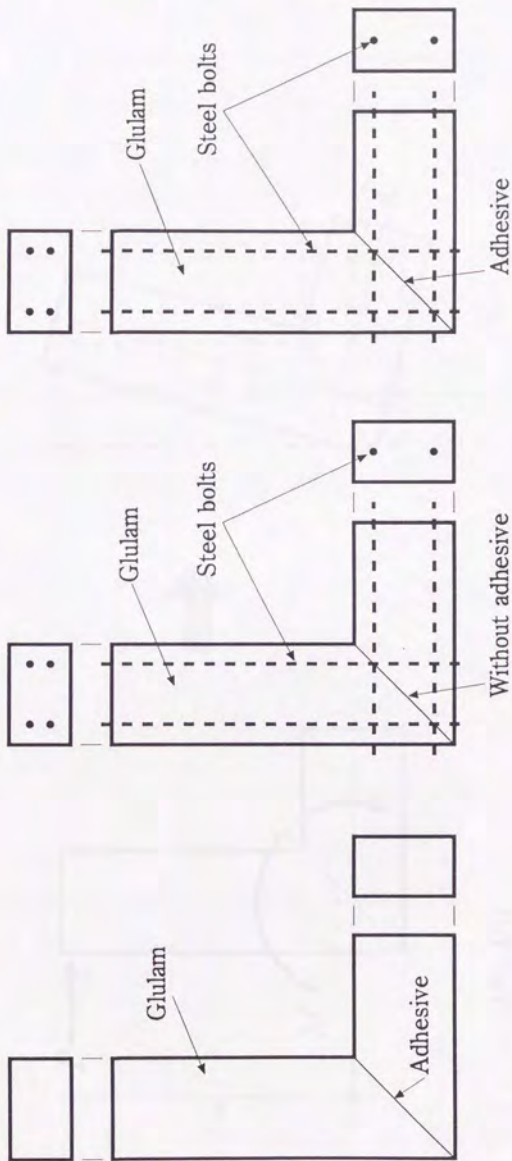


Fig. 6.9. A schematic diagram of the lateral loading test for corner-shape specimens.



(a) Type A.

(b) Type M.

(c) Type MA.

Fig. 6.10. Jointing types of corner-shaped specimens.

Note: Phenol-resolcinol resin was used for adhesion.

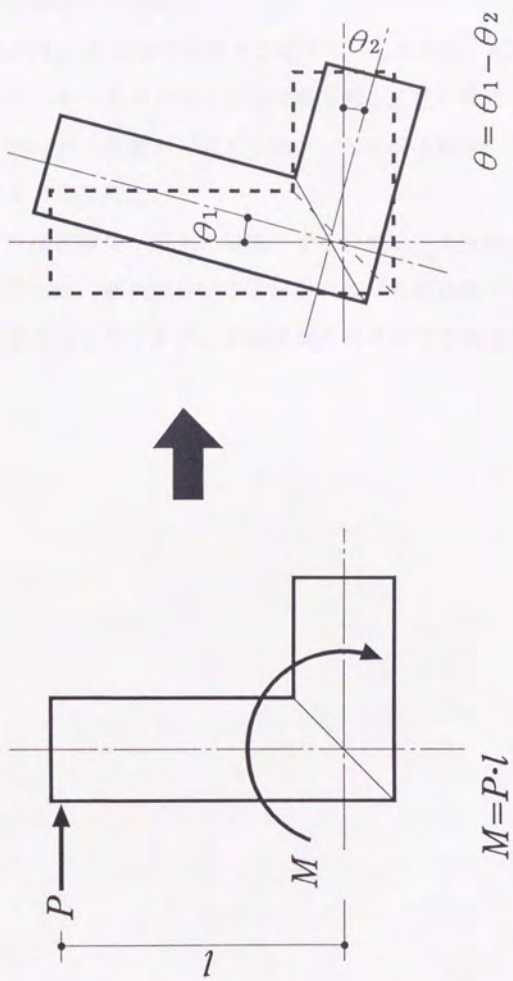


Fig. 6.11. Measuring of the rotational deformations of corner—shape specimen.

なす角度とし、この角度は接合中心の垂直・水平変位と、接合中心から遠くない距離で縦横の各材中心線上に設定した点の垂直・水平変位を測定することにより、縦横方向2つのベクトル（変形しないと仮定）がそれぞれもとの位置から回転した角度を算定して求めた。

符号はFig. 6.11で時計回りに変形する方向を正、反時計回りに変形する方向を負とした。モーメントの正負も同様である。言い換えればモーメント、回転角ともに、コーナー角度が90度より小さくなる場合が正、90度より大きくなる場合が負であると規定した。

水平力は試験体が完全に破壊、すなわちコーナー部の分離が生じるまで与えるものとしたが、結果からいうとMおよびMA試験体ではコーナー部の完全分離を生じさせることができず、試験装置の限界までで加力を中止した。

6. 3. 2 結果および考察

Fig. 6.12(1)~(3)に、それぞれType A, Type MおよびType M A 試験体におけるモーメント-回転角の関係を示した。

Type A 試験体の場合、図中に×印で表したのはそこでコーナー部分の分離が生じたことを示しており、全体として非常に脆性的な破断を示している。しかし破断までの変形は割合直線的である。また正のモーメントを受ける場合（コーナー角度がせばまるような場合）の方が負のモーメントを受ける場合（コーナー角度が大きくなるような場合）よりも大きなモーメントで破壊している。接合の突き合わせ部分の変形を考えると、接合面の回転中心はモーメントが正の場合はコーナー部内側（集成材角度135度の部分）、モーメントが負の場合はコーナー部外側（集成材角度45度の部分）であり、それぞれその回転中心付近に応力集中が生じると考えれば当然の結果である。実際、破壊状況を見ると、正のモーメントの場合にはコーナー部内側に圧壊が生じ、負のモーメントの場合には接着面の凝集破壊あるいはコーナー部外側横材先端の折れが生じていた。

Type MおよびType M A 試験体では前述したように完全なコーナー部分の分離を生じさせるまでの加力はできなかった。Fig. 6.12(2)(3)で曲線が途切れているのは最大モーメントを表しているわけではなく、測定が中断したことを示している。しかし、Type A 試験体に比べると非常に大きな（5~10倍程度の）抵抗性能を示していることは明らかである。図中曲線部分の途中には集成材木部の破壊を示す部分が現れており、その後も十分に抵抗性能を示している。加力中断後、試験体の破壊状況を見ると、正のモーメントを受ける場合にはコーナー部内側に圧壊が観察され、負のモーメントを受ける場合には集成材先端部分の折れが生じていた。またコーナー部のL型金具に変形が生じていた。

各試験体の変形初期の回転剛性（ K 、モーメント-回転角曲線の傾き）を計算した結果をTable 6.3およびFig. 6.13に示す。 K の値は試験体ごとのバラツキが大きいが、試験体のタイプによって大きく変わるとはいえない。しかし、モーメン

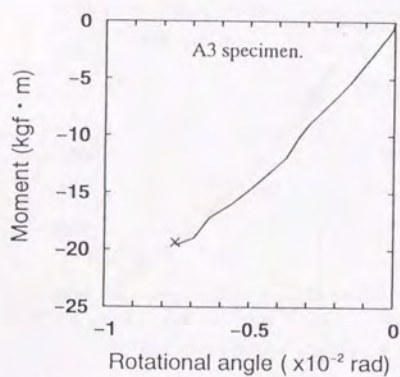
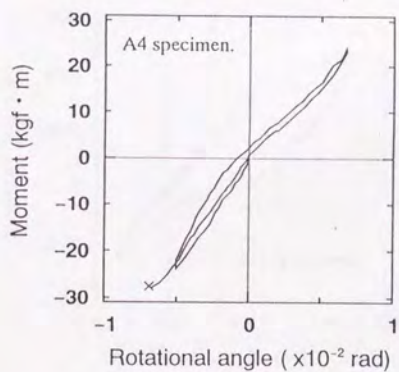
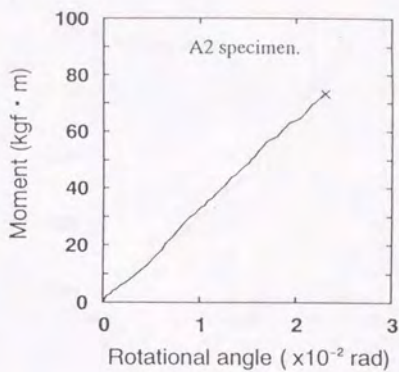
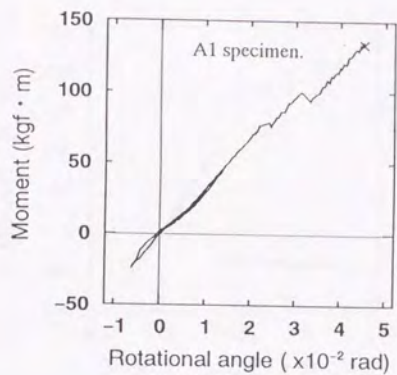


Fig. 6.12(1) Relationships between rotational angles and moments on lateral loading tests for corner-shape specimens (Type A).

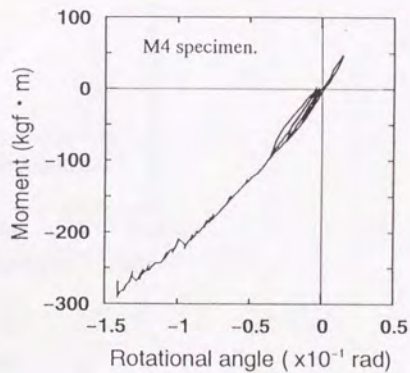
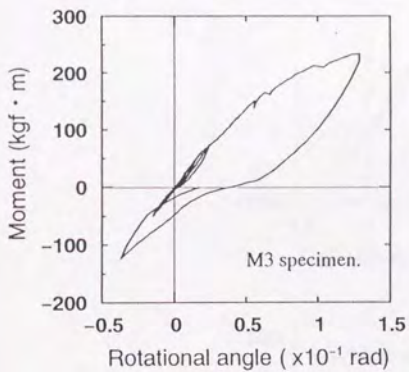
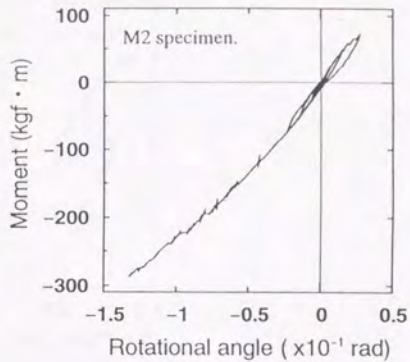
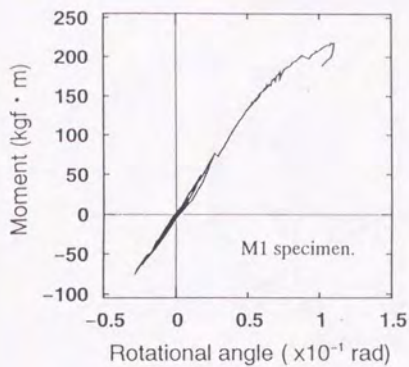


Fig. 6.12(2) Relationships between rotational angles and moments on lateral loading tests for corner-shape specimens (Type M).

