

木質複層門型パネルの開発

Development of Wooden Multi-layered Portal Panel

廣田 里見

①

木質複層門型パネルの開発

Development of Wooden Multi-layered Portal Panel

園田里見

目次

| | |
|------------------------------------|----|
| 第1章 緒言 | 1 |
| 第2章 既往の研究 | 4 |
| 2.1 狭小敷地に適用する壁式木質系住宅の大開口 | 4 |
| 2.2 壁体のせん断変形に与える鉛直荷重の影響 | 4 |
| 2.3 合板の面内弾性係数 | 5 |
| 2.4 壁ダイヤフラムの変形予測 | 6 |
| 2.5 木質住宅における保有水平耐力設計 | 6 |
| 第3章 木質複層門型パネルのシステム | 8 |
| 第4章 木質複層門型パネル実大面内せん断試験 I | 15 |
| 4.1 目的 | 15 |
| 4.2 試験体 | 15 |
| 4.3 試験方法 | 15 |
| 4.4 結果と考察 | 19 |
| 4.4.1 各部の挙動 | 19 |
| 4.4.2 せん断剛性 | 27 |
| 4.4.3 水平せん断耐力への影響要素 | 27 |
| 4.4.4 破壊状況 | 27 |
| 4.5 結論 | 32 |
| 第5章 合板の面内せん断弾性係数の測定 | 33 |
| 5.1 目的 | 33 |
| 5.2 実大サイズによる面内弾性係数(G , E)の測定 | 33 |
| 5.2.1 目的 | 33 |
| 5.2.2 試験体 | 33 |
| 5.2.3 試験方法 | 34 |
| 5.2.4 結果と考察 | 34 |
| 5.2.5 結論 | 59 |
| 5.3 Two-Rail Shear 法 | 59 |

| | |
|-------------------------------|-----|
| 5.3.1 目的 | 59 |
| 5.3.2 試験体 | 60 |
| 5.3.3 試験方法 | 60 |
| 5.3.4 結果と考察 | 64 |
| 5.3.5 結論 | 84 |
| 5.4 各種方法の比較 | 91 |
| 第6章 部材性能試験 | 92 |
| 6.1 目的 | 92 |
| 6.2 試験体 | 92 |
| 6.3 試験方法 | 94 |
| 6.4 結果と考察 | 99 |
| 6.4.1 たわみ計算モデル | 99 |
| 6.4.2 組立て梁の曲げ剛性 | 100 |
| 6.4.3 まぐさ試験体の曲げ剛性 | 101 |
| 6.4.4 袖壁試験体のせん断剛性 | 103 |
| 6.4.5 まぐさ試験体のせん断剛性 | 108 |
| 6.4.6 せん断変形および曲げ変形の総合評価 | 108 |
| 6.5 結論 | 114 |
| 第7章 木質門型パネル実大面内せん断試験Ⅱ | 115 |
| 7.1 目的 | 115 |
| 7.2 試験体 | 115 |
| 7.2.1 枠組 | 115 |
| 7.2.2 合板の割付 | 115 |
| 7.3 試験方法 | 118 |
| 7.4 結果と考察 | 118 |
| 7.4.1 土台の水平移動量 | 118 |
| 7.4.2 荷重-変位曲線 | 126 |
| 7.4.3 許容せん断耐力の計算 | 126 |

| | |
|-------------------------------------|-----|
| 7.4.4 袖壁の回転変形 | 131 |
| 7.4.5 破壊状況 | 137 |
| 7.5 結論 | 150 |
| 第8章 木質門型パネルの設計モデル | 151 |
| 8.1. 目的 | 151 |
| 8.2. ラーメン・ダイヤフラム併用モデル | 151 |
| 8.2.1 水平変位に及ぼす各成分 | 151 |
| 8.2.2 ラーメンモデル | 151 |
| 8.2.3 ラーメンモデルの曲げによる頂部変位 | 155 |
| 8.2.4 ラーメンモデルのせん断による頂部変位 | 162 |
| 8.2.5 釘のスリップによる変位 δ_F | 164 |
| 8.2.6 パネル全体の水平せん断耐力の計算 | 169 |
| 8.3. パネルの複層化によるせん断剛性 | 172 |
| 8.4 結論 | 173 |
| 第9章 住宅設計への適用 | 174 |
| 9.1. 目的 | 174 |
| 9.2. 住宅モデルによる水平耐力設計 | 174 |
| 9.2.1. 設計に適用する住宅 | 174 |
| 9.2.2. 水平力に対する構造設計 | 174 |
| 9.3. 保有耐力に関する要素の評価 | 179 |
| 9.4. 結論 | 186 |
| 第10章 結言 | 187 |
| 文献 | 191 |
| 謝辞 | 195 |
| 付録1 単純支持3等分点荷重曲げ試験による曲げ剛性とせん断剛性の導出法 | 197 |
| 付録2 組合わせ梁の中立軸を求める方法 | 202 |
| 付録3 曲げと軸力を受ける材のひずみ | 206 |
| 付録4 構造特性係数 D_s の算出方法 | 210 |

第1章 緒言

我が国においては、土地価格が極めて高く、都市部に住宅が過密集中していることから、一般に戸建て住宅は狭い敷地内に余裕なく建設されている。この様な状況から、設計者は広く見え、圧迫感がなく、合理的で有効にスペースを利用できるプランを限られた条件の中で最適化する事に日夜苦慮している。この限られた条件には、土地の広さ・形状やコスト面の問題、斜線の問題なども挙げられるが、構造的安全性を確保することは財産としての住宅を維持するのみならず、人命に関わる極めて重要な事項である。1995年の阪神淡路大震災においては、無理な開口を確保した事が原因と考えられる建築物の倒壊例が数多く報告されている。¹⁾²⁾逆にいえば、さきに述べた様な我が国の住宅建設現況に起因して、「大開口を確保したいがために、構造的安全性をおろそかにしてしまう」という状況が常に存在しているといえる。

どの様な工法においても設計プラン上では開口に大開口を設ける要求がしばしばみられる。しかしながら、枠組壁工法住宅においては、通常は耐力壁線上に水平力に抵抗し得るだけの十分な長さの壁を釣合いよく配置しなければならないため、この様な設計プランは制約される場合がある。枠組壁工法において開口に大開口を確保する手段として、RCラーメン構造等による混構造や集成材ラーメン等により門型構造を採用する方法がある。³⁾⁴⁾

しかしながら、これらの工法を枠組壁工法戸建て住宅に適用する場合、以下の様な問題点がある。

- 施工体系を大きく変更する。
- 新たな施工設備を必要とする。
- 新たな材料調達を必要とする。
- 現場建設が大規模化する。

そこで、本研究では、RCラーメン構造等による混構造や集成材ラーメン等による門型構造にかわって、上述の問題点を解決できるような枠組壁工法住宅などに適した大開口を持つ実用的な工法を開発し、実際の住宅への適応を検討した。

まず、第3章では、従来の現場施工性を活かし、任意の水平せん断耐力を確保可能な門型構造である「木質複層門型パネルシステム」を新たに考案し、その基本概念を述べた。しかしながら、木質複層門型パネルの構造性能に関する過去のデータがないため、基本的な力学的性状を確認し、仕様の問題点を明らかにする必要があるが生じた。そこで、第4章では、実大による木質複層門型パネルの水平せん断試験を実施し、せん断剛性および破壊形状の知見を得、本工法が実用的な性能を持つことを確認した。

第4章で得られた知見から、特定のブラシ上において本工法を適用することは可能であることが確認されたが、実際に建築物に適用する場合には様々なブラシに対応する必要がある。このような場合に個々のブラシに対応したスパンバリエーションの実大試験を行うのは現実的ではなく、モデル化による定量的な性能の予測が必要である。本工法のようにダイアフラムを含む構造体の面内せん断性能を定量的に予測するにあたっては、合板などの面材の面内弾性率は重要な要素の一つである。近年では、南洋材が枯渇しつつあり、一般の住宅建設に用いられている合板がラワン合板から針葉樹合板に移りつつある過渡期であるため、未だ針葉樹合板の面内弾性に関するデータは不足している。また、測定方法の規格化が急務となっている現状をふまえ、第5章では、ラワン合板および針葉樹合板の面内せん断弾性係数および面内曲げヤング率の測定を試みた。測定法については、スパンノハリ背法、面内ひずみ・たわみ併用法(γ - δ 法)、Two Rail Shear法の検討を行った。

第6章では、木質門型パネルの主要構成要素を袖壁・まぐさに分離し、各構成部の個別の力学的性状を確認した。また、第4章で得られた知見をもとにスチフナを配するなどの改良を行った袖壁部分についても検討した。

第7章では、第4章で得られた仕様上、および試験法上の問題点をふまえ、改良された木質複層門型パネルの実大水平せん断試験を実施した。各部の詳細な挙動に関する知見を得た。

第8章では、木質門型パネルの構造設計モデルとしてラーメン・ダイアフラム併用モデルを提案し、第7章で得られた知見をもとに妥当性を検討した。

第9章では、第8章で検討したモデルをもとに複層木質門型パネルを適用

した現実的な戸建て住宅プランを想定し、構造設計を検討した。

第2章 既往の研究

2.1 狭小敷地に適用する壁式木質系住宅の大開口

先の阪神淡路大震災では1階に大きな開口をとった木造住宅の倒壊事例が多く見受けられた。¹⁾²⁾これら事例の木造住宅を含め、在来軸組構法や枠組壁工法などの一般的木質系住宅は水平抵抗要素を耐力壁とした壁式構造であり、一般に大きな開口を確保するには適していない。大開口を有する実大木造住宅の水平力に対する挙動については、榎木ら³⁾⁶⁾は偏心率を一定として様々な壁配置で軸組構法住宅の実大水平加力試験を行っている。

大開口を実現する方法としては古くからラーメン構造が一般的であり、鉄骨造、RC造などの構造形式においては今日大きく発展している。在来軸組構法や枠組壁工法による戸建住宅においても鉄骨造、RC造との混構造形式により大開口を実現させている例は実務レベルとして一般的に行われている。混構造によらない大開口形式として、小松ら⁷⁾⁸⁾は1階部分を集成材門型ラーメン、2、3階を枠組壁工法仕様とする3階建て戸建住宅の設計条件を想定して門型ラーメンの耐力と変形能力および設計法を報告している。三井ホーム⁹⁾⁷⁾では小松の設計法に基づき集成材による半剛接ラーメンを開口部に採用した枠組壁工法戸建て住宅の商品化に成功している。

榎部ら⁴⁾⁵⁾は、在来軸組構法の補剛を目的として木造3階建て店舗併用住宅の1階部分を想定した門型ラーメンの耐力と変形能力を報告している。

2.2 壁体のせん断変形に与える鉛直荷重の影響

在来軸組構法や枠組壁工法による住宅の耐力壁は水平せん断力に抵抗することを目的とした耐力要素であるが、同時に鉛直荷重を負担している。開口部が小さい場合はこれらの鉛直荷重は均一に負担される傾向にあるが、大開口を設ける場合は軸壁部分が大きく鉛直荷重を負担する可能性が高い。鉛直荷重は水平せん断力に影響を与えるため、この点を考慮した評価が必要となる。

耐力壁の強度の実験的評価方法は、主に以下の3つに分類される。

- ①日本式試験方法(無載荷式)
- ②載荷式試験方法

③タイロッド式試験方法

①は我が国で慣用されてきた方法であるが、実際の建築物において耐力壁が水平力に抵抗する場合は鉛直荷重を負担した状態にあり、これを反映していない。②はこの点を考慮した試験法である。③は北米で規格化されていた方法で、直交壁等が脚部浮き上がりを拘束することに注目し、脚部浮き上がりをタイロッドで拘束した試験方法である。また、評価に際しては、①と②では見かけのせん断変形を用い、③は真のせん断変形を用いる。

試験方法②では、鉛直荷重がどのように水平せん断耐力に影響を与えるかが重要であるが、有馬¹³⁾は鉛直荷重が水平加力時の壁脚部の浮き上がりを顕著に拘束し、耐力が大きくなる事を実験的に明らかにしている。

2.3 合板の面内弾性係数

合板の面内せん断弾性係数(panel shearによる垂直せん断に対する性質)は B. Noren & E. Saarman¹⁰⁾、大熊、継田、平井¹¹⁾¹²⁾、高見¹³⁾、および佐々木、満久¹⁴⁾等の報告がある。旧来、面材の面内せん断弾性係数を求める方法としてはいわゆる ASTM 法(ASTM D805-51)が一般的であったが、実質的にボックスビームなどの変形挙動と一致しないことや、理論的に回転モーメントの発生や補強材による変形拘束などの試験法の問題点が指摘され、理想的なせん断試験を実現したものではないことが明らかとなった。これにかわり、大熊¹⁵⁾¹⁶⁾は正確に合板の面内せん断弾性係数を測定する試験法として改良 LW 法を提唱した。改良 LW 法は研究者レベルで面材を用いた壁体や組立梁などの物性試験において現在も信頼性の高い方法として用いられている。しかしながら、試験体作成が複雑である点、試験体形状が小さく針葉樹合板などの比較的大きな欠点要素を含む材料の試験に適さない点および正確なせん断強さが求められない点から、ASTM D2719-71 の Two-Rail Shear 法を用いた評価が国内でも行われるようになってきている。¹⁷⁾¹⁸⁾例えば、洪沢、海老原¹⁹⁾は改良 LW 法と Two-Rail Shear 法の両法を用いて、パーティクルボードの面内せん断性能の評価を行っている。

一方、材料の曲げにおけるせん断付加たわみを利用して、スパン／はり背を変化させた数回の試験による回帰直線から曲げヤング率およびせん断弾性係数を求める方法を Wanggaard²⁰⁾、海老原²¹⁾および董、中尾ら²²⁾が試みている。

2.4 壁ダイヤフラムの変形予測

枠組壁工法の構造躯体は主に合板や石膏ボードなどの面材を、壁枠に釘打ちして構成した耐力壁より構成されるが、その変形挙動を予測することは構造設計において極めて重要である。そのアプローチを神谷²³⁾は以下の様に三つに大別している。

- ① 実験式を求めたもの。
- ② 有限要素法の適用。
- ③ 理論式の誘導。

①は一般に有効範囲が狭いが、現在の壁倍率システムの基本はこの方法を前提としている。

②はパーソナルコンピュータの高性能化に伴い今後実務面での利用が期待されるが、予測に対する信頼性が高い反面、面材の剛性、釘ピッチなどのパラメータと変形との関係を直接検討する点においては不利である。野口²⁴⁾²⁵⁾は無開口壁および開口壁についての有限要素法解析を行っている。また、秦、佐々木²⁶⁾²⁷⁾は半剛接フレームとグズミ要素化された面材による解析手法を提案している。このほかに西森、黒正、岩田²⁸⁾²⁹⁾³⁰⁾は木造耐力壁の枠材と面材の相対すべりについて有限要素法解析を行っている。

③は、Tuomiら³¹⁾による最大耐力推定式が代表的であり、これをもとに幾つかの最大耐力や変形を予測する理論式が発表されている。平嶋³²⁾はTuomiらによる最大耐力推定式をもとに変形予測式を誘導した。神谷¹⁶⁾は同様の考え方から三角関数を用いないせん断剛性および最大耐力の予測式およびより簡略な近似式を誘導している。杉山ら³³⁾³⁴⁾はより単純な仮定を提案し、無開口および開口壁における実用的な略算式を導いている。また、鈴木、藤野³⁵⁾は合板釘打ち張り壁の釘接合部の挙動についての実験を行い、これらの変形予測式を検証している。枠組壁工法建築物構造計算指針³⁶⁾では耐力壁の面内せん断剛性を計算により求めるにあたり、これらと同様の計算方法を記載している。