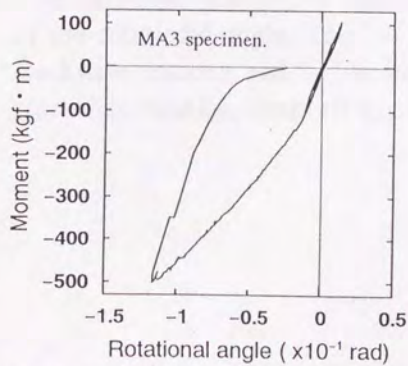
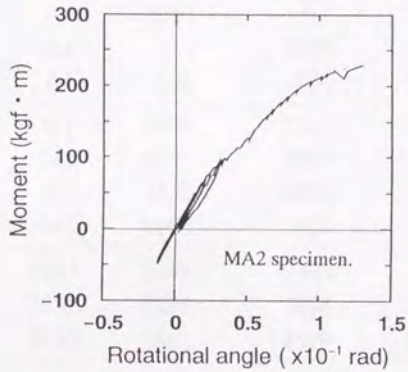
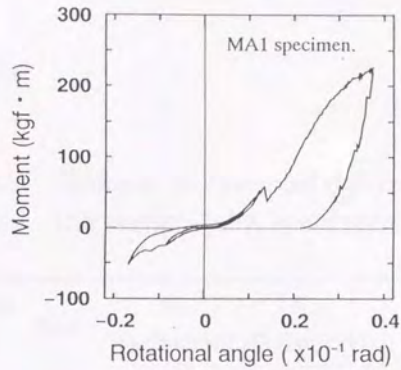


Fig. 6.12(3) Relationships between rotational angles and moments on lateral loading tests for corner-shape specimens (Type MA).

Table 6.3. Stiffness of rotational deformation (K_s) of the corner-joint specimens.

Jointing Types	Nos	K_+ (kgf-m/rad)	K_- (kgf-m/rad)	Average
A	A1	2952	3863	3379
	A2	3060	-	
	A3	-	2630	
	A4	3064	4706	
M	M1	2828	3192	3292
	M2	3593	3889	
	M3	3189	3021	
	M4	3261	3362	
MA	MA1	3268	2765	3592
	MA2	3238	3938	
	MA3	3861	4479	

Note : The subscript of K (+,-) means the direction of the rotational angle. The "+" is for the clockwise rotation and "-" is for the counter clockwise rotation, respectively in Fig. 6.9.

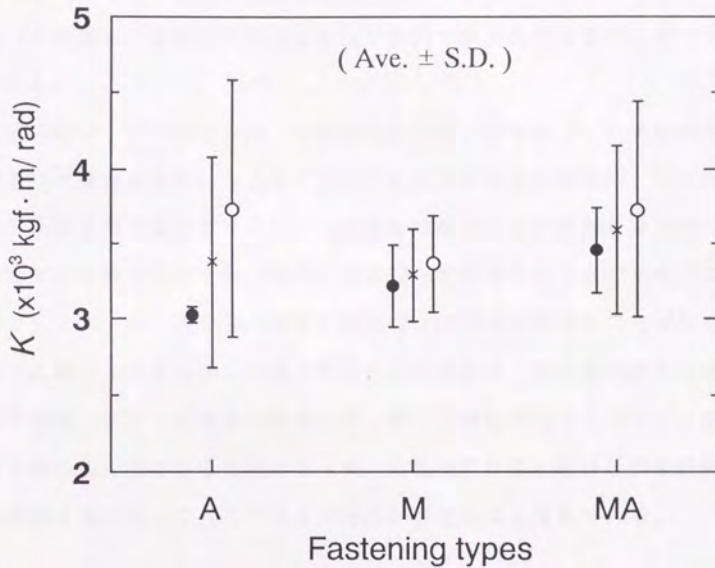


Fig. 6.13. Stiffness of rotational deformation (K) in each fastening type of corner-joint.

Legend : ● :An average value of K s in clock-wise rotation,
 ○ :An average value of K s in counter clock-wise rotation,
 × :An average value of K s.

トの正負による傾きの違いはType A 試験体では大きいものの、Type M およびType MA 試験体ではその差が小さくなっている。このことは軸ボルトを配置することによって部分的な応力集中を軽減させる効果があることを示すのではないかと考えられる。また、コーナー部分に使用したL型金具の存在によって、モーメントを受けた場合の接合部位の拘束条件が改善され、接合部の変形が金具の変形に置き換えられることによって靱性性能を付与できるとともに、外力によるモーメントを軸ボルトの張力に変換して集成材全体で負担できるような構造になっていると推測される。

実際の集成材コーナー接合では、本実験のようにレゾルシノール樹脂接着剤を用いて突きつけ接着するという方法をとることはまず考えられない。例えばイソシアネート系接着剤や発泡ポリウレタン系接着剤など、比較的接着強度が大きくかつある程度の空隙充填性を兼ね備えた接着剤が使用されるべきである。ただしその場合でも、コーナー接合部の強度を接着接合にのみ期待するのではなく、本実験のように軸ボルトを併用して施工することが信頼性・安全性の面から望まれるところである。また、従来型の接合方法（例えば鋼板挿入ドリフトピン接合など）と本工法を組み合わせることによって、終局破断状態における靱性的性能をコーナー型接合部に対して付与できる可能性が示されたと考えられる。

6. 4 門型フレーム構造の変形挙動

6. 4. 1 試験体および試験方法

門型フレーム試験体の概要をFig. 6.14に示した。

柱脚部分の固定方法は6. 2柱型試験体と同様であり、コーナー部分の接合方法は6. 3コーナー型接合部のTypeM試験体と同様である。

軸ボルトは横架材部分には4本（締め付けトルクは1本当たり60kgf・cm）、柱材部分には各2本（締め付けトルクは1本当たり120 kgf・cm）とした。有孔集成材は横架材としてはTypeIV、柱材としてはTypeVの集成材（Fig. 3.2(b)参照）を用いた。

このような試験体に対してFig. 6.15に示すような各試験を行った。

まず自由振動試験では、横架材中央上部に加速度計を貼り付け、試験体全体がせん断変形するような方向に微小打撃による振動を与え、その振動波形をFFTアナライザに取り込んで解析し固有振動数および減衰定数を求めた（Fig. 6.15(a)参照）。

次にこの試験体に横方向からの加力を行い、門型フレームを壁体要素とみなした場合の水平せん断性能を調べた（水平加力試験，Fig. 6.15(b)参照）。

加力方法は、変位量の測定方法は6. 2と同様である。変位の測定個所は柱脚固定部分と頂部最大変位箇所などである。柱脚部回転角の計算も6. 2に準じた。ただし、加力は5段階、片側方向の負荷－除荷繰り返しとした。

さらに同じ試験体に対して横架材中央上部からの加力（負荷－除荷を1回）を行ってその場合の変形性状を調べた（鉛直加力試験，Fig. 6.15(c)参照）。

試験体形状が対称であるので、変位の測定は横架材の荷重直下および荷重点より228mm離れた部分の垂直方向変位、片側コーナー部分の接合中心部の水平・垂直変位、片側柱材の土台固定部分から305mm、610mmの高さにある位置の水平変位、さらに片側柱脚部分の回転変形を測定するための水平・垂直変位とした。

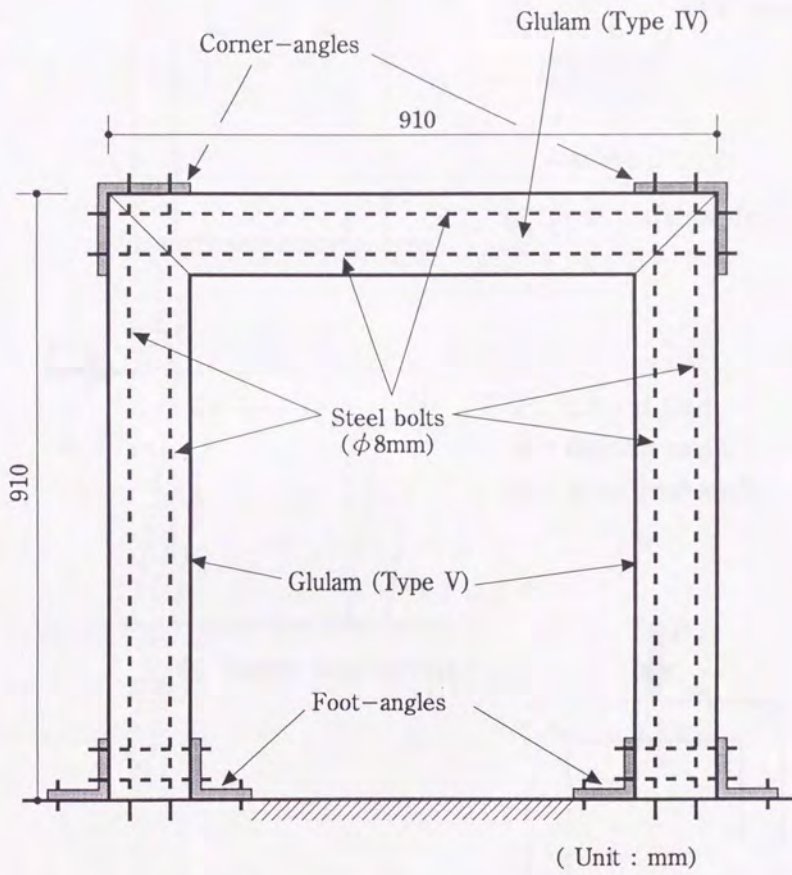


Fig. 6.14. An outline of frame-shape specimen.
 Note: No adhesion in corner jointing.

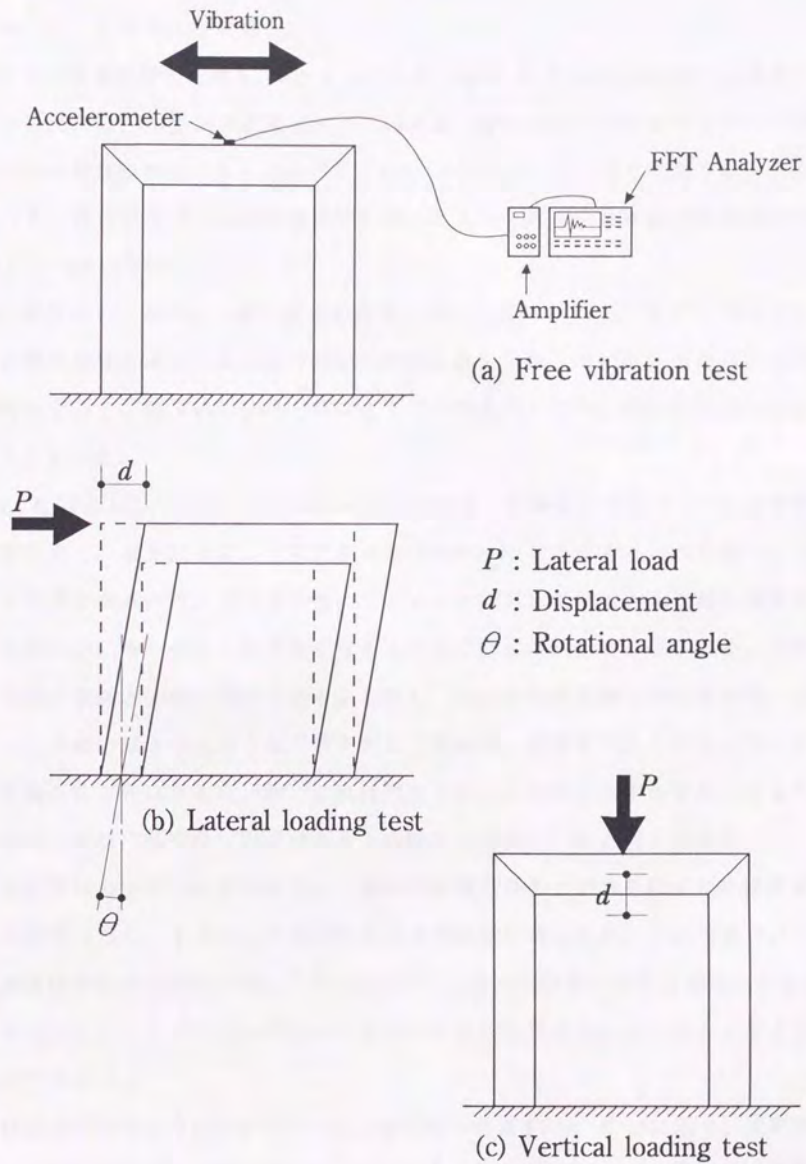


Fig. 6.15. Schematic diagrams of testing for frame-shape specimen.