2.5 木質住宅における保有水平耐力設計

保有水平耐力設計は建築物の耐用年限中に遭遇する可能性のある大地震に対して、倒壊に至らないことを確認する設計であり、許容応力度設計が弾性仮

定に基づくのとは異なり、終局強度の評価に対して塑性域まで考慮する設計概念である。法令上は高さが31mを超える建築物、あるいは高さが13mを超え31m以下、または軒高が9mを超える建築物で、剛性率、偏心率、筋かい架構の応力の割増し計算を行わない場合は保有水平耐力の計算を行う必要がある。終局強度を評価するためには、大変形にどこまで耐力が保持されるか、すなわち建築物の水平力に対する粘り強さを評価する必要がある。この粘り強さの指標は構造特性係数 D_s と呼ばれ、木造では架構の形式と架構の性状により0.25~0.50の値が建設大臣が定める方法により算出した数値として法令上与えられている。鉄骨造、RC造などは接合部に関する D_s の研究が進んでおり、多くのデータ蓄積されている。しかしながら、木質構造においては、躯体材料の性質にばらつきがあること、接合メカニズムが複雑な変形挙動を示すために単純なモデルに当てはめることが難しいことなどから D_s に関する研究は充実していない。この背景の一つには在来軸組構法や枠組壁工法などの壁式木質構造では独自の壁量計算システムにより構造計算が簡略化され、構造計算システムの土壌が実務に定着していない点も挙げられる。

西山、榎木、有馬、平野²⁷⁾は実大木造住宅および実大壁の構造特性係数 D_s 値を検討し、変形レベルの評価からは両者が同程度の値を示すが、荷重レベルの評価からは実大住宅では存在する壁の変形が場所により異なるため実大壁の D_s 値に比して小さな値を示すことを報告している。

保有耐力を評価する上では構造物および接合部の降伏耐力の評価は重要な因子である。降伏耐力評価は許容応力度設計では弾性範囲内で降伏耐力を評価するのに対して、保有水平耐力設計では塑性域を考慮し、弾性範囲を超えた点で降伏耐力を評価する。降伏耐力評価方法には幾つかの方法が提案されているが、安村ら²⁸⁾²⁹⁾は釘の降伏耐力および耐力壁の降伏せん断耐力の評価方法として、欧州規格で用いられているENTC124.117による方法の改良法を提案している。この改良法では枠組壁工法壁の評価において、耐力壁せん断試験結果、釘接合部の1面せん断試験より求めた計算値および釘接合部降伏理論による計算値がほぼ一致することから、従来の降伏耐力評価方法よりも適切に降伏耐力評価が可能となると報告している。

第3章 木質複層門型パネルのシステム

戸建住宅など設計プラン上では動線・意匠の観点から開口に大開口を設ける要求がしばしばみられる。しかしながら、枠組壁工法住宅においては、耐力壁線上に水平力に抵抗し得るだけの十分な長さの壁を鈎合いよく配置する必要があり、大きな開口を確保する設計プランは制約される場合がある。

例えば、都市部などによく見られる開口の狭い敷地にビルトインカーポートタイプ（車庫内蔵型）の住宅を想定した場合、Fig.3.1に示す様に前面の耐力壁線上に耐力壁を確保すると玄関前などに壁長さ91cm以上の壁を配さねばならず、動線や意匠上の支障となる。また、偏った位置に配置された水平耐力要素は建物に偏心を与える。しかしながら、Fig.3.2の様に動線等を優先させ、前面の耐力壁を取り去ったプランでは地震力等の水平力に対して構造安全上極めて好ましくない結果を招く。この様な問題を解決するには、Fig.3.3に示す様に動線や意匠上邪魔にならない程度の壁や柱を用いた門型構造要素で水平耐力を確保し、耐力壁の代替とすることになる。枠組壁工法において門型構造耐力要素を適用するには、RCラーメン構造等による混構造や集成材ラーメン等により門型構造を採用する方法がある。

建築材料としての木材は他材料に比較して加工性・重量比強度・価格・毒性・廃棄問題などにおいて極めてバランスのとれた質の高い材料である。換言すれば、小規模建築においては施工者にとって大変取り扱い易い材料である。木材・木質材料からなる在来軸組構法や枠組壁工法などの木質構造住宅は現場施工性の高い点が特長の一つである。実務上効果的に門型構造を在来軸組構法や枠組壁工法に適用する場合、その特長である現場施工性を活かせる手法が好ましい。また、設計・施工上は従来手法体系に近いものが望ましい。住宅建設に携わる設計者、施工管理者、施工業者は従来型的手法体系を経験的に身に付けているのが通常であり、その上で実務において安全性、合理性を確認している。現場工程の立場から勘案すれば、鉄骨ラーメンなどによる混構造によるアプローチは作業工程上で従来とは異なる工程要素を含めることになる。工程計画を行う為には、工程要素としてその工程が要する時間・人工数・必要資源(専門職種、重機など)を定量的に把握する必要がある。

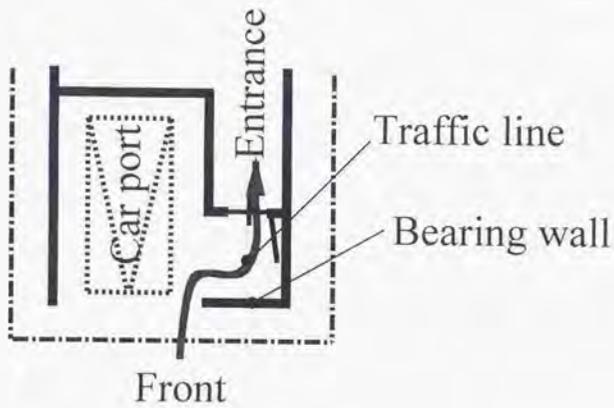
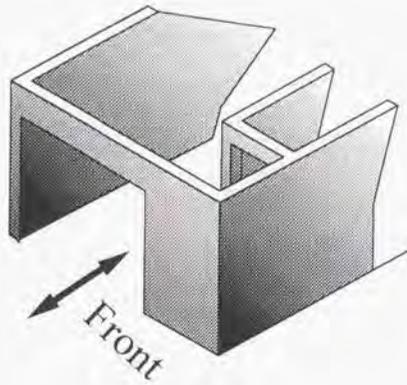


Fig. 3.1. Schematic diagram of example for building with narrow front .

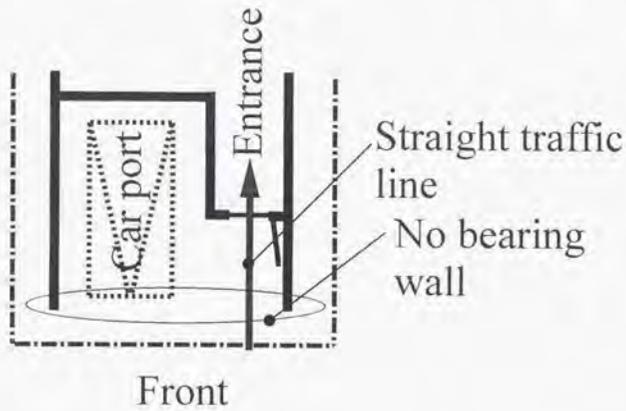
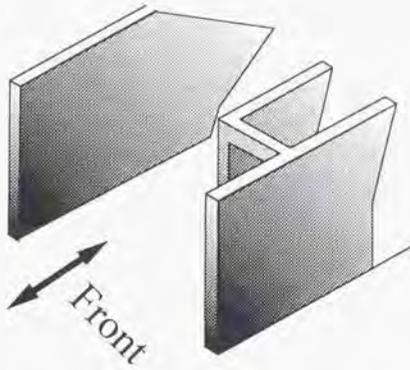


Fig. 3.2. Schematic diagram of plan with straight traffic line and without bearing wall.

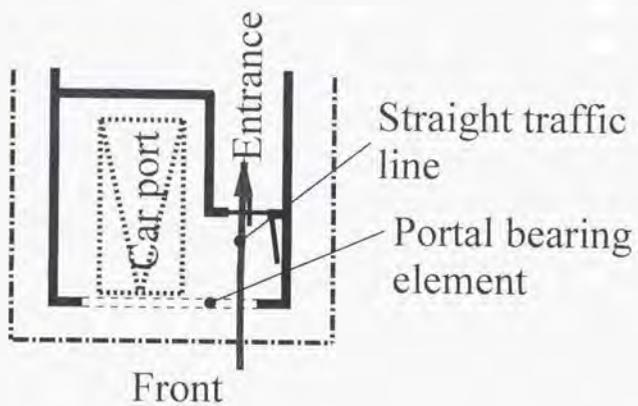
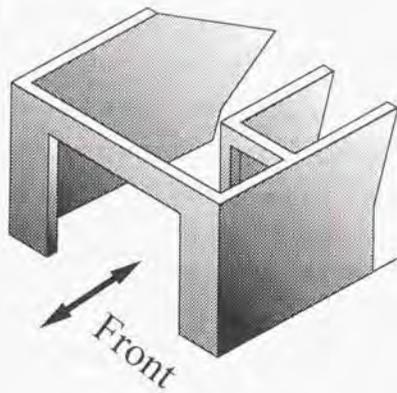


Fig. 3.3. Schematic diagram of application of portal bearing element.

しかしながら、現場施工を管理する者にとって異質な作業、作業者の投入がある場合は、工程要素を定量的に予測することは難しい。これらの定量評価の信頼性が低い場合は工程計画から予測される時間・コストなどのアウトプットの信頼性が下がることを意味し、躯体工事の様に通常はクリティカルパス(工程全体の所要期間に影響を与える工程上のルート)上にある作業ではその影響が大きい。さらに、施工管理者は関係工程との調整を含めた新たな工程計画を立案する必要があるだけでなく、新しい管理基準を考慮せねばならない。新たな管理基準の作成は全ての施工ミスを除去し得ないリスクを負う。

釘接合による門型パネル構造はこれらの点で有利である。しかしながら両脇に長さの短い袖壁を配する大開口門型パネルは、十分な水平耐力が確保できるか明らかではない。

面材を枠材に釘接合したダイアフラムによる壁パネルのせん断耐力・せん断剛性は、面材と枠材を接合する釘の数によって大きく左右される。換言すれば、特定の壁長さにおける水平せん断力に抵抗しうる有効な釘本数を増加させることで壁体のせん断耐力・せん断剛性を向上することが可能であると考えられる。そこで、木構法では一枚の壁パネルユニットの両面に面材を施すことで、パネル1枚あたりの釘本数を面材片面張り耐力壁の2倍に増やすこととした。しかしながら、より広範な設計要求に対応するだけの水平耐力を確保するには、パネルに対する面材両面貼りだけでは不十分であると思われる。

現行の住宅設計における水平耐力計算における壁量計算はせん断力に対する各耐力壁の並列モデルである。一般に偏心を考慮しないならば、ある層の水平耐力はせん断方向に有効な抵抗要素がどれだけあるかにより決定される。換言すれば、せん断方向に有効な抵抗要素は並列して水平力を或る程度負担可能であり、パネルを複層化すればその枚数に応じて、せん断剛性を増加できると考えられる。同時に複層化により、鉛直荷重に対する剛性・強度も倍数的に向上可能である。よって、複層パネルの枚数に合わせて基礎幅を増やし、基礎の強度を確保することができれば、特定の壁線に対して、十分な壁量に見合う水平耐力と鉛直荷重支持耐力を確保し得ると予想される。

また、脚部接合方法は、運用上従来の設計・施工ノウハウを継承するために、既成のホールダウン金物を用いるものとする。納まり上、単層パネルユニットの片側袖壁の内側にホールダウン金物を用いることとなるが、この場合、袖壁脚部回転に対する回転剛性はあまり期待できない。しかしながら、袖壁に大きなモーメントが発生する心配がないため、安全面では有効と考えられる。

以上から、比較的大きな開口と水平耐力を両立するために Fig 3.4 に示す様な枠組壁工法型の木質複層門型パネルシステムを考案した。以下、本システムの要点を挙げる。

- 構成は現場加工が容易な構造用木材・木質材料とする。
- 接合は、従来職種で対応できる釘接合を基本とする。
- 脚部接合は従来の設計・施工ノウハウを継承し易い、一般的なホールダウン金物を用いる。
- 大きな開口を確保するために、形状は壁長さの短い袖壁を両側に配した門型パネルとする。
- せん断耐力・剛性を高めるために、単層パネルユニットは面材両面貼りとする。
- パネルユニットを並列に複数枚積層し、要求耐力を確保する。
- 複層パネルは面材・頭つなぎ材を用いて釘接合により一体化する。

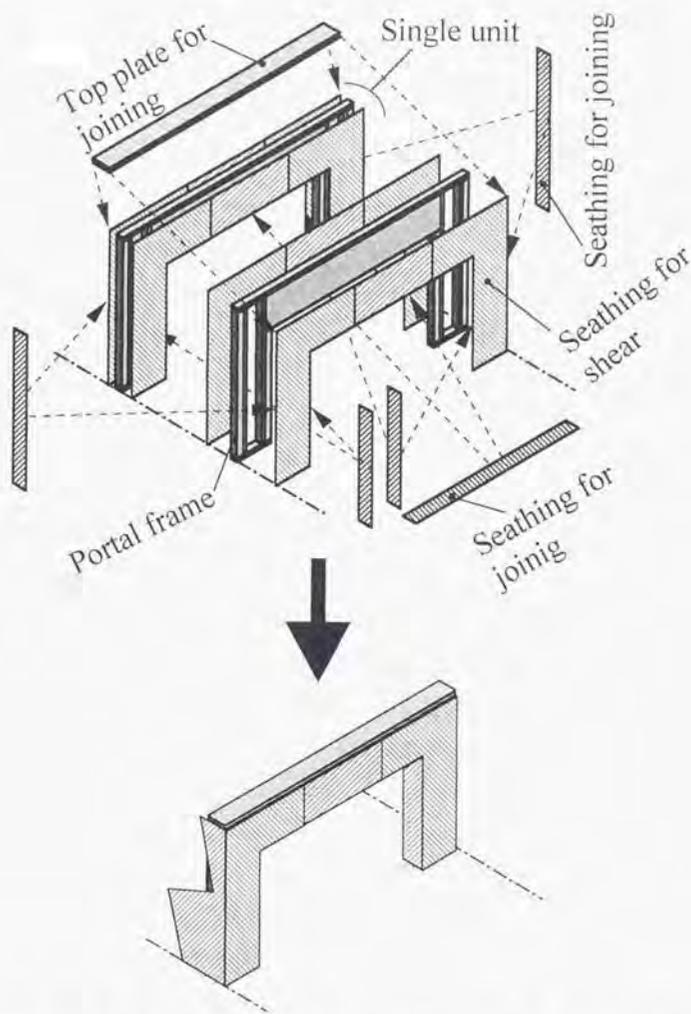


Fig. 3.4. Schematic diagram of Wooden Multi-layered Portal Panel System.

第4章 木質複層門型パネル実大面内せん断試験 I

4.1 目的

木質複層門型パネルについては、直接的な既往の研究が皆無でありその力学的性状に関して不明である。本章では、木質複層門型パネルに関する力学的性状を把握するために、実大壁の面内せん断試験を行い検討した。

4.2 試験体

試験体の概要を Fig.4.1 に示す。試験体は、JAS 枠組壁工法用製材で壁枠組みを行い、まぐさは断面 416 (387×90mm) の JAS2 級構造用集成材を用いた。面材は JAS2 級構造用合板 (厚さ 9mm、3'×9'版、針葉樹等厚 3 プライ) を使い、鉛直方向を表板の繊維方向とす縦張りとした。脚部と基礎治具の繋結には複層試験体で 8 本、単層試験体で 4 本のホールダウン金物 SHD-25 を用いた。SHD-25 と袖壁を構成する柱とは SHD-25 1 本あたり 5 本の M12 ボルトにより繋結した。面材の釘打ちには CNS0 釘を使用した。面材以外の釘打ちは住宅金融公庫枠組壁工法仕様¹⁰⁾に準じた。

実験には複層試験体(Double wall)1 体とそれを解体して釘を締め直しした単層試験体 2 体(Single wall A, Single wall B)の計 3 体を供した。複層試験体は試験後、これを構成する単層パネル 2 体に分離し、面材を交換して各単層試験体とした。なお、単層試験体の面材の釘打ち位置は、釘のせん断耐力を確保するため、複層試験体での釘打ち位置とずらして供試した。

4.3 試験方法

複層および単層試験体は Fig.4.2 に示すような方法で水平せん断試験を行った。すなわち、実使用時の状態を考慮し、両まぐさ受け頂上付近の頭つなぎ上に油圧により、Table 4.1 に示す条件で鉛直加力し、油圧バルブを閉じた状態で水平せん断試験を行った。水平加力は、油圧ジャッキとピン接合された鉢巻き型治具により負荷した。実験では、正負交番繰り返し荷重を加え、最終的に油圧ジャッキの引張側で破壊させた。加力スケジュールは試験体頂部付近の変位をもとに、ジャッキの引張側を正とし、 $0 \rightarrow 1/600 \rightarrow 0 \rightarrow -1/600 \rightarrow 0 \rightarrow +1/300 \rightarrow 0 \rightarrow +1/300 \rightarrow$

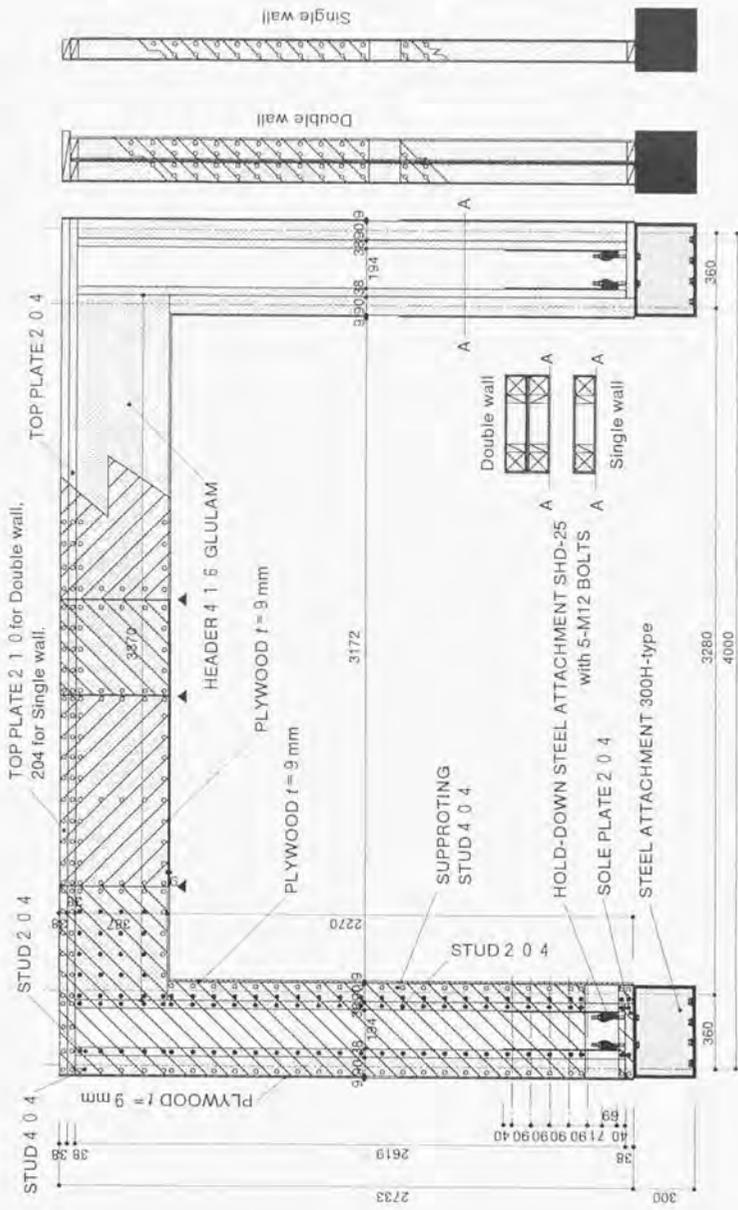


Fig.4.1. Double wall and Single wall.

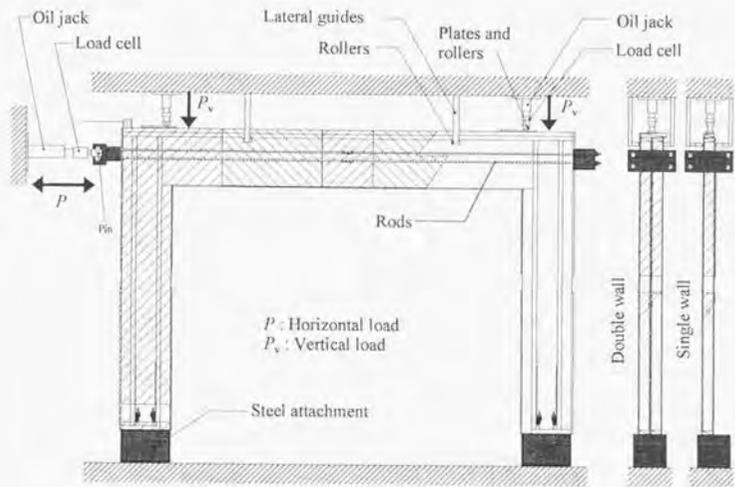


Fig.4.2. Testing method with vertical load.

Table 4.1. Vertical load for all specimens.

| Specimens | Vertical load (tonf) |
|---------------|------------------------|
| Double wall | 1.0 + 1.0 |
| Single wall A | 1.0 + 1.0 |
| Single wall B | 0.5 + 0.5 |

$-1/120 \rightarrow P_{max} \rightarrow 0$ となる様に行った(Fig.4.3, Fig.4.4, Fig.4.5)。図中の横軸は測定インターバルを一定と仮定した時間軸で、加力中に計測した測定順次を示す。鉛直および水平荷重は、各油圧ジャッキと試験体の間に取付けたロードセルにより検知した。また、袖壁直下の箱型治具は袖壁脚部と試験器を緊結するために用いた。

4.4 結果と考察

試験体の各せん断変形角を Fig.4.6 に従い、以下の様に定義した。

見かけのせん断変形角 γ_s

$$\text{右袖壁: } \gamma_{sR} = \frac{H_1 - H_2}{h_1}$$

$$\text{左袖壁: } \gamma_{sL} = \frac{H_3 - H_4}{h_2}$$

袖壁脚部の回転角 θ

$$\text{右袖壁: } \theta_R = \frac{V_1 - V_2}{\ell_1}$$

$$\text{左袖壁: } \theta_L = \frac{V_3 - V_4}{\ell_2}$$

4.4.1 各部の挙動

Fig.4.7、Fig.4.8、Fig.4.9に各試験体の水平荷重に対する見かけのせん断変形角 γ_s および袖壁脚部の回転変形角 θ の関係を示す。左右の袖壁の変形挙動はほぼ一致していた。これより、水平力が均等に伝達されていたと考えられる。また、門型パネル全体の見かけのせん断変形は曲げ変形を除けば、主に袖壁脚部の回転変形と袖壁の真のせん断変形の成分よりなると考えられる。いずれの試験体においても θ が γ_s の 60~90% を占めており、見かけのせん断変形は主に脚部の回転によるものであった事が明らかとなった。これは、袖壁の長さが短いので、袖壁と基礎治具を緊結していたホールダウン金物間の距離が短く、袖壁脚部の回転抵抗が小さかったためであると考えられる。これに対して袖壁の真のせん断変形は、壁長あたりの面材に対する釘打ち本数が多いため、小さくなったものと考えられる。

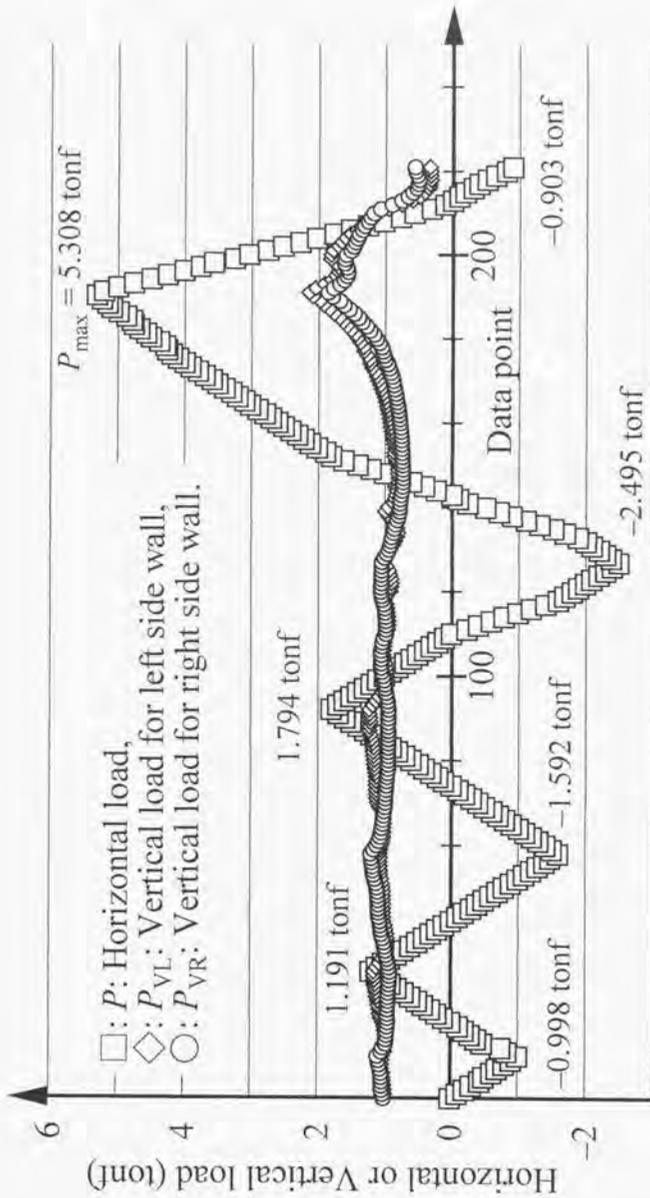


Fig. 4.3. Load history of racking test for Double wall.

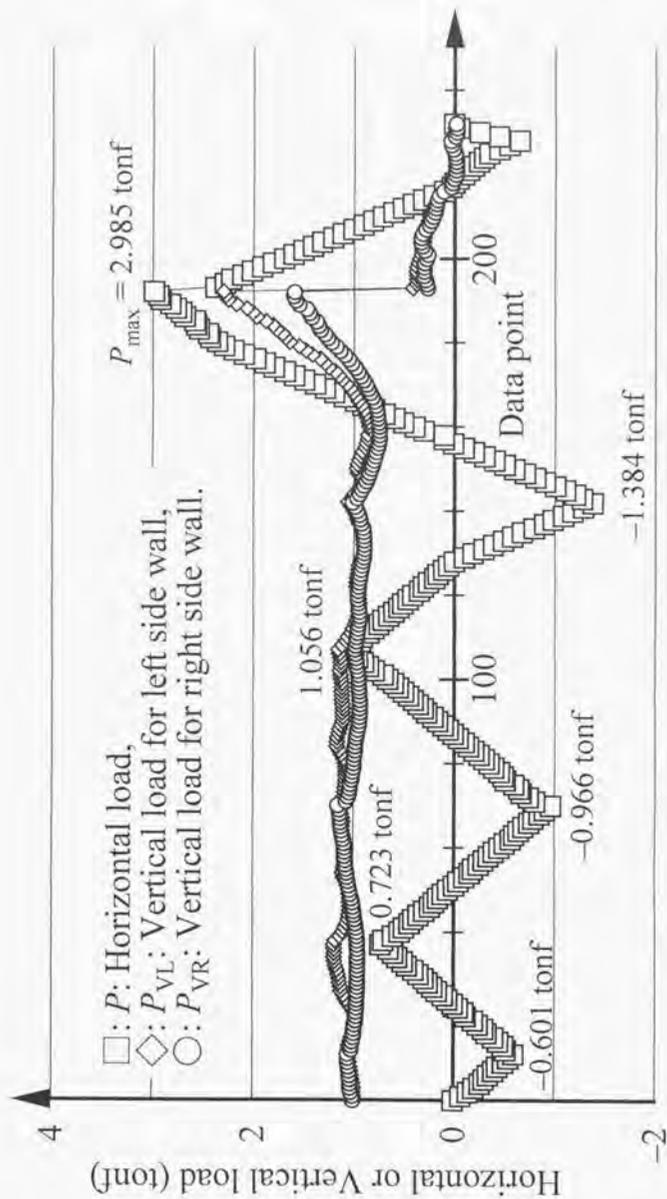


Fig. 4.4. Load history of racking test for Single wall A.

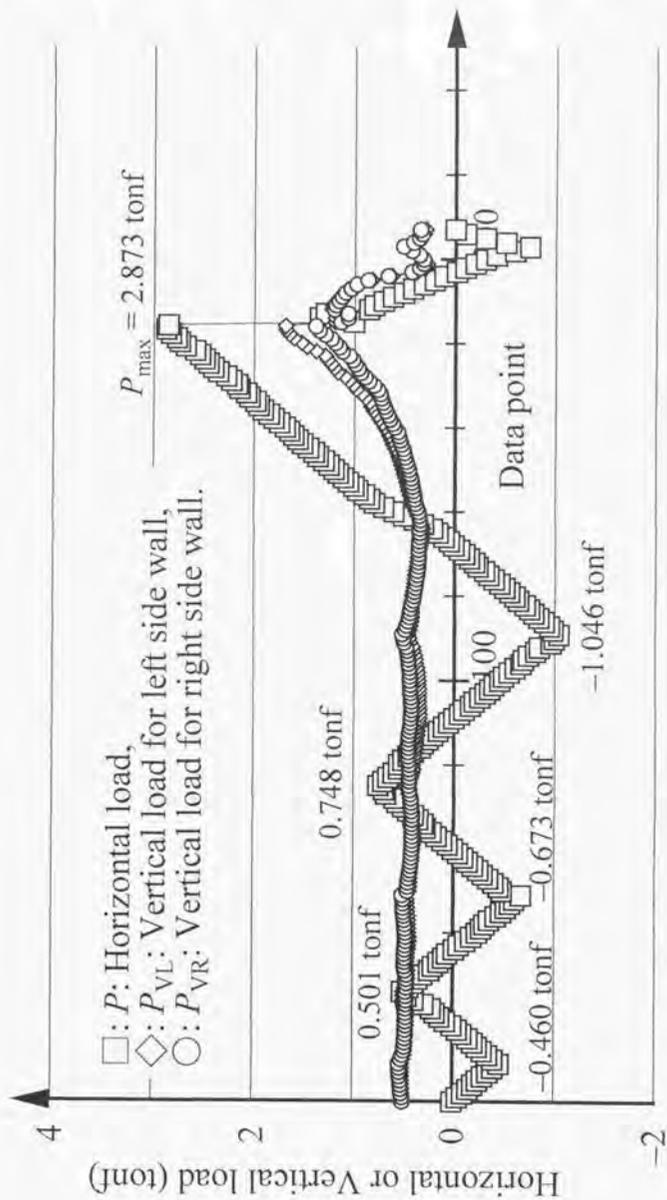


Fig. 4.5. Load history of racking test for Single wall B.

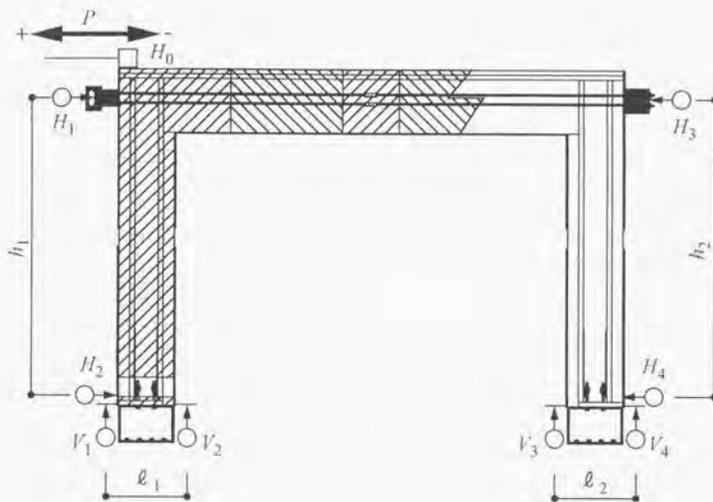


Fig.4.6. Measurement of deformation.

Notes : H_0, H_1, H_2, H_3, H_4 : Horizontal displacement or Electrical displacement meters for horizontal displacement,

V_1, V_2, V_3, V_4 : Vertical displacement or Electrical displacement meters for vertical displacement,

h_1 : distance between H_1 and H_2 ,

h_2 : distance between H_3 and H_4 ,

l_1 : distance between V_1 and V_2 ,

l_2 : distance between V_3 and V_4 .