6. 4. 2 結果および考察

まず自由振動試験の結果をTable 6.4に示す。Table 6.4で固有振動数の計算値として示したのは、水平加力試験（後述）の荷重-変形曲線の1回目の加力サイクルにおける初期の傾き（ K ）を用いて、Fig. 6.16に示したように門型フレーム全体をバネ-質点系モデルに置き換えて計算したものである。計算値と実測値は非常によく一致している。

次に水平加力（水平せん断）試験の結果について述べる。Fig. 6.17に門型フレームを壁体要素とみなした場合の見かけのせん断変形角と単位壁長当たりの水平力の関係を示す。繰り返し負荷-除荷を5サイクル行ったが、残留変形はさほど大きくなかった。

Fig. 6.18に示したのは、両柱脚部の回転変形から計算した門型フレーム全体の回転変形角と、水平加力によって門型の足元部分に生じると考えられるモーメントとの関係である。足元部分は小さいモーメントに対してはほとんど回転変形を起こさないが、モーメントが大きくなるとそれに応じた回転変形を生じる。この点は柱型試験体と同様の現象である。しかし、加力の最終段階では回転変形-モーメント曲線の傾きが大きくなる傾向が見て取れる。破壊まで加力を行っていないので確かなことは言えないが、これは門型フレーム全体が大変形を起こすような場合には柱材内部の曲げ引張軸ボルトの効果が現れていると考えられる。

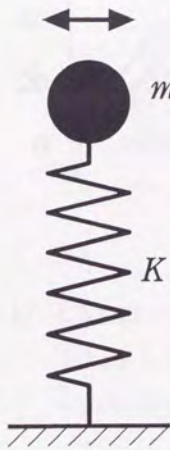
通常の壁体の水平せん断試験では、壁体の底部の浮き上がりを防ぐために横架材上に載荷したり、タイロッドを用いるなどの対策を講じるが、この門型フレーム試験体は構造体自身の内部に“タイロッド”を含んだ状態であると考えられる。したがってこのことが、足元部分の引き抜け防止の効果を生んでいるとも考えることができよう。

最終加力サイクル時の水平加力-せん断変形角曲線をFig. 6.19に示す。変形角 $1/300\text{rad}$ 時の水平せん断力は 80.5kgf/m であり、ちなみにこの値を壁倍率に換算して見ると約0.5であった。この門型フレーム単独で耐力壁としてのせん断耐力

Table 6.4. Results of free vibration tests for the column—
shape specimen.

Natural frequency (Hz)		Damping constant ($\times 10^{-2}$)
Mes. ^{a)}	Calc. ^{b)}	
36	34	5.326

Notes: ^{a)} Measured values, ^{b)} A calculated value with K , the
gradient value of $P-d$ curves in lateral loading test.



$$f = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{Kg}{m}}$$

where, m : Mass of particle
 K : Spring constant
 f : Natural frequency
 g : Acceleration of gravity

Fig. 6.16 The vibration model of the
mass—spring system for the
frame—shape specimen.

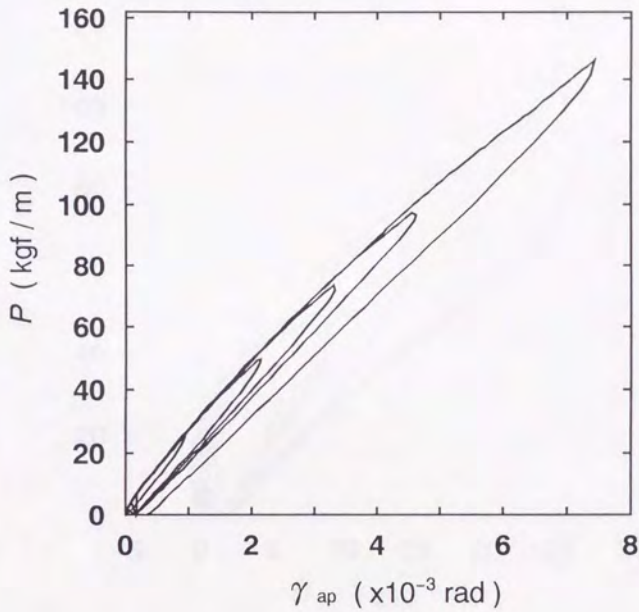


Fig. 6.17. Changes of apparent shear deformations (γ_{ap}) with unit lateral loads (P) applied to the frame-shape specimen.

Note : Cyclically loaded.

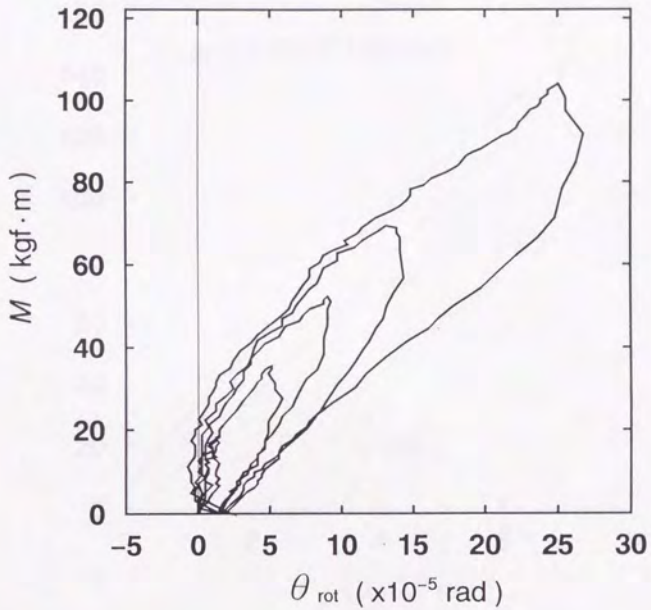


Fig. 6.18. Changes of rotational deformations (θ_{rot}) with the moments acting to the footing (M) of the frame-shape specimen.

Note : Cyclically loaded.

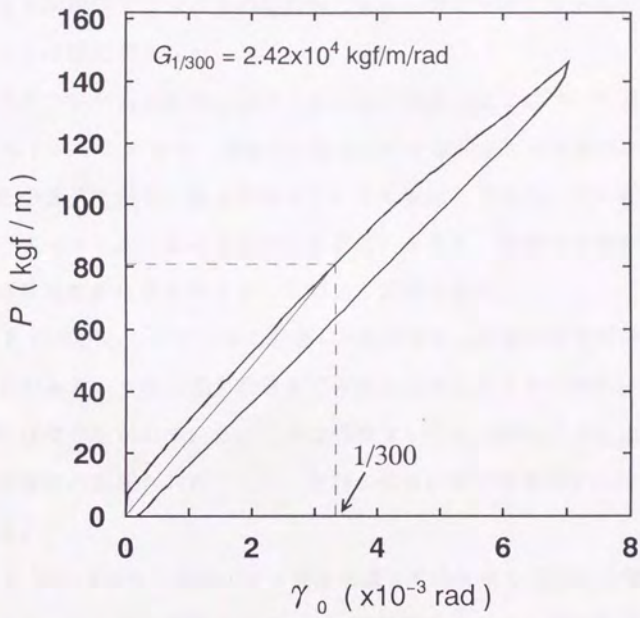


Fig. 6.19. Changes of real shear deformations (γ_0) with unit lateral loads (P) applied to the frame-shape specimen.

Note : Results of the last stage of cyclic loading.

が十分にあるとはいえない。しかしながら、この構造に面材を加えるなどの対応を行ったとすれば、先に述べたタイロッド的效果を兼ね備えた性能のよい耐力壁が構成できると考えられる。またFig. 6.20に最終サイクルの回転変形の変化を示したが、この場合の回転剛性値を柱型試験体の場合と比べると、門型フレーム試験体の方が1桁ほど大きくなっている。これが横架材の存在や柱材が2本あることによる複合的效果によるものなのか、もっと別な理由によるものなのかは今回の実験からは特定できなかった。

次に門型フレーム試験体に対する鉛直加力試験の結果について述べる。

Fig. 6.21に示したのは、横架材に設置した変位計によって測定された垂直変位量の変化の様子である。最大荷重までの変化を示してある。この変形は支点部分に弾性バネ（コーナー部の垂直変位に対応）を考え、軸ボルト締め集成材梁の中央集中荷重型変形に置き換えることにより説明できる。

Fig. 6.22に示したのは柱材に設置した変位計により測定された水平変位量の変化の様子である。やはり最大荷重までの変化を示したものである。各点とも非常に特異的な変化を示している。これは門型フレームに組むことによってコーナー部の変形特性が反映されたことと、柱材の部分に座屈の影響が出ているためと考えられる。

Fig. 6.23には負荷-除荷のサイクルを通じての柱材の足元固定部分の回転変形の様子を示した。柱型試験体やコーナー型試験体の場合と特に異なるのは、回転（バネの）剛性値が大きくなるように変化している点である。これはやはり鉛直荷重により足元部分の固定度合いが大きくなるためと考えられる。言い換えれば鉛直荷重の影響により仮想回転バネが変形しにくくなるためであると考えられる。

Fig. 6.24には負荷-除荷のサイクルを通じてのコーナー部分の回転変形角の変化の様子を示した。コーナー角度が90度より小さくなる場合を負、90度より大きくなる場合を正にとり、それぞれ90度からの変化量を示してある。加力を大きくしていく過程では全体としてコーナー角度がせばまっていくが、その変化率は

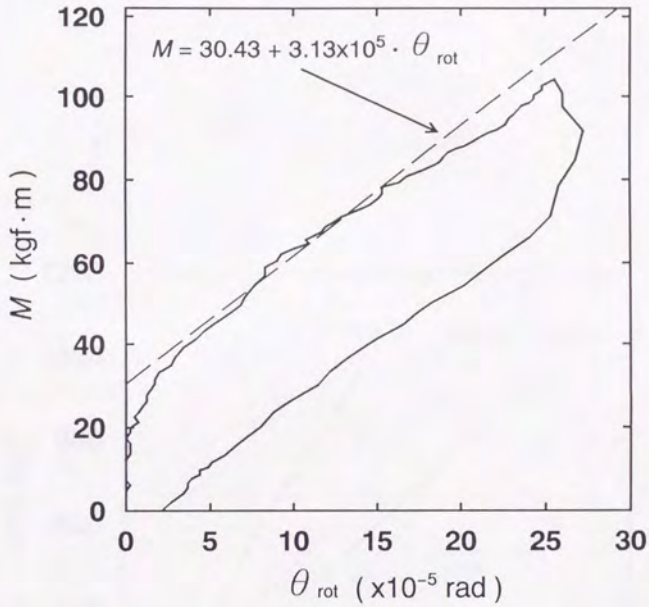


Fig. 6.20. Changes of rotational deformations (θ_{rot}) with the moments acting to the footing (M) of the frame-shape specimen.