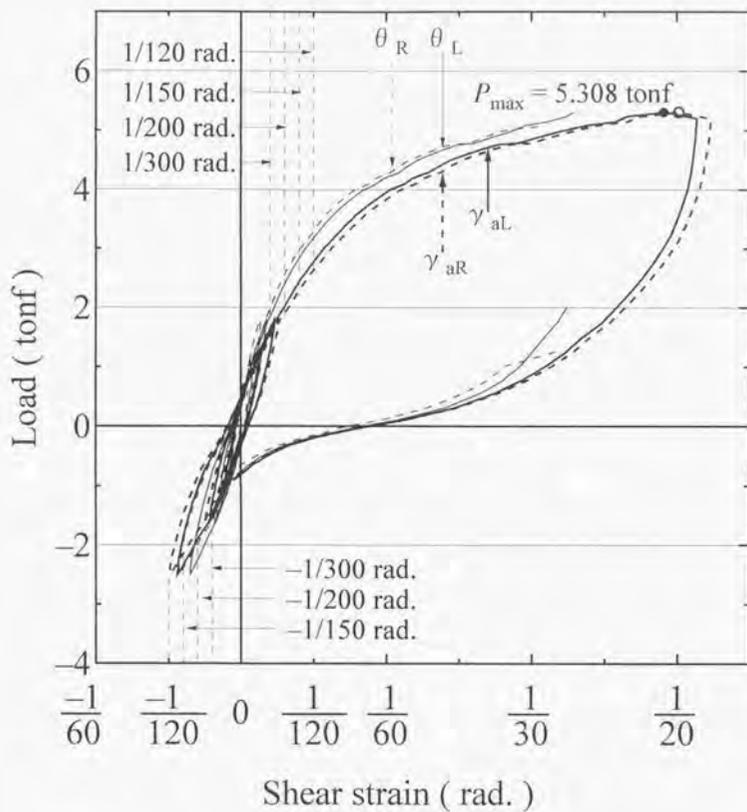


Fig. 4.7. Load – shear strain curves for Double wall.

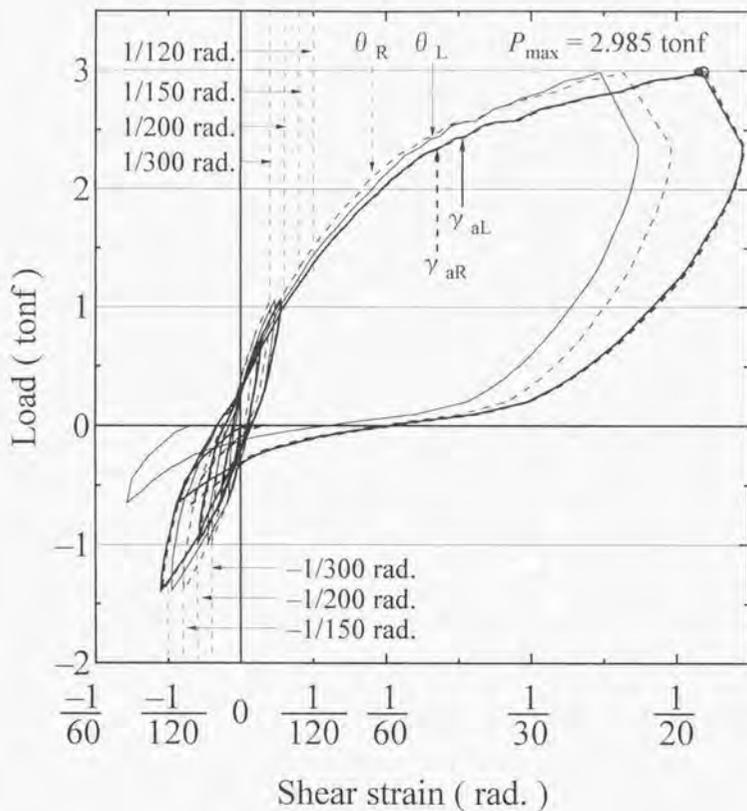


Fig. 4.8. Load – shear strain curves for Single wall A.

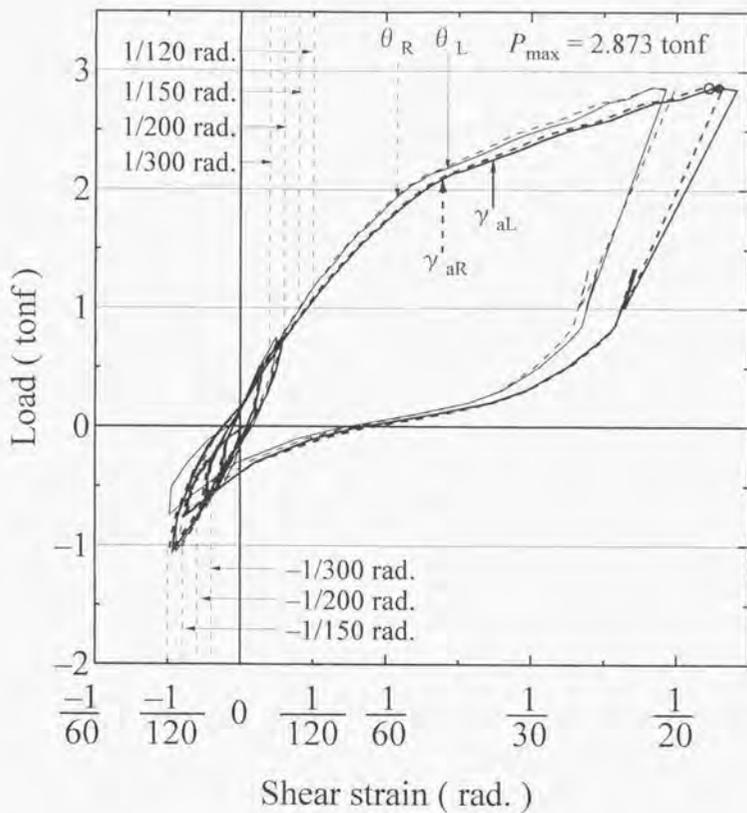


Fig. 4.9. Load – shear strain curves for Single wall B.

4.4.2 せん断剛性

Table 4.2 に特定の見かけのせん断変形角における荷重と最大荷重を示した。袖壁脚部の回転変形が比較的大きいので、見かけのせん断変形を基準として、 $P_{\gamma=1/120}$ を考慮すると、 $P_{\gamma=1/120}$ は $2/3P_{max}$ より小さかった。 $3/4 \times P_{\gamma=1/120} \times 1/130$ を求めると、複層試験体で14.6、単層試験体Aで7.5、単層試験体Bで6.2であった。すなわち、本パネルを通常の耐力壁に置換すると、壁倍率5の長さ91cmの壁と比較して、複層試験体で3.2枚、単層試験体Aで1.6枚、単層試験体Bで1.3枚分に相当するせん断剛性が確保されたこととなる。

4.4.3 水平せん断耐力への影響要素

Fig.4.10 に各試験体の処女荷重域における $P-\gamma_s$ 曲線を示した。また、Fig.4.11 に各試験体の処女荷重域における $P-\theta$ 曲線を示した。各単層試験体は複層試験体の半分程度のせん断剛性を示した。このことから、単層門型パネルを2枚に複層することで水平せん断力が約2倍になる事が明らかとなった。Fig.4.11 では試験体Bより鉛直荷重が大きかった試験体Aの方が θ が小さく、鉛直荷重による脚部回転変形の拘束が確認された。

4.4.4 破壊状況

Fig.4.12 に破壊状況を示す。各試験体とも、水平荷重の増加とともに袖壁の合板の加力点付近に面外座屈（膨れ、へこみ）が観察された。最大荷重付近では、まぐさと袖壁の接続部の面材に水平または垂直に亀裂が発生した。面材のパンチングアウトは釘を2列以上打つたために抑えられたと考えられる。袖壁—まぐさ接続部の破壊は顕著ではなかったが、加力治具が袖壁—まぐさ接続部の開きを拘束する効果があったとも考えられる。また、袖壁脚部の回転により、面材が袖壁下端で基礎治具に接触し圧壊した。フレームにおいては、まぐさと脇柱を繋結するCN90の一部に浮き上がりがあった。また、アンカーボルトとの接続部付近でホールダウン金物の曲げ変形が確認された。

Table 4.2. Load corresponding to the indicated apparent shear deformation and maximum load for all specimens.

| Load (tonf) | Double wall | Single wall A | Single wall B |
|-------------|-------------|---------------|---------------|
| $P_{1/200}$ | 1.83 | 0.97 | 0.74 |
| $P_{1/150}$ | 2.25 | 1.13 | 0.92 |
| $P_{1/120}$ | 2.64 | 1.31 | 1.09 |
| P_{max} | 5.308 | 2.985 | 2.873 |

Notes: Load indicate value at tension side of horizontal load jack.

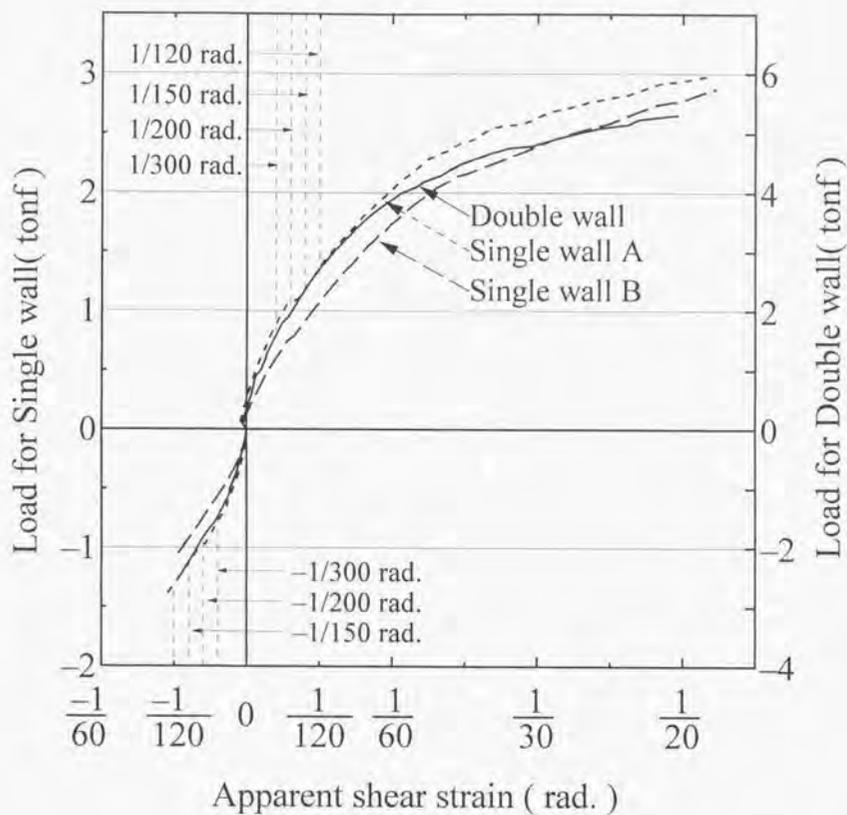


Fig. 4.10. Load – apparent shear strain curves on virgin load for all specimens.

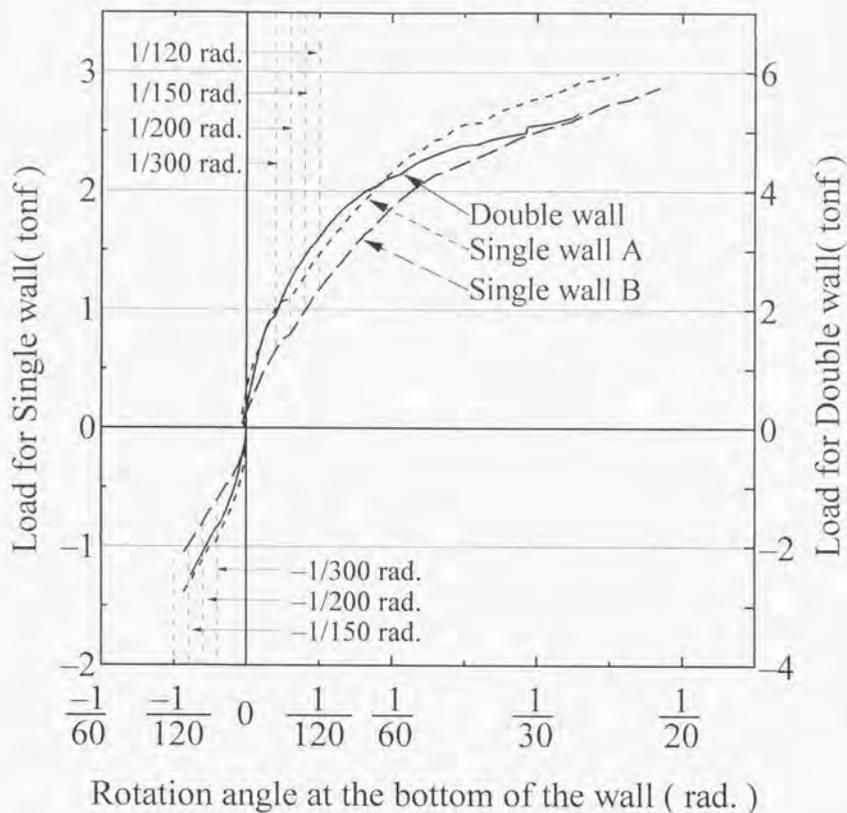


Fig. 4.11. Load – rotation angle at the botom of the wall on vergin load for all specimens.

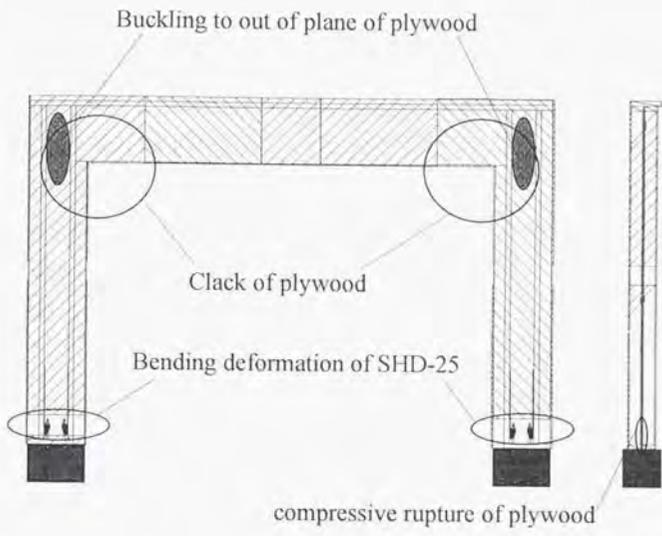


Fig.4.12. Rupture of specimen.

4.5 結論

本門型パネルについて以下の点が確認された。

- 実用的な水平せん断耐力を持つ。
- 2枚複層すると約2倍のせん断剛性・耐力が確保される。
- 脚部回転が見かけのせん断変形の主因である。
- 鉛直荷重は袖壁脚部回転変形に対する拘束効果がある。

検討課題は以下の通りであった。

- 袖壁部分における面材の面外座屈防止
- 脚部回転の抑制。
- 袖壁-まぐさ接続部付近の性能向上。
- 加力治具による拘束効果の確認。

第5章 合板の面内せん断弾性係数の測定

5.1 目的

木質複層門型パネルのせん断挙動を予測する剛性モデルを考える場合、パラメータの一つとして合板の面内せん断弾性係数（以下、 G と略す）が必要となると考えられる。また、袖壁部分のプロポーションの関係上面材が曲げ変形を起こす可能性もあり、その場合は面内曲げヤング率（以下、 E と略す）の検討も必要となる。

合板の G については大熊ら¹¹⁾¹²⁾による研究がある。しかしながら、これらの研究の対象となったのは当時一般に流通していたラワン合板の測定が主であった。ラワンをはじめとする南洋材が枯渇した現在では、構造用合板としては針葉樹合板が普及したためこれらのデータを確認する必要がある。

また、 G の測定には大熊の開発した改良 LW 法¹¹⁾¹²⁾が用いられるのが通常である。改良 LW 法はそれまで用いられていた共役せん断型のいわゆる ASTM 法と比較してボックスビームのウェブ合板などの挙動とよく一致し、 G の測定方法として極めて優れた方法である。しかしながら、供試する試験体形状が小さいため、現在普及している針葉樹合板のように節などの比較的大きな欠点を含む材料の評価は難しい面があると考えられる。そこで、本章では、実大に近いサイズの試験体の単純支持中央集中載荷試験と比較的大きなサイズを供試体とする ASTM 規格の Two-Rail Shear 試験を行った。

さらに、前述の様に G に関する研究はあるものの、 E に関するデータは皆無に等しく、単純支持中央集中載荷試験では E の測定も試みた。

5.2 実大サイズによる面内弾性係数(G, E)の測定

5.2.1 目的

合板の面内せん断弾性係数（以下、 G と略す）については大熊ら¹¹⁾¹²⁾による研究があるが、面内曲げヤング率（以下、 E と略す）に関するデータは皆無に等しい。比較的実大に近いサイズによる合板の G と E の測定を試みた。

5.2.2 試験体

木造住宅建築に一般的に流通している公称厚さ 9mm の構造用 JAS2 級南洋

材合板(ラワン合板)および構造用 JAS2 級針葉樹合板(CSP 合板)を供試した。ラワン合板は5プライ、針葉樹合板は等厚3プライの構成であった。

5.2.3 試験方法

Fig.5.2.1 に示すように、スパン l を 220cm とし、はり背 h を 50、30、20cm と変化させて、合板の edge wise に油圧により静的中央集中荷試験を行った。荷重点および支点治具が試験体に接触する部分の幅は 10cm であった。供試合板の表板繊維方向をスパン方向とした。面外への試験体の倒れを防止し、面外座屈を抑制するために、振れ止めを設置した。振れ止めと試験体の間には約 1mm の隙間を設け、振れ止めと試験体の接触面には摩擦の影響を抑えるためにテフロンシートを介した。たわみ量は試験体上部・下部の各部で変位計により測定した。

また、面内せん断ひずみ γ を測定する目的で、支点より $l/8$ 、 $l/4$ 、 $3l/8$ の中立軸付近にひずみゲージ(東京測器社製 L-60-11、長さ 60mm 1軸ゲージ)をスパン方向と 45° の角度を持って直交するように表裏とも取付け、1点につき4枚ずつ貼った。片面で圧縮・引張両側で測定したのは曲げの影響を低減する目的である。表裏面にて測定したのは面外座屈の影響を相殺する目的である。

5.2.4 結果と考察

5.2.4.1 スパン l はり背より求める方法

Wangaad²⁰⁾、海老原²¹⁾、蕪ら²²⁾がそれぞれスパン l はり背 h より G と E を求めているのと同様の方法(以下、 l/h 法と呼ぶ)を用いた。中央集中荷重によるスパン中央部 $x=l/2$ におけるたわみ量を、みかけ上曲げのみで表現した場合は下式左辺となり、曲げおよびせん断で表現した場合は下式右辺となる。これら2つのたわみに関する表現が同一のたわみを表現したものとすれば、以下の等式が成り立つ。

$$\frac{Pl^3}{48E_s I} = \frac{Pl^3}{48EI} + \frac{\kappa Pl}{4GA} \quad (5.2.1)$$

ここで、

P : 荷重

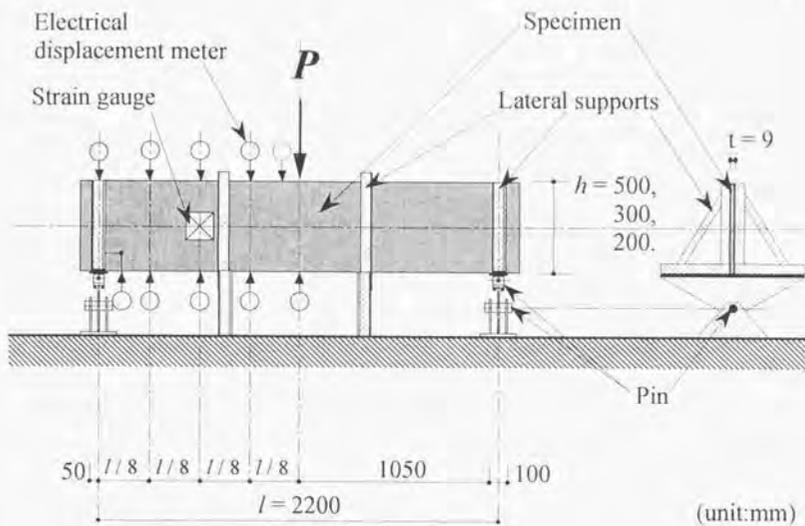


Fig.5.2.1. Measurement of G and E of plywood.

l : スパン

I : 断面 2 次モーメント

A : セン断面積

E_s : 単純支持中央集中曲げにおける見かけの曲げヤング率

E : 曲げヤング率

G : セン断弾性係数

κ : セン断における形状係数

式(5.2.1)を l/h について整理すると、以下のように表現される。

$$\frac{\left(\frac{l}{h}\right)^2}{E_s} = \frac{\left(\frac{l}{h}\right)^2}{E} + \frac{\kappa}{G} \quad (5.2.2)$$

各スパンにより実測されたデータについて、 $(l/h)^2/E_s$ を縦軸、 $(l/h)^2$ を横軸としてプロットし、回帰直線を求めれば、縦軸の切片を κ/G 、回帰直線の傾きが $1/E$ となる。

また、同様に荷重点と支点の間点 $x=l/4$ におけるたわみ量をもとにすれば、式(5.2.1)に対応する式は以下の様に表現される。

$$\frac{11Pl^3}{768E_s J} = \frac{11Pl^3}{768EI} + \frac{\kappa Pl}{8GA} \quad (5.2.3)$$

式(5.2.3)を l/h について整理すると、以下のように表現される。

$$\frac{\left(\frac{l}{h}\right)^2}{E_s} = \frac{\left(\frac{l}{h}\right)^2}{E} + \frac{8}{11} \frac{\kappa}{G} \quad (5.2.4)$$

各スパンにより実測されたデータについて、 $(l/h)^2/E_s$ を縦軸、 $(l/h)^2$ を横軸としてプロットし、回帰直線を求めれば、縦軸の切片が $8/11 \cdot \kappa/G$ 、回帰直線の傾きが $1/E$ となる。

E_s のパラメータとなるたわみ量は、 $x=l/2$ では試験体下端の鉛直変位から、 $x=l/4$ では試験体上下両端の鉛直変位の平均値から、各々端部めり込み量として端部直上部鉛直変位を差し引いて用いた。

5.2.4.2 面内ひずみと撓みから求める方法

単純支持中央集中曲げ試験を行い、面内せん断弾性係数 G を面内せん断ひずみ γ より求め、たわみ量 δ からせん断たわみを相殺することで面内曲げヤン

グ係数 k を求める方法を検討した。以下、 y - δ 法と呼ぶ。

5.2.4.2.1 矩形断面のはりのせん断応力分布

矩形断面のはりに働くせん断応力の分布は、応力集中の影響を考慮しない場合、軸方向に働くせん断力との釣合いからよく知られているように以下の2次曲線で表現される。

$$\tau = \frac{Q}{2I} \left(\frac{h^2}{4} - y^2 \right) \quad (5.2.5)$$

ここで、

τ : せん断応力

Q : せん断力

I : 断面2次モーメント

h : はり背

y : 中立軸からの鉛直方向距離

式(5.2.5)において $y = 0$ の時、すなわち中立軸上では τ は最大値 τ_{max} をとり、 $\tau_{max} = Qh^2/8I$ となる。はりの断面積を A 、はりの幅を b とすれば、 $\tau_{max} = 1.5Q/A$ と表現される。 τ の平均値 τ_{avg} は Q/A であるから、 τ_{max}/τ_{avg} を κ とすれば、 $\kappa = 1.5$ (矩形断面の場合) となる。 κ は構造計算の分野においてはせん断変形に影響する形状係数として用いられている。

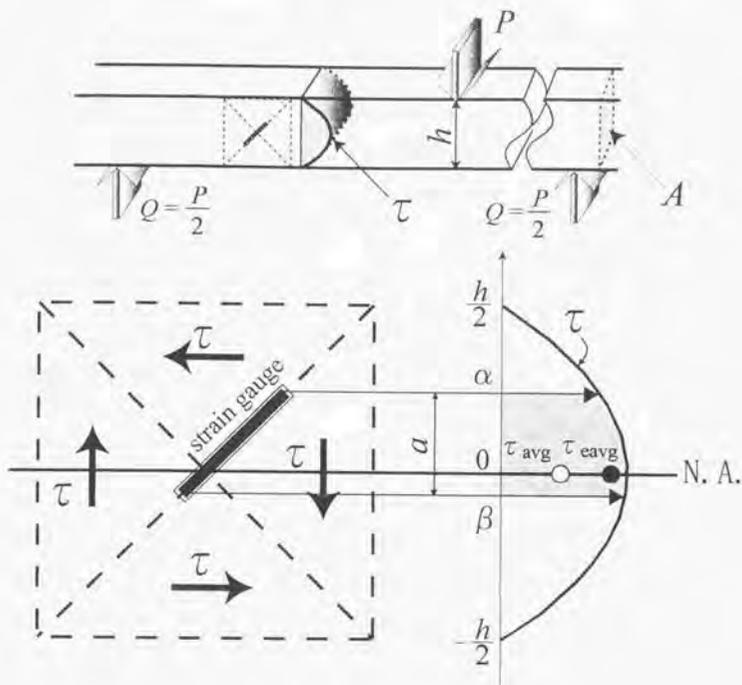
実験では Fig.5.2.2 に示した様にひずみゲージよりせん断応力分布の或る区間におけるせん断ひずみを測定したが、得られるひずみ値は区間内の平均せん断応力によるひずみを示している。一般に、中立軸に鉛直な区間 a 内の平均せん断応力 τ_{avg} は以下の様に表現される。

$$\tau_{avg} = \frac{\int_a \tau dy}{a} \quad (5.2.6)$$

加力方向におけるせん断応力分布内の或る区間の形状係数を分布内区間形状係数として κ' を定義すれば、以下のように表現される。

$$\kappa' = \frac{\tau_{avg}}{\tau_{max}}$$

κ' は矩形断面の場合は式(5.2.5)より以下のように表現される。



$$\kappa' = \frac{\tau_{\text{eavg}}}{\tau_{\text{avg}}} = 1.5 - \frac{2}{h^2} \frac{\alpha^3 - \beta^3}{\alpha - \beta}$$

Fig.5.2.2. Relationships between position of strain gauge for shear and measured shear stress.

Notes: τ : Shear stress, τ_{eavg} : Measured shear stress which is the average value of τ over the interval from β to α .

$$\begin{aligned}
 \kappa' &= \frac{\tau_{\text{max}}}{\tau_{\text{avg}}} = \frac{\int_a \tau dy}{a} \frac{A}{Q} \\
 &= \frac{\int_a \frac{Q}{2I} \left(\frac{h^2}{4} - y^2 \right) dy}{a} \frac{A}{Q} \\
 &= \frac{3}{2} \frac{\int_a \left\{ 1 - \left(\frac{2y}{h} \right)^2 \right\} dy}{a} \\
 &= 1.5 - \frac{6}{h^2} \frac{\int_a y^2 dy}{a} \\
 \therefore \kappa' &= 1.5 - \frac{6}{h^2} \frac{\int_a y^2 dy}{a}
 \end{aligned}$$

ここで、区間 a を $\beta \leq y \leq \alpha$ と置き換えれば、

$$\therefore \kappa' = 1.5 - \frac{2}{h^2} \frac{\alpha^3 - \beta^3}{\alpha - \beta} \quad (5.2.7)$$

Fig.5.2.3 に示したひずみゲージ A および B の κ' は式(5.2.7)より、Table 5.2.1 に示す値となる。

5.2.4.2.2 γ - δ 法

せん断弾性係数 G はせん断応力 τ 、せん断ひずみ γ とすれば、 $G = \tau/\gamma$ で定義される。せん断変形をうける正方形の対角線のひずみを ϵ とすれば、 $\gamma = 2\epsilon$ で近似されるから、 $G = \tau/(2\epsilon)$ となる。単純支持中央集中荷重のはりでは、荷重 P 、せん断面積 A とすれば、 $\tau = P/(2A)$ であり、せん断応力分布内の或る区間における G を考えれば、

$$G = \frac{\kappa' P}{4A \epsilon} \quad (5.2.8)$$

ここで、

κ' : 分布区間形状係数(5.2.4.2.1 参照)

ϵ : せん断応力分布の或る区間のせん断ひずみ

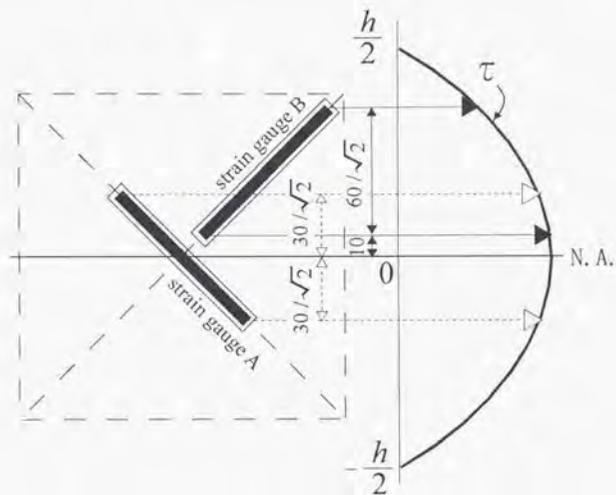


Fig.5.2.3. Position of strain gauge for shear.

Table 5.2.1. Calculated value of κ' .

| h (cm) | κ'_A | κ'_B |
|----------|-------------|-------------|
| 50 | 1.50 | 1.47 |
| 30 | 1.49 | 1.43 |
| 20 | 1.48 | 1.33 |

Notes: κ'_A is κ' for strain gauge A, κ'_B is κ' for strain gauge B in Fig.5.2.3.

また、曲げ変形およびせん断変形を考慮したスパン方向の任意点 x ($0 < x \leq l/2$) での撓み量 y は以下の様に表現できる。

$$y = \frac{Px}{48EI} (3l^2 - 4x^2) + \frac{\kappa Px}{2GA} \quad (5.2.9)$$

式(5.2.9)の左辺を E となる様に變形すれば、 G が既知の場合 E を求める以下の式となる。

$$E = \frac{3l^2 - 4x^2}{24I \left(\frac{2}{x} \frac{dP}{dy} - \frac{\kappa}{GA} \right)} \quad (5.2.10)$$

実験では、ひずみゲージの測定位置は、スパン方向では支点よりスパンの約 1/4 なる点とした。また、たわみ量は同点の試験体上端および下端における値の平均たわみと荷重点直下のたわみ量を用いて比較した。各たわみ量は支点たわみ量を差し引いて用いた。

5.2.4.3 κ の評価

両法による G の評価について、 $\kappa = 1.5$ とした時の結果を Fig. 5.2.4 に、 $\kappa = 1.2$ とした時の結果を Fig. 5.2.5 に示す。また、両法による E の評価について、 $\kappa = 1.5$ とした時の結果を Fig. 5.2.6 に、 $\kappa = 1.2$ とした時の結果を Fig. 5.2.7 に示す。 κ は一般的には矩形断面では 1.5 として用いられているが⁴¹⁾、たわみに関するエネルギー法による値では 1.2 となるとされている。⁴²⁾⁴³⁾

G の評価においては、 γ - δ 法では式(5.2.8)から直接 G が評価されたが、 l/h 法では $(l/h)^2/E_s - (l/h)^2$ プロットの回帰直線の切片として G/κ を求めたので、 G の評価は κ の値の影響をうけた。同様に E の評価においては、 l/h 法では $(l/h)^2/E_s - (l/h)^2$ プロットの回帰直線の傾きとして $1/E$ を直接求めたが、 γ - δ 法では式(5.2.10)から E を求めるときに既知の G に $1/\kappa$ を乗じて用いたので、 E の評価は κ の値の影響をうけた。 G について Fig. 5.2.4 と Fig. 5.2.5 を比較すると $\kappa = 1.5$ とするよりも $\kappa = 1.2$ とした場合の方が概して l/h 法による値は γ - δ 法による値に近かった。同様に、 E について Fig. 5.2.6 と Fig. 5.2.7 を比較すると $\kappa = 1.5$ とするよりも $\kappa = 1.2$ とした場合の方が概して γ - δ 法による値は l/h 法による値に近かった。

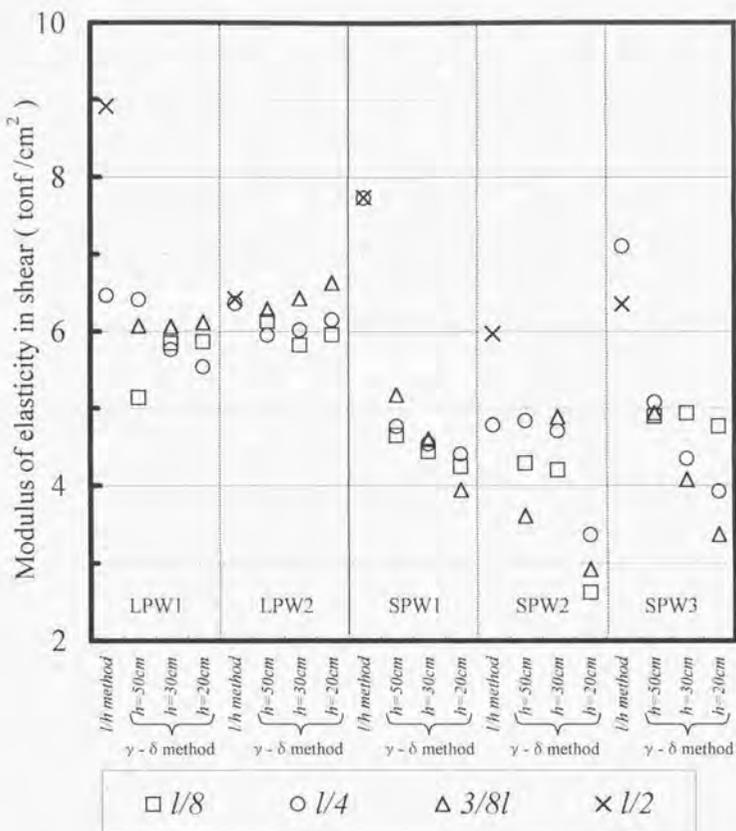


Fig. 5.2.4. Modulus of elasticity in shear measured by l/h method and $\gamma - \delta$ method.