Note : Results on the last stage of cyclic loading.

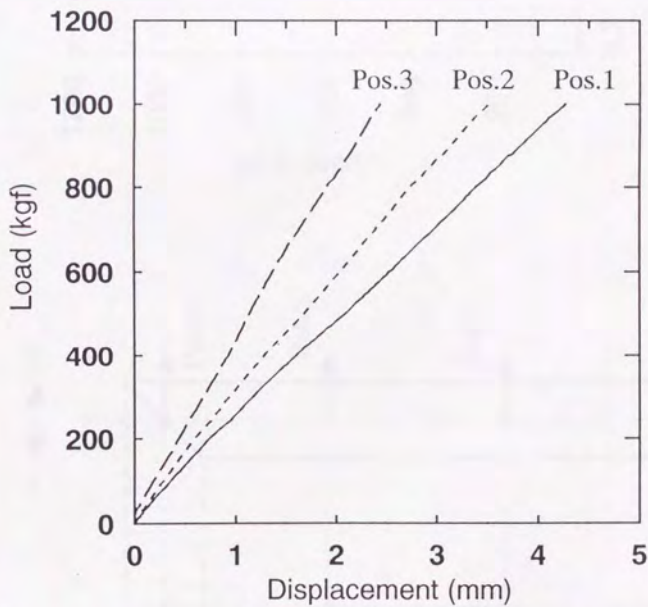
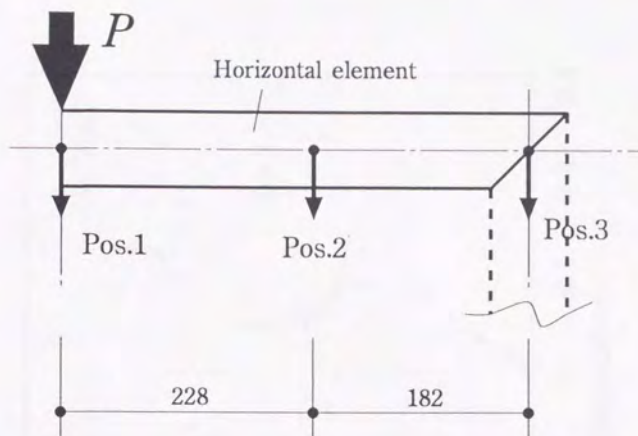


Fig. 6.21. Load-displacement curves of the vertical loading test on the horizontal element.

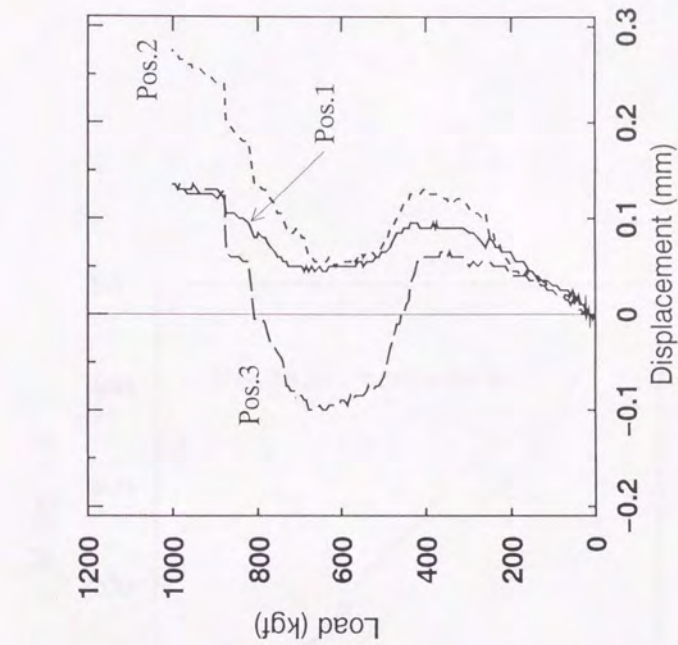
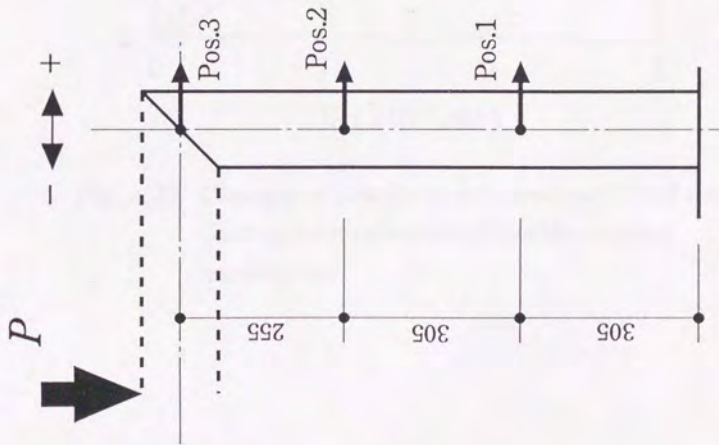


Fig. 6.22. Load-displacement curves of the vertical loading test on the vertical element.



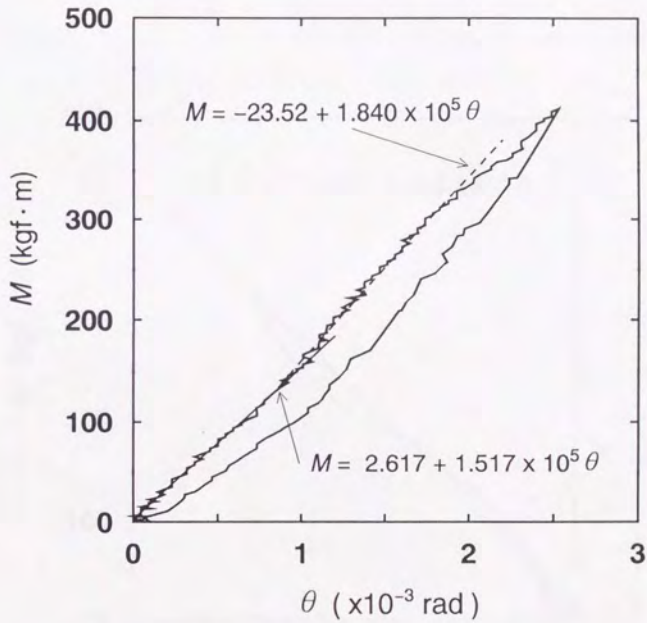


Fig. 6.23. Changes of rotational deformation (θ) of the footing with moments (M) of the vertical loading test.

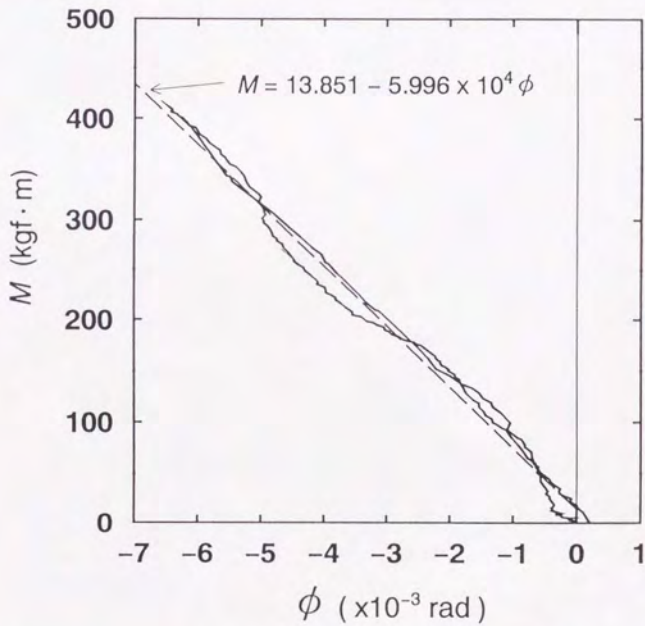
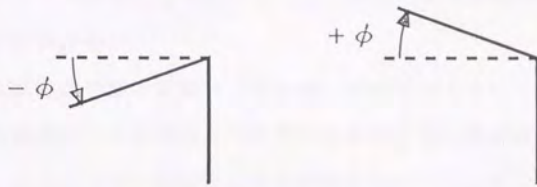


Fig. 6.24. Changes of the corner angle (ϕ) with moments (M) of the vertical loading test.

一定ではなく、波打つような変化を示している。除荷過程ではこのような変化の特徴は消え、荷重の減少にともなってコーナー角度がほぼ直線的に減少して元に戻っていく様子がわかる。

門型フレーム試験体の加力試験（水平加力，鉛直加力ともに）においては，内部に配置された軸ボルトの影響により非常に複雑な応力状態が成立していると考えられるため，適切なモデルを設定してその解析を行うことができなかった。しかし，Fig. 6.21およびFig. 6.22の結果を元にして，鉛直加力の場合の変形のおおよその形状を示したのがFig. 6.25である。特にコーナー部分の変形特性が全体の変形性状を規定してしまうのではないかと推測される。

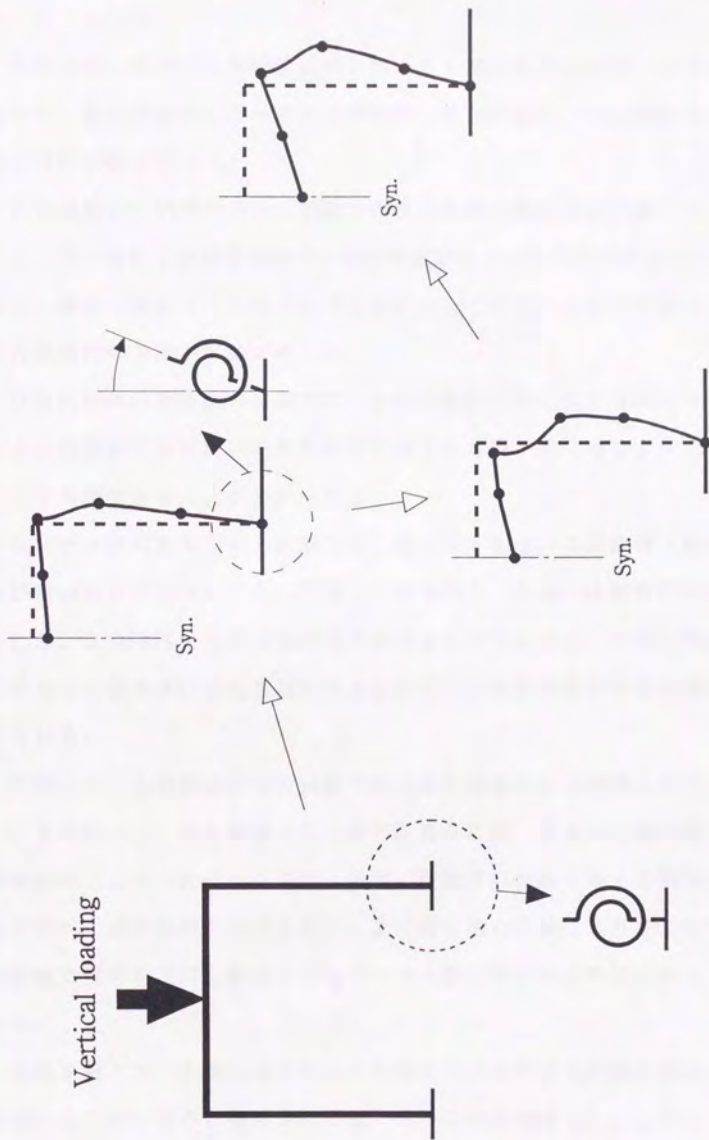


Fig. 6.25. Mode of deformation in the frame-specimen with vertical loads.