Notes: LPW: Lauan plywood,
 SPW: Softwood plywood,
 $\kappa = 1.5$ for l/h method.

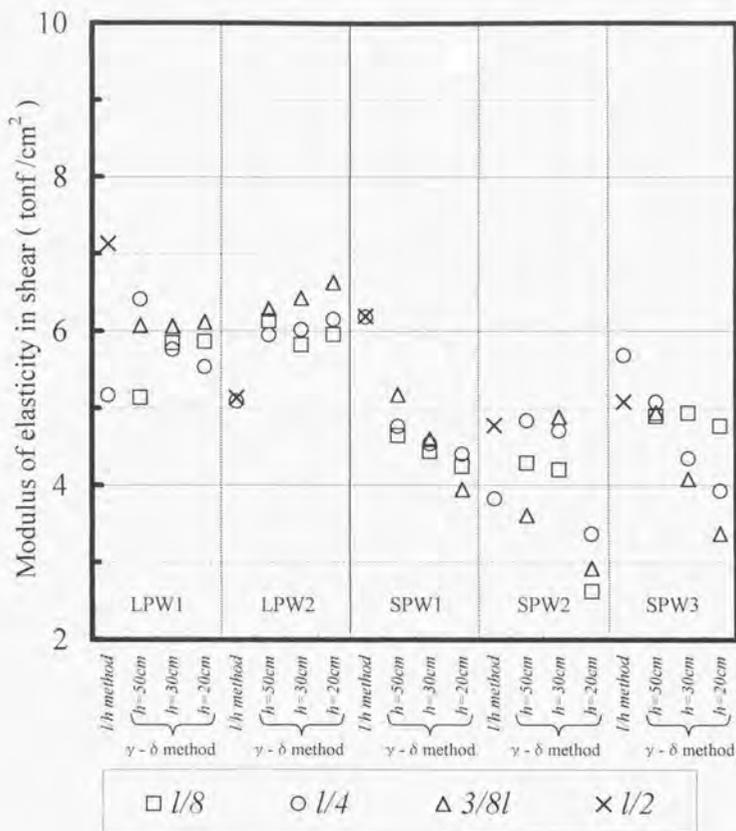


Fig. 5.2.5. Modulus of elasticity in shear measured by l/h method and $\gamma - \delta$ method.

Notes: LPW: Lauan plywood,
SPW: Softwood plywood,
 $\kappa = 1.2$ for l/h method.

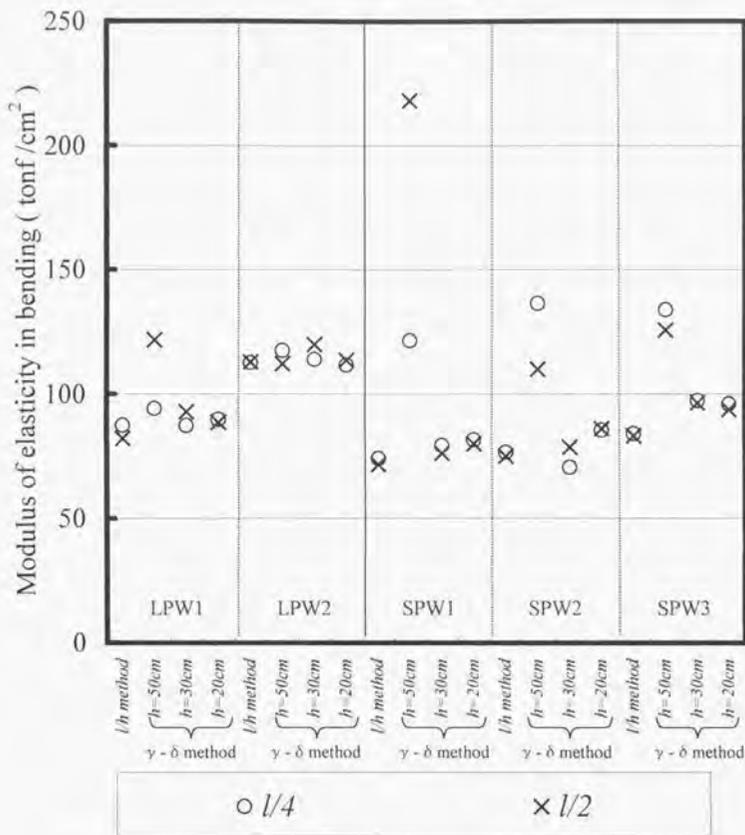


Fig. 5.2.6. Modulus of elasticity in bending measured by l/h method and $\gamma - \delta$ method.

Notes: LPW: Lauan plywood,
 SPW: Softwood plywood,
 $\kappa = 1.5$ for $\gamma - \delta$ method.

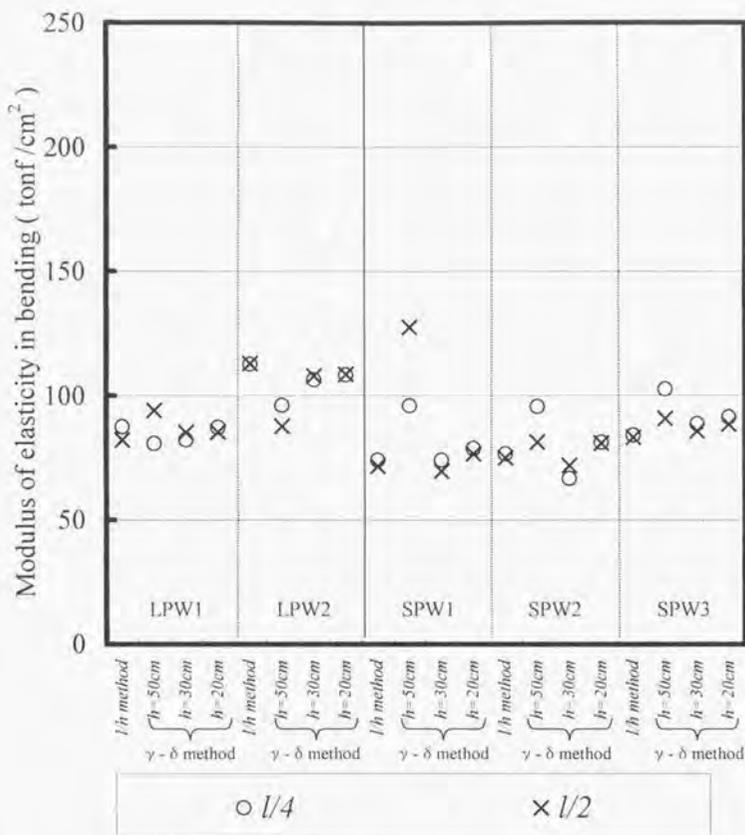


Fig. 5.2.7. Modulus of elasticity in bending measured by l/h method and $\gamma - \delta$ method.

Notes: LPW: Lauan plywood,
 SPW: Softwood plywood,
 $\kappa = 1.2$ for $\gamma - \delta$ method.

本試験結果からは、矩形断面のたねみ評価における κ は1.5とするよりも1.2とする方が妥当であるといえる。以降、 $\kappa = 1.2$ として論ずるものとする。

5.2.4.4 G 、 E の評価

各合板の表板繊維直交方向の面内せん断弾性係数および面内曲げヤング率の測定値の平均値を Table 5.2.2 に示す。

G はラワン合板では5~6 tonf/cm²程度、針葉樹合板では4.5~6 tonf/cm²程度であった。一般的に言われている合板のせん断弾性係数¹³⁾¹⁶⁾¹⁴⁾と概ね一致している。 E はラワン合板では85~110 tonf/cm²程度、針葉樹合板では70~90 tonf/cm²程度であった。針葉樹合板は等厚3プライであったので、スパン方向に対して繊維方向が平行な表層のみが曲げに有効であったと考えれば、表層の実質的な E は1.5倍とすると100~140 tonf/cm²程度であったことになる。やや大きいオーダーとして妥当な範囲であると考えられる。

Fig. 5.2.5から G はラワン合板が針葉樹合板(CSP)よりも大きい値を示すことが確認された。また、 γ - δ 法では κ' による補正を行ったためか、スパン/はり背の影響は針葉樹合板で h の減少とともに G が小さくなる傾向があったが、ラワン合板ではみられなかった。測定位置については両法とも傾向は見られなかった。

Fig. 5.2.7から E はラワン合板が針葉樹合板よりも若干大きい値を示した。 γ - δ 法で、スパン/はり背の影響は特にみられなかった。 $x = 1/2$, $x = 1/4$ での各測定点による評価はどちらも同じ程度のばらつきであった。

Fig. 5.2.8, Fig. 5.2.9, Fig. 5.2.10, Fig. 5.2.11, Fig. 5.2.12に各試験体におけるたねみ曲線の測定値と得られた G 、 E による計算値を示す。計算値と実測値は概して一致していた。 $1/h$ 法、 γ - δ 法とも大きな差は見られなかった。また、 $1/4$ と $1/2$ の測定点による差も概ね見られなかった。一般に荷重が大きくなると実測値と計算値は一致しなかった。また、ラワン合板1の $h = 30$ cmにおける実測値と計算値が一致していなかった。これらは、Fig. 5.2.13, Fig. 5.2.14, Fig. 5.2.15, Fig. 5.2.16, Fig. 5.2.17に示した各試験体における荷重-変位曲線の測定値と計算値から明らかなように、実測された荷重-変位曲線と計算値が一致していなかった範囲であった。このような実測値と計算値が一致しなかった

Table 5.2.2: G and E for all specimens.

| Specimen | Ply | ρ (g/cm^3) | thickness (mm) | G (tonf/cm^2) | | E (tonf/cm^2) | |
|------------------------|-----|--------------------------------------|-------------------|-----------------------------------|--------------------------|-----------------------------------|--------------------------|
| | | | | l/h method | $\gamma - \delta$ method | l/h method | $\gamma - \delta$ method |
| LWN1 | 5 | 0.66 | 9.25 | 6.2 | 5.9 | 85 | 86 |
| LWN2 | 5 | 0.69 | 9.35 | 5.1 | 6.0 | 113 | 103 |
| NBL1 | 3 | 0.49 | 9.50 | 6.2 | 4.6 | 73 | 87 |
| NBL2 | 3 | 0.46 | 9.47 | 4.3 | 4.3 | 76 | 80 |
| NBL3 | 3 | 0.43 | 9.45 | 5.4 | 4.5 | 84 | 91 |
| LWN _{average} | 5 | 0.67 | 9.30 | 5.6 | 6.0 | 99 | 94 |
| NBL _{average} | 3 | 0.46 | 9.47 | 5.3 | 4.4 | 78 | 86 |

Notes: LWN: lauan plywood, NBL: softwood plywood (CSP), ρ : density.

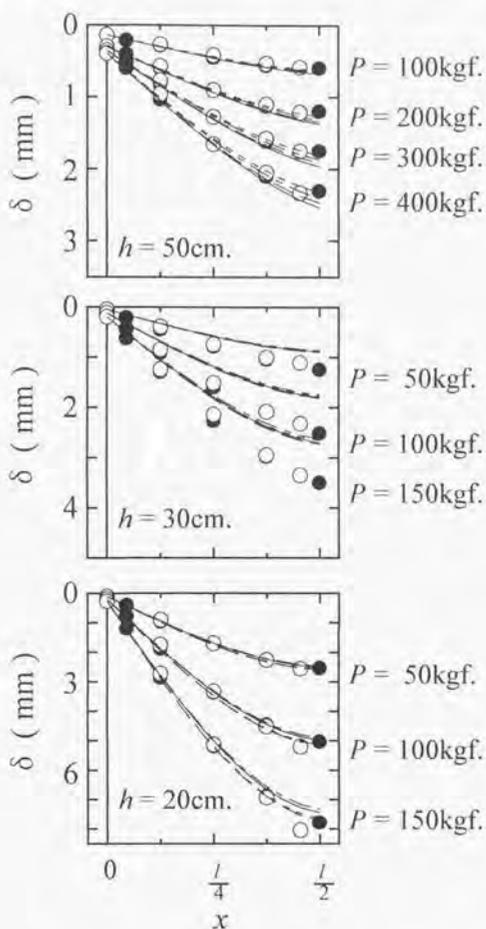


Fig. 5.2.8. $\delta-x$ curve for lauan plywood 1.

- Legend:
- : Experimental data for downside of specimen,
 - : Experimental data for upside of specimen,
 - : Calculation by l/h method used data at $l/4$,
 - : Calculation by l/h method used data at $l/2$,
 - - - : Calculation by $\gamma - \delta$ method used data at $l/4$,
 - . - : Calculation by $\gamma - \delta$ method used data at $l/2$.

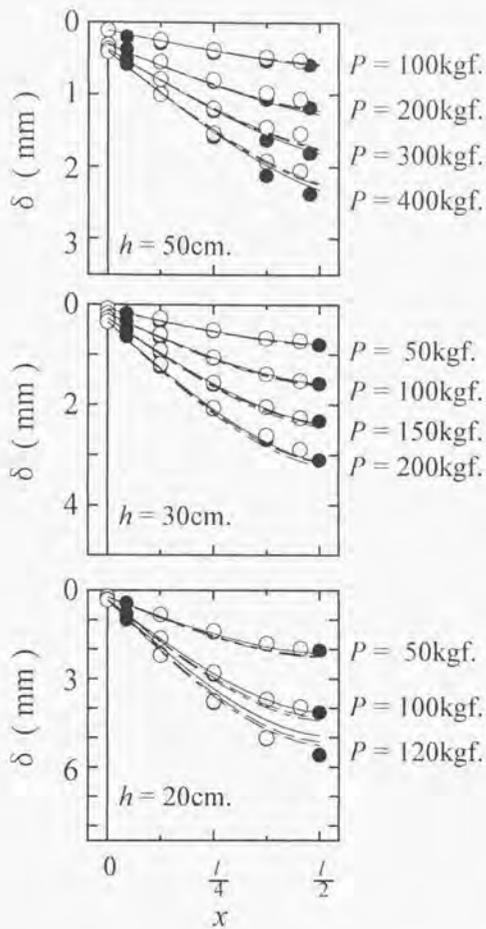


Fig. 5.2.9. $\delta - x$ curve for lauan plywood 2.

Legend: ● : Experimental data for downside of specimen,
 ○ : Experimental data for upside of specimen,
 — : Calculation by l/h method used data at $l/4$,
 --- : Calculation by l/h method used data at $l/2$,
 — — — : Calculation by $\gamma - \delta$ method used data at $l/4$,
 - - - : Calculation by $\gamma - \delta$ method used data at $l/2$.