6. 5 まとめ

本章では、軸ボルト締め集成材の軸ボルト部分を仕口接合にまで拡張することを考え、柱型試験体、コーナー型試験体および門型フレーム試験体を構成して各種力学的試験を行った。

柱型試験体、門型フレーム試験体の自由振動試験からは、軸ボルトの締め付けによって（特に土台固定部分の）振動性状がある程度改善されることが示された。また、適切な振動モデルを用いることによって静的加力試験の結果からある程度固有振動数の予測が可能であった。

柱型試験体の水平加力試験では、柱材の変形に関して材端抵抗モーメントの考え方と柱脚固定部分の回転変形状の両方を考慮することによって実際の変形の様子を再現できることがわかった。

コーナー型試験体の加力試験では、軸ボルトを用いた試験体（TypeM試験体およびTypeMA試験体）において著しい性能向上、あるいは靱性性能の向上が観察された。これは外力を接合部のみで負担するのではなく、内部に配置した軸ボルトを通じて材全体に伝えて負担するという、本接合形式の特徴の表れであると考えられる。

門型フレーム試験体の加力試験では全体に複雑な応力状態となり、細かな解析はできなかった。壁体要素として考えた場合には、単独では耐力壁として十分な性能があるとはいえないものの、内部に配置された軸ボルトの効果として終局時耐力の向上の可能性が示唆された。また鉛直加力試験により、この門型フレーム試験体の変形を主に支配するのはコーナー接合部の変形状であることが示唆された。

全体を通じて、本章で論じたような軸ボルトを利用した接合形式は、それ単独で用いるにはいささか強度的に不安があることが判明した。しかし、そのことはこの接合形式の否定につながるものではなく、従来型の接合方法に対して適切に組み入れることによって、接合部への靱性性能の付与、あるいは終局時のフェイ

ルセイフ的特性などそれまでに得られなかった特徴を得ることが可能であるということになる。

本章での実験はいずれもモデル実験に相当し、かなり特殊な条件であったといえる。軸ボルトの締め付けが、接合部の半剛節特性にどのような影響を与えるのかという点についても解析はできなかったので、この点も今後の検討事項として残されている。また、機会があれば、本接合方式と従来型を組み合わせた実大形式の構造体についての加力試験なども行ってみたいと考えている。

第7章 結言

本論文の研究内容より以下のことが結論づけられる。

第3章では、まず有孔集成材試験体の製造時の留意点を考察し、さらに製造した試験体の基本的な仕様について述べた。実際の有孔集成材製造時には、あらかじめ溝付け加工したラミナを接着積層する製造法を採用するのが実用上は望ましい。また通常の集成材と同様、製造前のラミナの段階でのヤング係数測定に基づく断面設計が有効であった。

有孔集成材に長軸ボルトをほどこして軸ボルト締め集成材とする際の軸ボルトの締め付け力管理については、ボルトの締め付け理論に基づく換算式の妥当性について考察し、その結果、軸ボルトの初期締め付け力の管理にはトルクレンチによる締め付け法を用いても差し支えないという結論を得た。また、軸ボルトを締め付けてから一定時間（1時間程度）後に所定のトルクによる増し締めを行う必要性が明らかになった。

さらに、軸ボルト締め集成材における比較的長期の軸ボルト張力変化が、温湿度変化にともなう木材（集成材）の寸法変化の影響を大きく受けるのではないかと示唆を得た。

第4章では、軸ボルト締め集成材を梁として用いた場合の曲げ性能について検討した。軸ボルト締め集成材梁の曲げでは、軸ボルトを用いない単体と比べて曲げ剛性および曲げ強さにおいて向上が見られるという結果を得た。

軸ボルト締め集成材梁の見かけの曲げヤング係数は、梁が横荷重を受ける際に生じる軸ボルトの張力変化によって材端抵抗モーメントが発生するというモデルを仮定することにより十分予測が可能であった。また初期圧縮力（初期軸ボルト張力）の大きさを定めることにより見かけの曲げヤング係数が変化することに関

しては、軸方向圧縮の影響（ビーム柱としての挙動）を考えることにより説明可能であるという結論を得た。

軸ボルト締め集成材の見かけの曲げ強さは、本論文の実験の範囲では軸ボルトを用いない場合と比べると10～40%程度増加するという結論が得られた。その増加割合に関しては、軸ボルトの張力変化に対応した軸方向圧縮力の影響を考えたモデルにて解析を行ったものの、正確に予測することはできなかった。非破壊的強度推定の方法の研究も含めて、今後のさらなる検討が必要であると考えられる。

なお、本研究では有孔集成材に対して長軸ボルトを使用したのが、引張力の変化という観点から考えればこれをワイヤー等で代替することも可能であるという推測が得られた。

第5章では、現場接着に近い形で構造用集成材の全断面フィンガージョイント（FJ）接着接合を行った集成材縦継ぎ梁が示す曲げ性能と、この縦継ぎ材に軸ボルトを併用した場合にどのような効果を与えるかについて検討した。

全断面FJによる縦継ぎ接合は、FJの形状に留意すれば集成材の縦継ぎ構造接着に関して比較的問題の少ない方法であるという結論が得られた。現場接着において適度な圧縮圧力を材軸方向に作用させうるという点では、有孔集成材と軸ボルトを併用して用いることが、施工上は有利に作用するといえる。

縦継ぎ材の曲げ性能について、FJ接着接合のみの縦継ぎ材では曲げ剛性は十分な大きさを維持できたものの、曲げ強さという点では明らかに不十分であった。それに対して、軸ボルトを併用した縦継ぎ材では明らかに軸ボルトの効果による強度向上が認められた。特に曲げ強さに対して大きな効果を持つのは曲げ引張側軸ボルトであり、曲げ圧縮側に配置した軸ボルトはそれほど効果を示さないという結果であったが、軸ボルトを曲げ圧縮側にも配置することによって、集成材木部（またはFJ部）の破壊後の、梁全体の荷重保持能力をある程度維持するという効果が期待できることが判明した。つまり、この工法を実際に構造体に組み入

れるということが、最大荷重を受けた後にもある程度構造体要素としての機能を維持できるというフェイルセーフ的要素を組み込むことにつながる。

本章における集成材の縦継ぎ接合実験では、軸ボルトを併用した全断面FJ接合による縦継ぎ方法が、構造部材としての縦継ぎ材の安全性、信頼性を高める上で、かなり効果の高い方法であるということが示唆された。今後は、使用する接着剤の種類や縦接合部分にさらに靱性性能を付与する方法などについて検討する必要がある。

第6章では、軸ボルト締め集成材の軸ボルト部分を仕口接合にまで拡張することを考え、柱型試験体、コーナー型試験体および門型フレーム試験体を構成して各種力学的試験を行った。

柱型試験体の水平加力試験では、柱材の変形に関して材端抵抗モーメントの考え方と柱脚固定部分の回転変形状の両方を考慮することによって実際の変形の様子を再現できることがわかった。コーナー型試験体の加力試験では、軸ボルトを用いた接合部試験体において著しい性能向上、あるいは靱性性能の向上が観察された。これは外力を接合部のみで負担するのではなく、内部に配置した軸ボルトを通じて材全体に伝えて負担するという、本接合形式の特徴の表れである。

門型フレーム試験体の加力試験では全体に複雑な応力状態となり、細かな解析は残念ながらできなかった。壁体要素として考えた場合には、単独では耐力壁として十分な性能があるとはいえないものの、内部に配置された軸ボルトの効果として終局時耐力の向上の可能性が示唆された。また鉛直加力試験により、この門型フレーム試験体の変形を主に支配するのはコーナー接合部の変形状であるとの結論を得た。

本章の実験全体を通じて、軸ボルトを利用した本研究のような接合形式は、それ単独で用いるにはいささか強度的に不安があるものの、それがこの接合形式の否定につながるものではなく、逆に従来型の接合方法に対して適切に組み入れる

ことによって、接合部への靱性性能、あるいは終局時のフェイルセーフ的特性などそれまでに得られなかった特徴を付与することが可能であるという結論を得た。

いずれもモデル実験に相当し、かなり特殊な条件であったため軸ボルトの締め付けが、接合部の半剛節特性にどのような影響を与えるのかという点についての解析は不十分であった。この点は今後の検討事項として残された。

本論文全体を通して、軸ボルトと有孔集成材との組み合わせによる軸ボルト締め集成材が構造用の部材として優れた性能を持っていること、各種接合にこの軸ボルトとの併用方式を取り入れることによって従来にはなかなか見られなかった靱性的性能、フェイルセーフの性能を付加できることなどの結論が得られた。今後は実大形式の実験を中心に、本論文では課題として残された問題点についての検討をさらに深めることが不可欠である。

木質構造体の強度性能に関して各接合部や部材など個々の構成要素についての研究がこれまでは多く行われてきた。阪神・淡路大震災の被害についてはいまだ記憶に新しいが、このような悲惨な例を繰り返さぬためにも、今後は構造体の終局以降の最低限の安全性確保という観点からの研究が必要となるのではないかと考える。

謝辞

本論文をまとめるにあたり、多大なるご指導を賜りました大熊幹章教授、有馬孝権助教授に心より感謝の意を表します。大熊教授には本研究全般にわたるご指導はもとより、ともしれば脇道にそれてしまいがちな研究の方向性について常に的確なご助言をいただきました。有馬助教授には、具体的な実験方法はもとより、研究の着眼点に関して貴重なご助言を数多くいただきました。御二人からは研究者としての姿勢は如何にあるべきかを学び続けさせていただきました。ここに改めて、大熊、有馬両博士に心よりの御礼を申し上げます。

信田聡助手には、研究室生活全般においていつもご心配をおかけするばかりでしたが、常に暖かく見守っていただき、また仕事と研究を両立させるお姿からは多くを学ばせていただきました。ここに心より御礼申し上げます。

樋本敬大助手には、学部学生の頃から大学院を通じての最も身近な先輩として、常に範を示していただき、また研究室行事などではお世話をかけるばかりでした。ここに厚く御礼申し上げます。

農学部附属北海道演習林の中村昇助手には、学部、大学院修士課程における研究において、的確なる数多くのご助言をいただくことができました。改めて御礼申し上げます。

木材物理学教室の吉原浩助手には、筆者の能力では到底及ばぬ部分についての貴重なご教示、様々な励ましをいただくことができました。ここに深く感謝の意を表します。

建設省建築研究所の中島史郎氏、三井ホーム株式会社の名波直道氏、農林水産省森林総合研究所の洪沢龍也氏、秋田県立農業短期大学附属木材高度加工研究所の岡崎泰男氏、以上の皆様には学部、大学院を通じてひとかたならぬお世話をいただきました。皆様方のご助言、励ましのお言葉がなければ、この論文を完成することは決してできなかったといっても過言ではありません。ここに改めて御礼申し上げます。

また、こちらのわがままな要求を聞き入れて実験用治具を製作していただいた株式会社千代田製作所の皆様、試験体の提供、加工を快く引き受けていただいた斎藤木材工業株式会社、銘建工業株式会社、中村振興木材株式会社の各社の皆様方に厚く御礼申し上げます。

さらに、園田里見氏、菊池輝彦氏、小田祐二氏、西村拓也氏、小池真理氏をはじめとする木質材料学教室の卒業生、大学院生の皆様方、木材物理学教室をはじめすべての林産学科関係者の皆様方、これらの方々との出会いは今後の貴重な財産となるに違いありません。本当にありがとうございました。

最後に、長きにわたって学生生活を送る私のわがままを聞き入れ、暖かく見守り続けてくれた両親に対し、深い感謝の念を表します。

1996年3月 佐久間博文

文献

- 1) 辻野哲司:集成材の曲げ剛性, 木材学会誌, 26(3), 171-177(1980).
- 2) 林 知行:確率モデルによる集成加工材料の性能予測(第1報), 木材学会誌, 35(11), 1048-1057(1989).
- 3) 林 知行:確率モデルによる集成加工材料の性能予測(第4報), 木材学会誌, 36(10), 920-926(1990).
- 4) 林 知行, 宮武 敦:確率モデルによる集成加工材料の性能予測(第5報), 木材学会誌, 37(10), 904-911(1991).
- 5) 平嶋義彦ほか2名:集成材の強度計算および確率モデル, 木材学会誌, 40(11), 1172-1179(1994).
- 6) Moody, R., Falk, R.:Strength of Glulam Beams - Volume Effects, Proc. of International Timber Engineering Conference, Tokyo, 176-182(1990).
- 7) 例えば, 荒武志朗ほか3名:極積み状態における丸太の高次固有振動数からの製材品 *MOR* と *MOE* の推定, 木材学会誌, 38(11), 995-1001(1992).
- 8) 例えば, 橋爪丈夫ほか3名:カラマツ正角の非破壊的手法による強度性能評価(2) 曲げ強度性能, 第42回日本木材学会大会研究発表要旨集, 150(1992).
- 9) Samson, M., Huot, B.:Dynamic behavior of nonuniform lumber in stress-grading machines, Wood Sci. Technol., 24, 327-337(1990).
- 10) Sandoz, J. L.:Grading of construction timber by ultrasound, Wood Sci. and Technol., 23, 95-108(1989).
- 11) 名波直道:応力波による立木の材質測定, 東京大学学位論文, 1992.
- 12) 宮島 寛, 梅田佳一:フィンガージョイントの接合効率について, 日本木材学会北海道支部講演集, 1, 36-38(1968).
- 13) 工藤 修ほか3名:水平垂直フィンガージョイントの接合効率の差異, 日本木材学会北海道支部講演集, 2, 16-17(1970).
- 14) 沢野信一, 宮島 寛:フィンガージョイントの接合効率, 日本木材学会北海道支部講演集, 4, 10-14(1972).

- 15) 星 通, 千葉保人: ミニフィンガージョイントの形状と性能, 木材工業, 28(8), 355-357(1973).
- 16) 星 通, 千葉保人: ミニフィンガージョイントの形状と性能(2), 木材工業, 31(8), 343-345(1976).
- 17) 農林水産技術事務局: 枠組壁工法のための建築用木材の強度等級区分法確立に関する研究, 1978.
- 18) 堀江秀夫, 倉田久敬: 構造用フィンガージョイント材の強度性能(第1報), 林産試験場研究報告, 73, 36-40(1984).
- 19) 堀江秀夫ほか2名: 構造用フィンガージョイント材の強度性能(第2報), 林産試験場研究報告, 76, 45-71(1986).
- 20) 星 通: ミニフィンガージョイントによる204材のたてつき, 第34回日本木材学会大会研究発表要旨集, 310, (1984).
- 21) 海老原徹: 工場生産されたフィンガー・ジョイントラミナの性能試験, 第34回日本木材学会大会研究発表要旨集, 308(1984).
- 22) (財)日本住宅・木材技術センター縦接合委員会: 構造用たてつき木材の製造基準(案)について, 木材工業, 40(4), - (1985).
- 23) 原田真樹ほか2名: ドリフトピンによる木材のめり込み挙動(1), 日本建築学会大会学術講演梗概集(東北), 45-46(1991).
- 24) 川元紀雄ほか2名: スギ集成材におけるドリフトピン接合部の耐力-繊維に直交する方向の加力を受ける場合-, 日本建築学会大会学術講演梗概集(九州), 101-102(1989).
- 25) 前田典昭: 木造化推進標準設計施工マニュアル作成等事業報告書「木造化技術開発」, 日本住宅・木材技術センター, V215-V249(1987).
- 26) 原田正道: 木船の縦強度, 東京大学生産技術研究所報告, 2-3(1951).
- 27) Kuenzi, E. W.: Theoretical design of a nailed or bolted joint under lateral load, Report D. 1951, F. P. L., Madison(1955).
- 28) 澤田 稔: 2層釘着梁の曲げ剛性と強度, 北海道大学演習林報告, 33(1), 139-166(1976).

- 29) 澤田 稔, 山田順治: 木造釘着組立梁の腹材有効剛比, 北海道大学演習林報告, 35(1), 123-138(1978).
- 30) Wilkinson, T. L.: Theoretical lateral resistance of nailed joints, J. of Structural Div., ASCE97(ST5), 8/21, 1381-1398(1971).
- 31) 平井卓朗, 澤田 稔: 側材に鋼板を用いたボルト接合部のせん断耐力, 木材学会誌, 28(11), 685-694(1982).
- 32) Hirai, T., Sawada, M.: Nominal Bearing-Stress of Bolted Wood-Joints at Apparent Proportional-Limit, Mokuzaï Gakkaishi, 28(9), 543-547(1982).
- 33) 平井卓朗: 木材のボルト接合せん断耐力におよぼす端部寸法影響 - 荷重が材軸方向に対し垂直方向に作用する場合, 木材学会誌, 29(2), 118-122(1983).
- 34) 平井卓朗, 堀江和美: 側材として鋼板を用いたボルト接合部のせん断耐力 - 荷重方向の影響, 木材学会誌, 30(12), 965-972(1984).
- 35) 日本建築学会編: 木構造計算基準・同解説, 「3. 接合部の設計」, 丸善, 1988.
- 36) 安村 基ほか2名: 繰り返しせん断力を受ける集成材ボルト接合部の強度性状, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 2211-2212, (1983).
- 37) 安村 基ほか2名: 集成材ボルト接合部の強度性状に関する実験と理論, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 2213-2214, (1983).
- 38) 安村 基, フィリップ・クレベレ: 重木構造における接合部の耐力 (第1報) 集成材ボルト接合部の2面せん断試験, 木材工業, 38(16), 270-276(1983).
- 39) Foschi, R. O.: Load-slip characteristics of Nails, Wood Sci., 7(1), 68-69, (1974).
- 40) Foschi, R. O., Bonac, T.: Load-Slip Characteristics for Connections with Common Nails, Wood Sci., 10(9), 118-123(1977).
- 41) Smith, I.: Analysis of Mechanical Timber Joints with Dowel Type Connectors Subjected to Short Term Lateral Loading - By Finite Element Approximation, Res. and Development Assoc. Res. Rep., 2(82), (1982).
- 42) Malhorta, S. K., Tohmas, B.: Behavior of Nailed Timber Joints With Interface Characteristics, Wood Sci., 15(2), 161-171(1982).

- 43)辻野哲司,平井卓朗:鋼板側板を用いたボルト接合部の非線形荷重-すべり関係(第1報)有限要素法による数値解析,木材学会誌,29(12),833-838(1983).
- 44)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,34(7),582-589(1988).
- 45)小松幸平ほか2名: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,35(3),201-211(1989).
- 46)井上明生:現場接着接合部の信頼性向上に関する研究,東京大学学位論文,1993.
- 47)木村 衛ほか3名:集成材の継手に関する研究(その1:接着強度について),日本建築学会大会学術講演梗概集(関東),87-88(1988).
- 48)木村 衛ほか6名:大断面集成材の接着継手強度に関する実験的研究,構造工学論文集(別刷り),35A(1989).
- 49)小塚裕一ほか5名:超音波探傷法による集成材接着接合部の欠陥検査実験,日本建築学会大会学術講演梗概集(中国),135-136(1990).
- 50)木村 衛ほか5名:集成材接着接合部の超音波探傷法に関する研究(その1)超音波透過実験,日本建築学会大会学術講演梗概集(東北),67-68(1991).
- 51)小塚裕一ほか5名:集成材接着接合部の超音波探傷法に関する研究(その2)せん断強度実験,日本建築学会大会学術講演梗概集(東北),69-70(1991).
- 52)楠 寿博ほか4名:集成材BFJ(ビッグフィンガージョイント)の曲げ破壊実験,日本建築学会大会学術講演梗概集(東北),65-66(1991).
- 53)楠 寿博ほか4名:ベイマツ集成材BFJの曲げ破壊実験と強度評価,日本建築学会大会学術講演梗概集(北陸),67-68(1992).
- 54)小塚裕一ほか6名:集成材の全強接着継手に関する実験的研究,日本建築学会大会学術講演梗概集(北陸),69-70(1992).
- 55)成田秀幸ほか5名:集成材ケーブル膜構造の開発(その3)集成材BFJの曲げ破壊実験,日本建築学会大会学術講演梗概集(北陸),1123-1124(1992).
- 56)松井英治:白竜湖スポーツ村公園整備事業「白竜ドーム」,ビルディングレター,2,15-23(1992).
- 57)Riberholt, H.: Glued Bolts in Glulam - Part 2, Dept. of Structural Eng., Technical Univ. of Denmark, Series R, 228(1988).