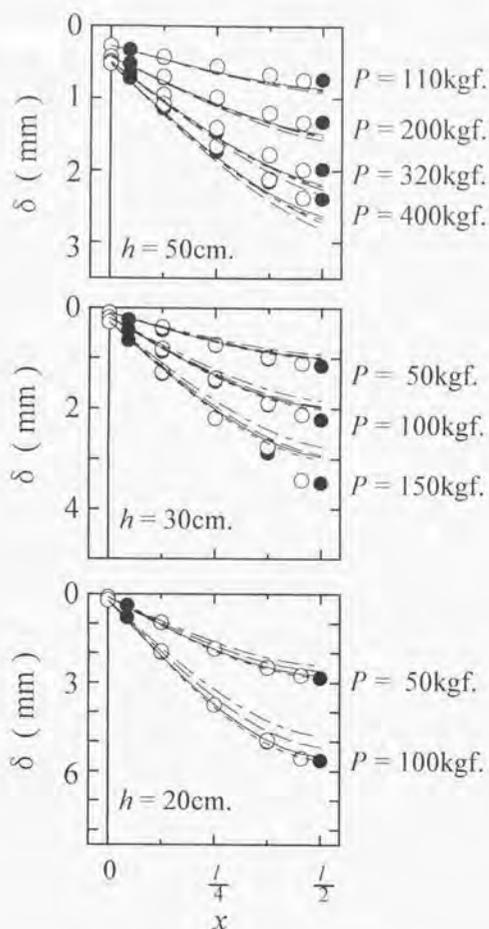


Fig. 5.2.10. $\delta-x$ curve for softwood plywood 1.

Legend: ● : Experimental data for downside of specimen,
 ○ : Experimental data for upside of specimen,
 — : Calculation by l/h method used data at $l/4$,
 - - - : Calculation by l/h method used data at $l/2$,
 - · - : Calculation by $\gamma - \delta$ method used data at $l/4$,
 - - - : Calculation by $\gamma - \delta$ method used data at $l/2$.

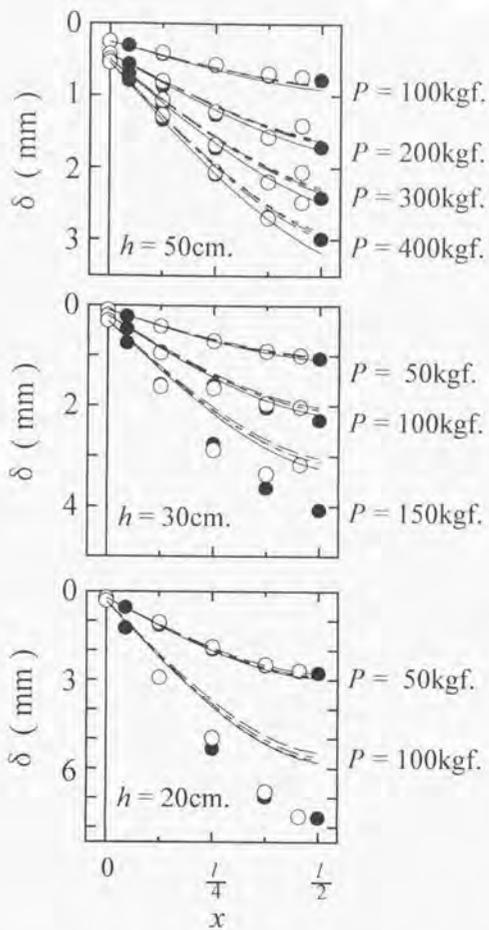


Fig. 5.2.11. $\delta-x$ curve for softwood plywood 2.

Legend: ● : Experimental data for downside of specimen,
 ○ : Experimental data for upside of specimen,
 — : Calculation by l/h method used data at $l/4$,
 - - - : Calculation by l/h method used data at $l/2$,
 - · - : Calculation by $\gamma-\delta$ method used data at $l/4$,
 - · - : Calculation by $\gamma-\delta$ method used data at $l/2$.

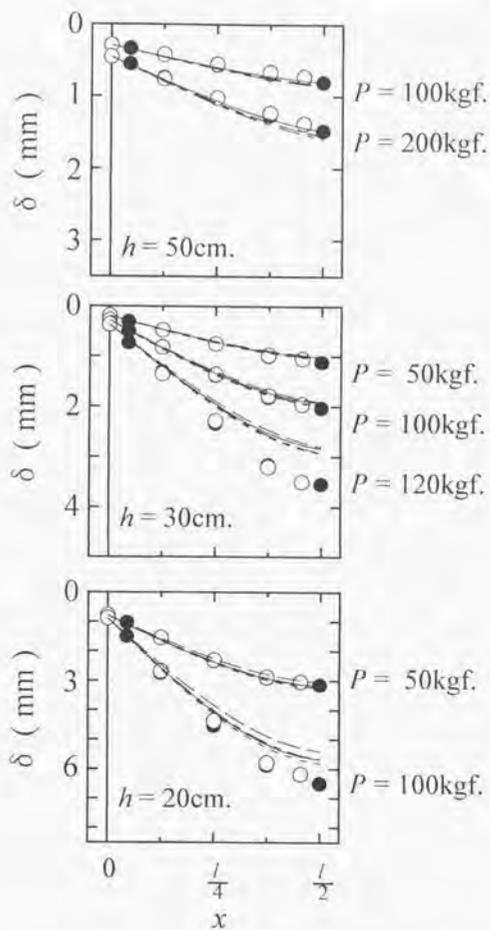


Fig. 5.2.12. $\delta - x$ curve for softwood plywood 3.

- Legend:
- : Experimental data for downside of specimen,
 - : Experimental data for upside of specimen,
 - : Calculation by l/h method used data at $l/4$,
 - - - : Calculation by l/h method used data at $l/2$,
 - · - : Calculation by $\gamma - \delta$ method used data at $l/4$,
 - · - : Calculation by $\gamma - \delta$ method used data at $l/2$.

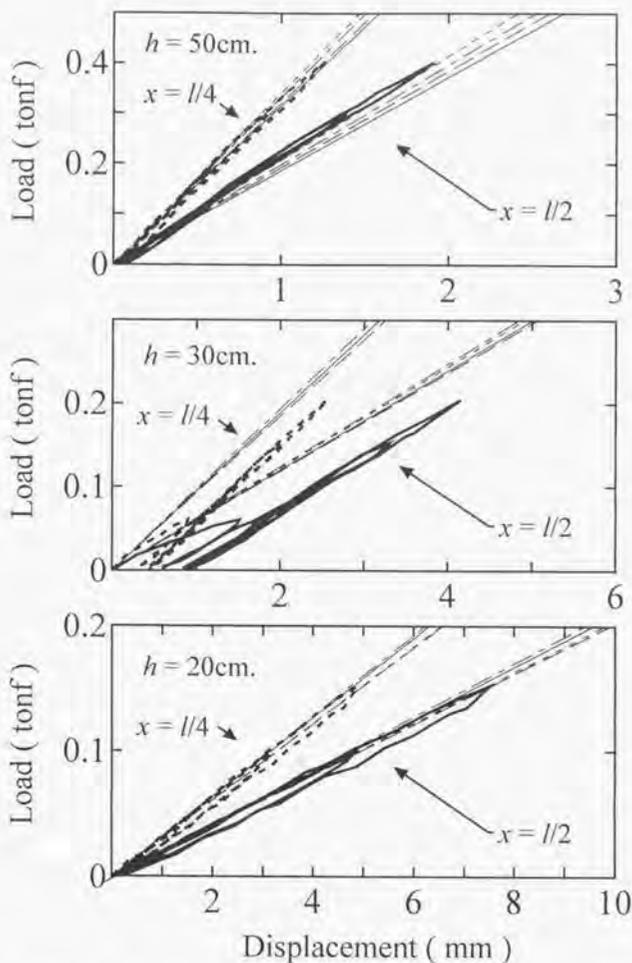


Fig. 5.2.13. Load-Displacement curve for lauan plywood 1.

- Legend: — : Experimental data for 1/2 of span,
 - - - : Experimental data for 1/4 of span,
 . . . : Calculation by l/h method used data at $l/4$,
 - . - . : Calculation by l/h method used data at $l/2$,
 - - - : Calculation by $\gamma - \delta$ method used data at $l/4$,
 - - - : Calculation by $\gamma - \delta$ method used data at $l/2$.

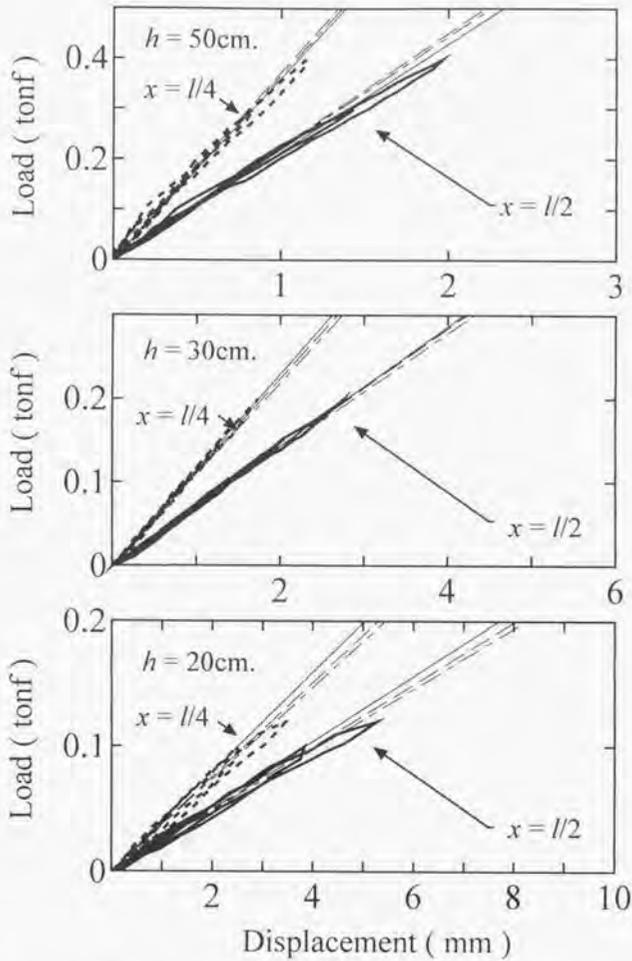


Fig. 5.2.14. Load-Displacement curve for lauan plywood 2.

Legend: — : Experimental data for $1/2$ of span,
 - - - : Experimental data for $1/4$ of span,
 — : Calculation by l/h method used data at $l/4$,
 - - - : Calculation by l/h method used data at $l/2$,
 - · - : Calculation by $\gamma - \delta$ method used data at $l/4$,
 - - - : Calculation by $\gamma - \delta$ method used data at $l/2$.

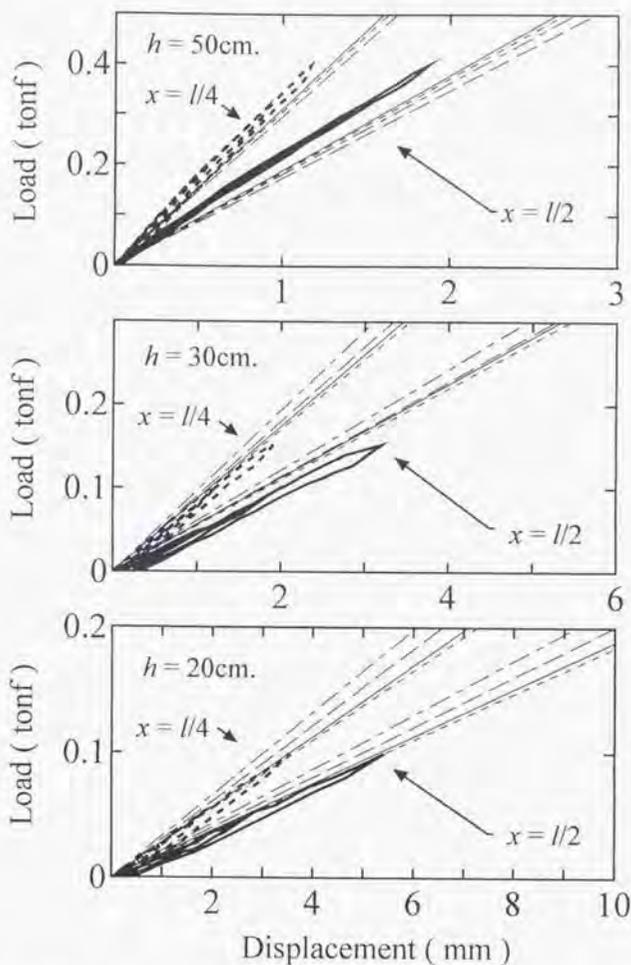


Fig. 5.2.15. Load-Displacement curve for softwood plywood 1.

Legend: — : Experimental data for 1/2 of span,
 ... : Experimental data for 1/4 of span,
 — : Calculation by l/h method used data at $l/4$,
 --- : Calculation by l/h method used data at $l/2$,
 - - - : Calculation by $\gamma - \delta$ method used data at $l/4$,
 - - - : Calculation by $\gamma - \delta$ method used data at $l/2$.

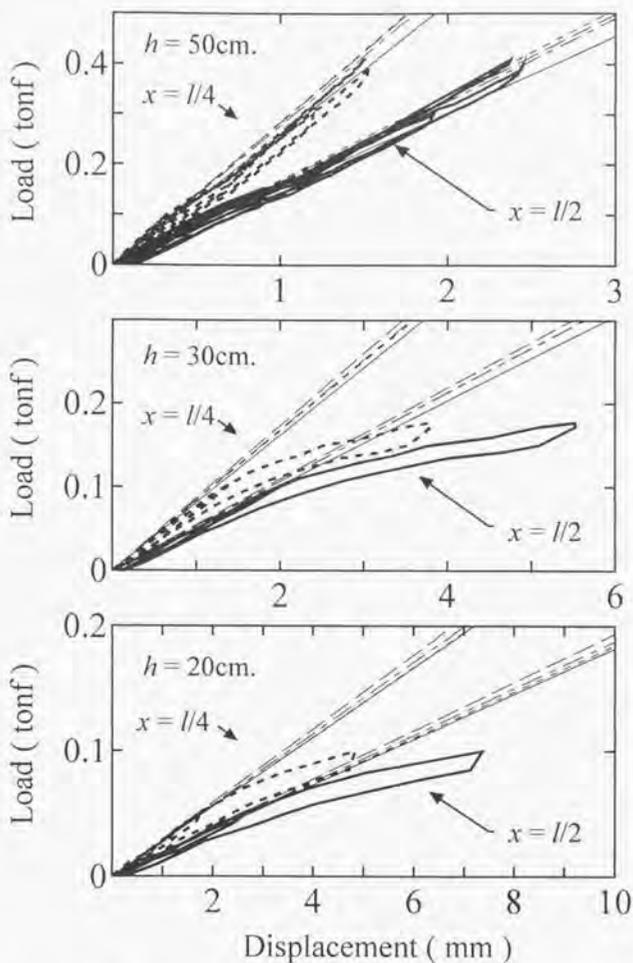


Fig. 5.2.16. Load-Displacement curve for softwood plywood 2.

- Legend: — : Experimental data for 1/2 of span,
 - - - : Experimental data for 1/4 of span,
 — : Calculation by l/h method used data at $l/4$,
 - - - : Calculation by l/h method used data at $l/2$,
 — : Calculation by $\gamma - \delta$ method used data at $l/4$,
 - - - : Calculation by $\gamma - \delta$ method used data at $l/2$.