- 58)Townsend, P. K. :Steel Dowels Epoxy Bonded in Glued Laminated Timber,
Dept. of Civil Eng., Rep. 90-11, Univ. of Canterbury, Christchurch, NZ,
June(1990).
- 59)Gardner, G. P. :A Reinforced Glued Laminated Timber System, Proc. of
Second Pacific Timber Eng. Conference, Auckland, 2, 295-300(1989).
- 60)朝山和佳ほか2名:樹脂アンカー接合法の木構造への適用に関する研究(引抜き, せん断試験), 日本建築学会大会学術講演梗概集(九州), 89-90(1989).
- 61)小野 泰ほか3名:木質ラーメン構造の接合部に関する構造実験 その2:柱脚部, 日本建築学会大会学術講演梗概集(九州), 119-120(1989).
- 62)安達文男ほか3名:木質ラーメン構造の接合部に関する構造実験 その3:梁材通直継手, 日本建築学会大会学術講演梗概集(九州), 121-122(1989).
- 63)鴛海四郎ほか3名:集成材梁継手の曲げせん断試験, 日本建築学会大会学術講演梗概集(中国), 129-130(1990).
- 64)宮島 寛:合板ガセット接着法による構造継手効率に関する研究(第1報)
シナ合板に関する基礎試験, 北海道大学演習林報告, 25-1(1967).
- 65)宮島 寛, 松本弘毅:合板ガセット接着法による構造継手効率に関する研究
(第1報その2) ラワン合板に関する基礎試験, 北海道大学演習林報告, 26-2
(1967).
- 66)宮島 寛:合板ガセット接着法による構造継手効率に関する研究(第2報)
合板ガセット接着法による門型ラーメンならびに方杖つきラーメンの剛性
および強度, 北海道大学演習林報告, 16-1(1968).
- 67)宮島 寛, 藤井 毅:合板ガセット接着法による構造継手効率に関する研究
(第3報) 木造フィントラスの剛性と強度に対するガセット効果について,
北海道大学演習林報告, 16-1(1968).
- 68)宮島 寛:合板ガセット接着法による構造継手効率に関する研究(第4報)
木造山形ラーメンの剛性と強度に対するガセット効果について, 北海道大学
演習林報告, 16-1(1968).
- 69)伊藤勝彦ほか2名:合板ガセット接着法による木造山形ラーメンの剛性と強度,
北海道林産試験場報告, 65号(1976).

- 70)高宮庄一ほか2名:単板積層材の木構造への適用に関する研究 第1報(矩形断面の長柱圧縮強度),日本建築学会大会学術講演梗概集(中国),1997-1998(1972).
- 71)高宮庄一,西河則夫:単板積層材の木構造への適用に関する研究 第2報(釘接着法による合板ガセットL型梁の強度),日本建築学会大会学術講演梗概集(中国),1999-2000(1972).
- 72)高宮庄一ほか3名:単板積層材の木構造への適用に関する研究 第3報(合板ガセットによる門型架橋の実大試験),日本建築学会大会学術講演梗概集(中国),2001-2002(1972).
- 73)小松幸平:集成材剛節骨組構造のための交差重ね合わせ接着接合の強度設計(第1報)接着層の応力分布を純ねじりモーメントを受ける平行四辺形断面棒の応力分布と同様と見なした場合の接合部の強度設計方法,林産試験場月報,401,1-9(1985).
- 74)小松幸平:集成材剛節骨組構造のための交差重ね合わせ接着接合の強度設計(第2報)接着層のねじり応力がねじりの中心からの距離に比例すると仮定した場合の接合部の強度設計方法,林産試験場月報,402,11-19(1985).
- 75)小松幸平:挿入型鋼板ガセットとシアプレートボルト締め構法(仮称)による集成材軒肩接合部実大試験体の非線形半剛節解析,日本建築学会大会学術講演梗概集(東海),1299-1300(1985).
- 76)小松幸平ほか4名:挿入型鋼板ガセットとシアプレートコネクタを用いた集成材軒肩接合部の許容応力度設計と実大実験,林産試験場月報,409,1-22(1986).
- 77)小松幸平:正負交番モーメントを受ける集成材T字型接合部の挙動,日本建築学会大会学術講演梗概集(北海道),1255-1256(1986).
- 78)佐藤雅俊ほか3名:集成材構造柱梁接合部の耐力に関する研究(I),日本建築学会大会学術講演梗概集(東海),1301-1302(1985).
- 79)佐藤雅俊ほか3名:集成材構造柱梁接合部の耐力に関する研究(II),日本建築学会大会学術講演梗概集(北海道),1251-1252(1986).
- 80)山本 晃:ねじ締結の理論と計算,養賢堂,111-113(1970).

- 81)山本 晃:ねじのおはなし, (財)日本規格協会 (1992).
- 82)農林水産省告示第2054号, 別記(第3条関係)3(5)付表2(1985).
- 83)松本芳紀ほか2名:鋼板補強木造ばりの挙動に関する理論的研究 その1 鋼板補強木材ばりの弾性挙動, 日本建築学会構造系論文報告集, 430, 19-29(1991).
- 84)大熊幹章, 中島史郎:軸ボルトを用いた大断面集成材の製造と曲げ性能, 日本建築学会大会学術講演梗概集(中国), 473-474(1990).
- 85)Ketter, R. L., Lee, G. C., Prawel, S. P.:Structural Analysis and Design, McGraw-Hill Inc. (1975).
- 86)(財)日本住宅・木材技術センター:木造化推進標準設計施工マニュアル作成事業報告書 3, 「現場接着による集成材継手の開発報告書」(1992).
- 87)和達三樹:物理入門コース10 物理のための数学, 岩波書店(1984).
- 88)塩見 弘:改訂三版 信頼性工学入門, 丸善(1982).
- 89)Roark, R. J., Young, W. C.:Formulas for Stress and Strain, McGraw-Hill Inc. (1975).
- 90)渋谷寿一ほか:現代材料力学, 朝倉書店(1990).
- 91)小林繁夫, 近藤恭平:工学基礎講座7 弾性力学, 培風館(1987).

附録 A 1. 長軸ボルトの基礎的強度性能

本研究で用いた長軸ボルトの基本的な強度性能を押さえておくため、長さ2000mmの製品のいくつかについて、重量、寸法の確認のほか、以下のような測定を行った。

(1) 曲げヤング係数測定

万能試験機 (TCM-5000, ミネベア社製) を用い、スパン1000mmにて中央部に荷重をかけ、曲げ変位を測定した。得られた荷重-変位曲線の弾性比例域における直線部分の傾きより曲げヤング係数 (E_b) を算定した。

(2) 引張ヤング係数測定

軸ボルトの表面3カ所に2枚ずつ金属用ストレインゲージを貼り付け、軸方向の引張力 (ロードセルにて測定) を与えて引張ひずみを測定した。得られた応力-ひずみ曲線の弾性比例域における直線部分の傾きより引張ヤング係数 (E_t) を算定した (Fig. A1. 参照)。

(3) 縦振動によるヤング係数測定

軸ボルトをスポンジの上において安定させ、一方の端に打撃を与え、反対側の端でその縦振動による音をFFTアナライザ (SA-77, リオン社製) に取り込んで固有振動を計測した。得られた1次固有振動数より、動的ヤング係数 (E_d) を算出した。なお、 E_d の計算は次式によった。

$$E_d = (2fL)^2 \cdot \frac{\rho}{g}$$

ここで、 f は1次固有振動数、 L は軸ボルトの長さ、 ρ は軸ボルトの密度、 g は重力加速度である。

以上 (1) ~ (3) の結果をTable A1. にまとめた。

Table A1. Elementary specifications of long steel bolts.

Nos.	ρ (g/cm ³)	E_b (tf/cm ²)	E_s (tf/cm ²)	E_d (tf/cm ²)
1	7.49	2102	1956	2187
2	7.48	2115	2070	2186
3	7.49	2124	2053	2188
4	7.51	2096	2016	2172
5	7.49	2097	2131	2188
6	7.48	2094	2027	2185
7	7.50	2095	2007	2169
8	7.49	2098	2042	2188
Avg.	7.49	2103	2038	2183

(4) トルクレンチによる締め付け力の較正

Fig. A1. に示したロードセル側（自由端側）を反対側の固定端と同様にし、トルクレンチを用いて軸ボルトに締め付けることによって張力を与え、これにより生じた引張ひずみから応力に換算して、トルクレンチの指し値と軸ボルト張力の較正を行った。結果は本文中に示したとおりである。

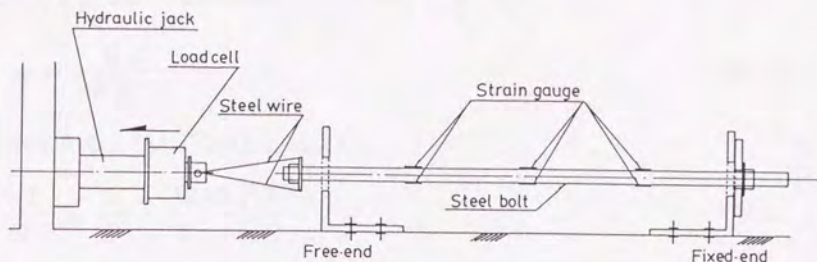


Fig. A1. A schematic diagram of tensile testing of steel bolts.

附録 A 2. 曲げ試験におけるせん断変形の影響

カラマツ集成材のせん断弾性係数を求めるため、カラマツラミナのうちから任意に選びだした素材について曲げスパンを3種類に変えて曲げ試験を行い、その結果からせん断弾性係数を推定し、それを集成材に適用するものとした。

(1) 測定の理論

単純支持，中央集中集中荷重載荷の静的曲げ試験において，中央部のたわみ量を

$$y = y_m + y, \quad \text{ただし } y_m : \text{曲げモーメントによるたわみ} \\ y : \text{せん断力によるたわみ}$$

とすると，曲げスパン l ，荷重 Q ，真の曲げヤング係数 E ，せん断弾性係数 G ，梁せい h ，梁幅 b ，断面2次モーメント I としたとき，

$$y = \frac{Q l^3}{48 E I} + \frac{3 Q l}{5 b h G} = \frac{Q l^3}{48 E I} \left[1 + \frac{12}{5} \left(\frac{h}{l} \right)^2 \frac{E}{G} \right] \quad (\text{A2.1})$$

となる。一方，みかけの曲げヤング係数を E' とすると，

$$y = \frac{Q l^3}{48 E' I} \quad (\text{A2.2})$$

であるから，(A2.1)、(A2.2)式より

$$\frac{1}{E'} = \frac{1}{E} + \frac{12}{5} \left(\frac{h}{l} \right)^2 \frac{1}{G} \quad (\text{A2.3})$$

となる。そこで $(h/l)^2$ を横軸に， $1/E'$ を縦軸にとって測定値をプロットし，帰直線を求めれば，その傾きからせん断弾性係数 G が， y 切片から真の曲げヤング係数 E が計算できる。

(2) 実験と結果

万能試験機により，幅50mm，厚さ15mm，長さ1000mmのカラマツ材78枚に対して

スパンを20cm, 40cm, 60cmの3種類に変えて静的曲げ試験(中央集中荷重)を施した。得られた荷重-変位曲線の傾きから見かけの曲げヤング係数を読みとり、(1)で述べた方法によりせん断弾性係数 G 及び真の曲げヤング係数 E を求めた。その結果をTable A2. に示す。

Table A2. Results of the testing of measuring the G value.

	G (kgf/cm ²)	E (kgf/cm ²)
Avg.	1.63×10^4	1.55×10^5
S. D.	1.51×10^3	1.58×10^4
C. O. V	9.3 %	10.2 %

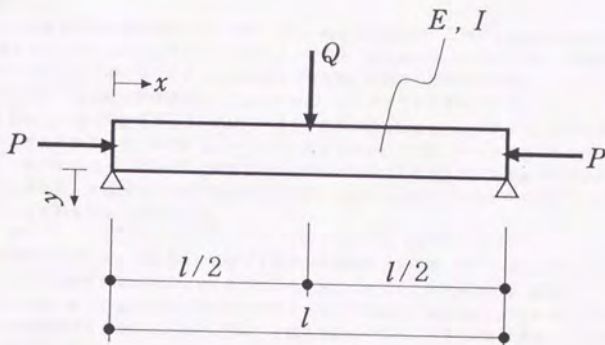
(参考文献) 海老原 徹:構造用単板積層材(LVL)の製造と機械的性質に関する研究,東京大学学位論文,1981.

附録 A 3. 軸圧縮を受ける梁の曲げ変形

中央集荷中 Q と軸方向圧縮力 P を同時に受ける梁の曲げ変形 (下図参照) は

$$EI \frac{d^2 y}{dx^2} + P y + \frac{Q}{2} x = 0 \quad (\text{中央より左側のみ})$$

と表せる。



これを解いて,

$$y(x) = \frac{Q \sin \frac{K l}{2}}{P K \sin(K l)} \sin(K x) - \frac{Q}{2 P} x \quad \left[K^2 = \frac{P}{E I} \right]$$

$$y_{\max} = \frac{Q l^3}{48 E I} \eta_v(u) \quad , \quad \theta_{\max} = \frac{Q l^2}{16 E I} \eta_\theta(u)$$

$$M_{\max} = \frac{Q l}{4} \eta_M(u)$$

となる。ただし,

$$\eta_v(u) = \frac{3(\tan u - u)}{u^3} \quad , \quad \eta_\theta(u) = \frac{2(1 - \cos u)}{u^2 \cos u}$$

$$\eta_M(u) = \frac{\tan u}{u} \quad , \quad u = \frac{K l}{2}$$

附録 A 4. 超音波法によるスギ材の強度評価

※日本木材加工技術協会第12回年次大会（静岡）講演要旨集（1994）より

スギ材強度推定への超音波法の適用

東京大学農学部 ○佐久間 博文、有馬 孝禮

【はじめに】

木材・木質材料の有効利用を考えた場合、材料の強度を非破壊的に推測する手段を確立することが大変重要であることは言うまでもなく、現在でも打撃音法、曲げ振動法、AE法など多くの研究がなされていることはご存じのとおりである。超音波法（発振側、受振側の探触子間の超音波伝播速度を測定する2探触子法）も非破壊検査法のひとつとして金属、コンクリートなどの分野では普及している。振動現象を利用した他の非破壊検査法と比較した場合、超音波法の特長として重要なのは材料の局所的な材質・物性変化を割合大きく反映することであると考えられる。したがってコンクリートクラックの探傷や木柱の腐朽診断などは超音波法の特長を生かしたものであると言える。本報告はスギ材に対して超音波法を適用し、破壊箇所の予測や強度推定を行うことがどの程度可能であるかについて、主に曲げ破壊について検討を行ったものである。

【実験】

鹿児島県産の地スギ、北海道産の秋田スギ板材から試験体（寸法等については表1を参照）を切り出し、これを中央集中荷重の曲げ試験に供した。曲げ試験に先立ち、超音波診断機 PUNDIT (C.N.S. ELEC TRONICS 社製) および発振周波数200kHzの探触子を用いて試験体の長さ方向、材せい方向、材幅方向の各超音波伝播速度を測定した。材せい方向、材幅方向については1~1.5cm間隔で測定し、材長に関する伝播速度分布を求めておいた。試験体を切り出す際、節や目切れ等の位置については特段の考慮はせず、上で求めた伝播速度分布と欠点部分の比較のための資料とした。なお、曲げ試験時の各試験体の含水率は7~12%程度であった。

表1. 試験体の寸法等

幅 (mm)	厚 (mm)	長 (mm)	比 重	産 地
24	24	400	0.34-0.47	鹿児島県
25	30	500	0.31-0.35	鹿児島県
28	30	500	0.37-0.43	北海道

【結果及び考察】

(1) 曲げ破壊位置について

試験体の引張側（節や繊維走行の大きな乱れが（特に加力点付近に）観察されるものについてはその部分で破壊した。当然予想できたことであるが、材幅、材せい方向の伝播速度の変化はこれら欠点の存在を明確に示しており、欠点部の目視等級区分の数値化に超音波伝播速度分布が利用できる。また、特に大きな欠点部がみられない場合でも、周囲と著しく異なった伝播速度を示す部分がある場合にはその付近で破壊が生じた。その一例を図1に示す。このように曲げ試験の前に材幅、材せい方向の伝播速度分布を測定しておくことにより、曲げスパン方向のどの位置で破壊が生じやすいかについての情報が比較的容易に推測できる。伝播速度分布に大きな変化が見られない試験体については加力点直下（あるいはその近傍）で破壊した。

なお今回の実験では、曲げスパンの中央3分の1程度の部分について材幅、材せい方向伝播速度分布を測定しておけば破壊箇所の推測には十分役立つという結果となった。

(2) 曲げ強さの推定について

以下に、明確な欠点部分で破壊した試験体を除いた曲げ試験の結果を示す。

図2は材長方向の伝播速度から算出した動的ヤング率 (Ed) と曲げ試験から求めた静的ヤング率

(Es)の関係を示したものである。両者は絶対値としては差があるものの相関は高い。図3はEdと曲げ強さ(MOR)との関係を示したものである。スギ材の産地による違いが現れている。これらの結果から、Edを用いることによりある程度曲げ強度が予測できることは明らかである。

ヤング率を利用した強度等級区分は一般的であるが、図3の破線で囲んだ部分のように区分的には同一グループに入る場合でも実際の曲げ強さにはバラツキが生じ、これが強度推定のネックとなる場合がある。そこで、この部分について別の評価方法を検討したのが図4である。ここでは横軸に破壊部分の材幅方向、材せい方向超音波伝播速度の積、縦軸には破壊時にその部分に生じたと考えられる最大曲げ応力をとった。横軸に用いた指標には理論的な根拠が欠けるが、材内の局所的な性質を示すものとして便宜上利用した。どんな指標を用いるのがよいかは今後の検討事項である。

いずれにせよ、破壊部分に関する適当な情報を考慮することで、ある程度強度推定の精度がよくなる可能性があると言える。

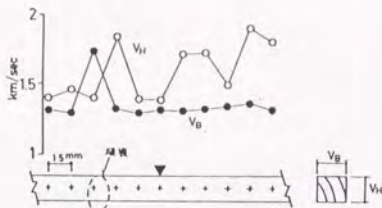


図1. 曲げ破壊位置の推定

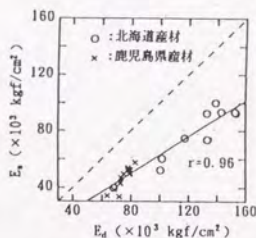


図2. 動的ヤング率と静的ヤング率

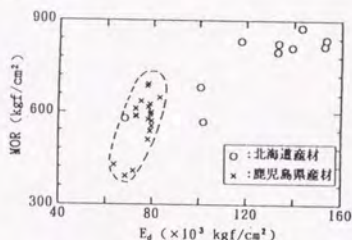


図3. 動的ヤング率と曲げ強さ

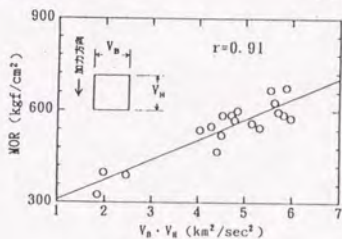
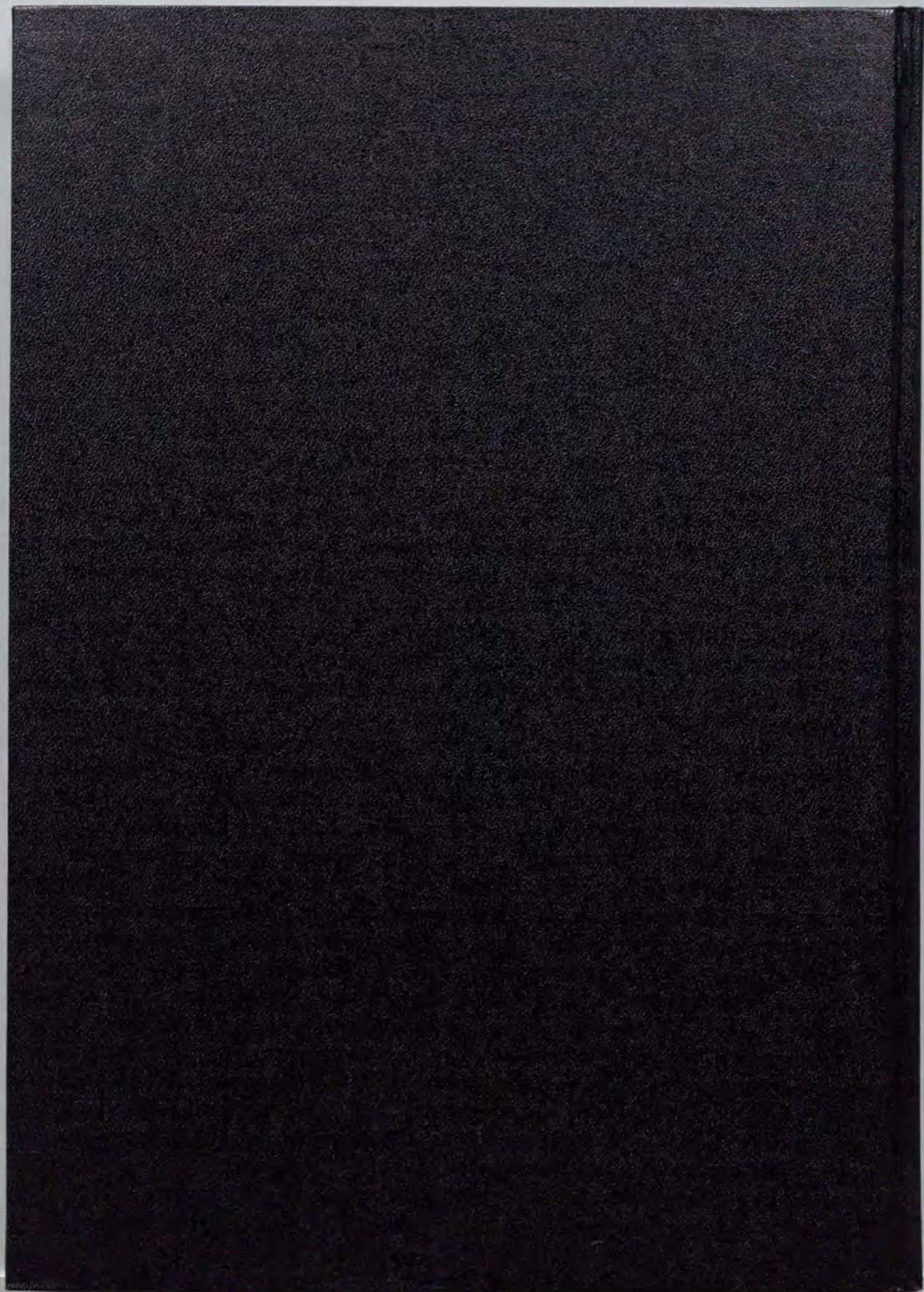


図4. 局部速度積と曲げ強さ





Kodak Color Control Patches

Blue Cyan Green Yellow Red Magenta White 3/Color Black

Kodak Gray Scale

A 1 2 3 4 5 6 M 8 9 10 11 12 13 14 15 B 17 18 19



© Kodak, 2007 TM, Kodak