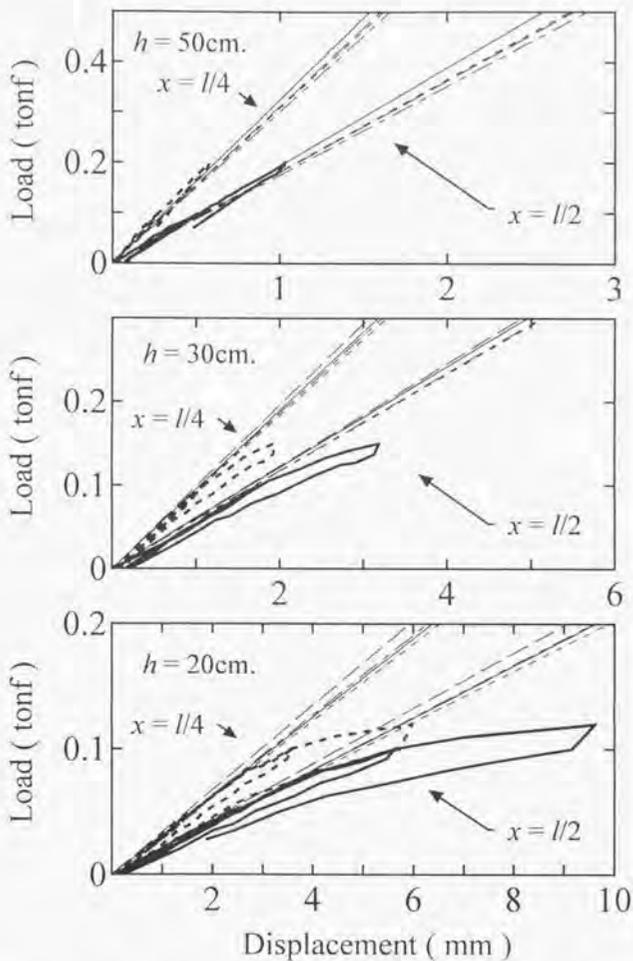


Fig. 5.2.17. Load-Displacement curve for softwood plywood 3.

Legend: — : Experimental data for $1/2$ of span,
 - - - : Experimental data for $1/4$ of span,
 — — : Calculation by l/h method used data at $l/4$,
 - - - : Calculation by l/h method used data at $l/2$,
 . . . : Calculation by $\gamma - \delta$ method used data at $l/4$,
 - . - : Calculation by $\gamma - \delta$ method used data at $l/2$.

範囲は、目視観察された試験体の面外座屈が主な原因と考えられる。

5.2.5 結論

各合板の表板繊維直交方向の面内せん断弾性係数 G および面内曲げヤング率 E として Table 5.2.2. に示すような値を得た。これらの値は、一般的に言われている LW 改良法より得られたせん断弾性係数の値¹⁵⁾¹⁶⁾¹⁴⁾とほぼ一致した。スパンノリ背法の場合、本報のような実大試験に適用すると h/h を変化させ、複数回試験する必要があるが、 γ - δ 法のように面内ひずみを測定する事により 1 回の試験で近い値を得られると考えられる。

本試験方法の場合、ある程度の荷重以上になると面材の面外座屈が大きく発生し、正しい値が計測できなくなる。また、座屈のため、純粋に面内曲げ破壊が起こらず最大耐力を求めることができなかった。これらに関しては、振れ止めを工夫する必要がある。

5.3 Two-Rail Shear 法

5.3.1 目的

Two-Rail Shear 法は ASTM D2719 "Standard Test Methods for Structural Panels in Shear Through-the-Thickness" Test Method C に規格化されている方法である。筋交いによる耐力壁に変わり、枠組壁工法のように面材貼り耐力壁の普及しつつある今日では、面材の性能、とりわけ面内せん断剛性のデータ収集は我が国においても重要な問題となった。従来我が国においては、せん断弾性係数の測定方法は改良 LW 法によるものが最も信頼のおける方法として研究レベルで採用されてきたが、試験体作成の難しさと破壊点までの測定が困難であることから、一部では Two-Rail Shear 法を我が国における試験方法として規格化する動きがある。

しかしながら、我が国においては Two-Rail Shear 法による試験データおよびノウハウの蓄積は少なく、早期検討が望まれている。

本論文では、Two-Rail Shear 法による G の評価を行うとともに、本試験方法のノウハウ蓄積の為に、検討すべき事項を明らかにした。

5.3.2 試験体

木造住宅建築に一般的に流通している公称厚さ 9mm の特類構造用 JAS2 級南洋材合板(ラワン合板)および特類構造用 JAS2 級針葉樹合板(ラジアータバイン合板)を供試した。ともに、JAS スタンプは国内メーカーによって受けていた。ラワン合板は 5 プライ、針葉樹合板は等厚 3 プライの構成であった。各試験体は Fig.5.3.1 に示すように各々 1 枚の合板より 40×60cm の試験体を 5 体取り出して供試した。また、切り出した材の残りをを用いて含水率を全乾法により測定した。

5.3.3 試験方法

5.3.3.1 試験方法

試験方法は概ね ASTM D2719 Method C に従った。Fig.5.3.2 に試験方法の概要を示す。60×40cm の試験体一枚につき 2 組 4 枚の幅 10cm の鋼性治具をエポキシ接着剤で試験体を挟むように接着し、レールとした。引張り試験機のクロスヘッドにピン固定された直径約 20cm の円柱部分より突出した振れ止めをレール間の隙間にあて、先の円柱の中心と接続された鋼性棒の他端に取付けられたカムボコ型の治具をレール治具の半円形切り欠き部分に当て、試験体レールをローラー・ピンとして固定した。クロスヘッドに接続された円柱部分に引張力を加え、試験体にせん断変形を与えた。

5.3.3.2 せん断ひずみの測定

クロスヘッド移動量を電気式変位計にて記録した。ラワン合板・針葉樹合板の試験体のうち各 4 体(シリーズ 1)は Fig.5.3.3 に示すように試験体短辺方向(x 方向)の中央に、試験体長辺方向(y 方向)の 1/4、1/2、3/4 の位置でに x と 45° をなす方向に貼ったひずみゲージよりせん断ひずみを求めた。すなわち、せん断方向と 45° をなす方向のひずみを ϵ とすれば、せん断ひずみ γ とはおおよそ $\gamma = 2\epsilon$ の関係が成り立つ。ところで、面外および面内の曲げの影響を低減する目的でせん断方向と 45° をなす方向で測定される幾つかのひずみのうち、引張側を ϵ_{T1} 、圧縮側を ϵ_{C1} とすれば、 ϵ は ϵ_{T1} と ϵ_{C1} との絶対値の和の平均としてあらわされる。せん断弾性係数 G は、せん断力を Q 、せん断面積を A とすれば、 $G/\kappa' = Q/(A\gamma)$ として求めた。

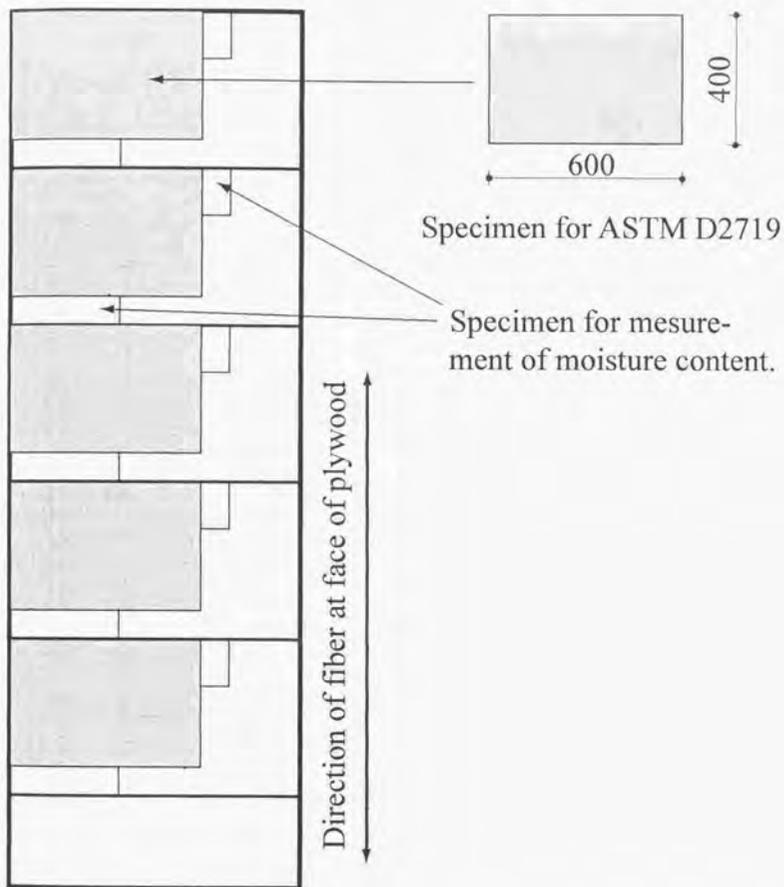


Fig. 5.3.1. Schematic diagram of cutting for specimens.

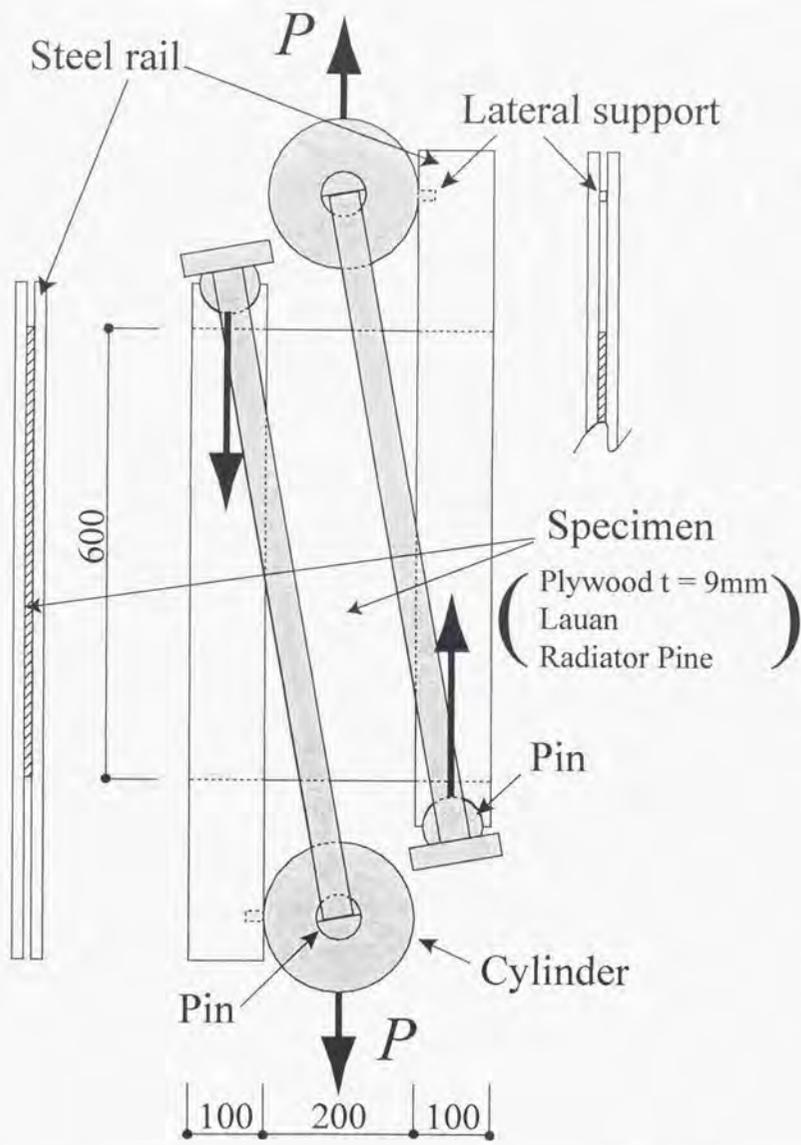


Fig.5.3.2. Two Rail Shear testing method.

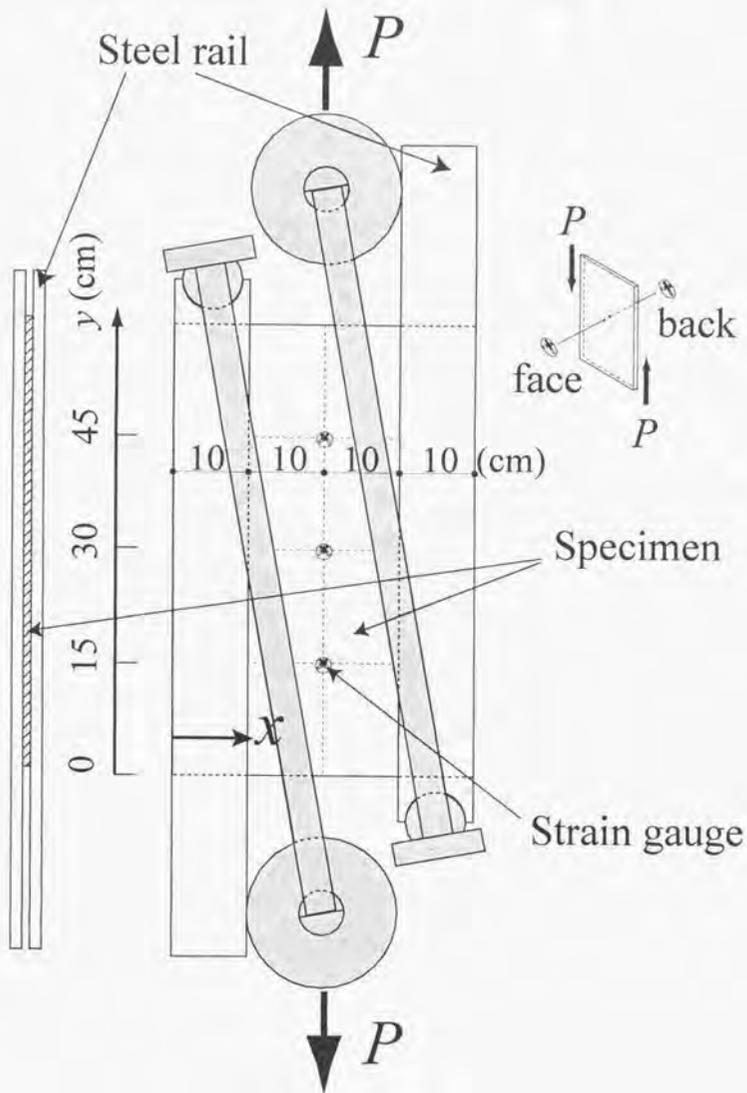


Fig. 5.3.3. Schematic diagram of measurement of shear strain.

また同様に、ラワン合板・針葉樹合板の試験体のうち各1体(シリーズ2)は Fig.5.3.4 に示すように試験体短辺方向(x方向)の中央に、試験体長辺方向(y方向)の1/4、1/2、3/4の位置でxと45°をなす方向、x方向、y方向および試験体上下端に貼ったひずみゲージよりロゼット解析によりせん断ひずみと曲げひずみを求めた。

5.3.4 結果と考察

各試験体の概要を Table 5.3.1 に示す。含水率はラワン合板試験体が9.0~10.2%、針葉樹合板試験体が8.8~11.4%であった。密度 ρ はラワン合板試験体が約0.7g/cm³、針葉樹合板が約0.6g/cm³であった。厚さは公称9mmであったが、実測値はラワン合板試験体が約9.3mm、針葉樹合板が約9.1mmであり、せん断面積を求めるに当たっては実測値を用いることとした。

5.3.4.1 G およびせん断強さ

Fig.5.3.5~Fig.5.3.14 に荷重-ひずみ(ϵ)関係を示す。初期剛性を求めるにあたっては、現在のところ定められた方法は特にないが、ここでは原点から $r^2 \geq 0.9990$ を満たす範囲のデータを直線回帰し、その傾きより求めた。図中の ϵ_0 、 ϵ_1 、 ϵ_2 はそれぞれ試験体長辺方向(y方向)の1/4、1/2、3/4の位置で測定した ϵ を現わす。測定されたひずみは概して ϵ_2 が ϵ_0 および ϵ_1 よりも傾き $dP/d\epsilon$ が大きいことが観察された。はりに働くせん断を考えた場合、通常はせん断方向に対してせん断応力分布は中立軸で最大となるから、せん断ひずみは応力に比例してy方向の外縁部に近い方が小さくなると考えられる。すなわち、本結果とは逆の傾向にあると考えられることになる。せん断弾性係数が材料内でこのように大きく異なるとは考えにくいので、せん断応力分布が曲げの中立軸を最大とする放物線分布にはなかつたと考えられる。Filon⁽¹⁴⁾は本試験のように極端にスパン/はり背比が小さい場合について、ブリーエ級数による2次元問題の解を導いている。極端にスパン/はり背比が小さい場合、せん断方向のせん断応力分布は初等理論から得られる放物線に似ていないこと、はりの上下外縁付近には非常に大きな応力が発生しているが、中央部は初等理論と比較して応力が小さくなる結果となっている。本試験結果は定性的にこの理論解に近い傾向にあったものと考えられる。各 ϵ より求めた G/ϵ' を Fig.5.3.15 に示

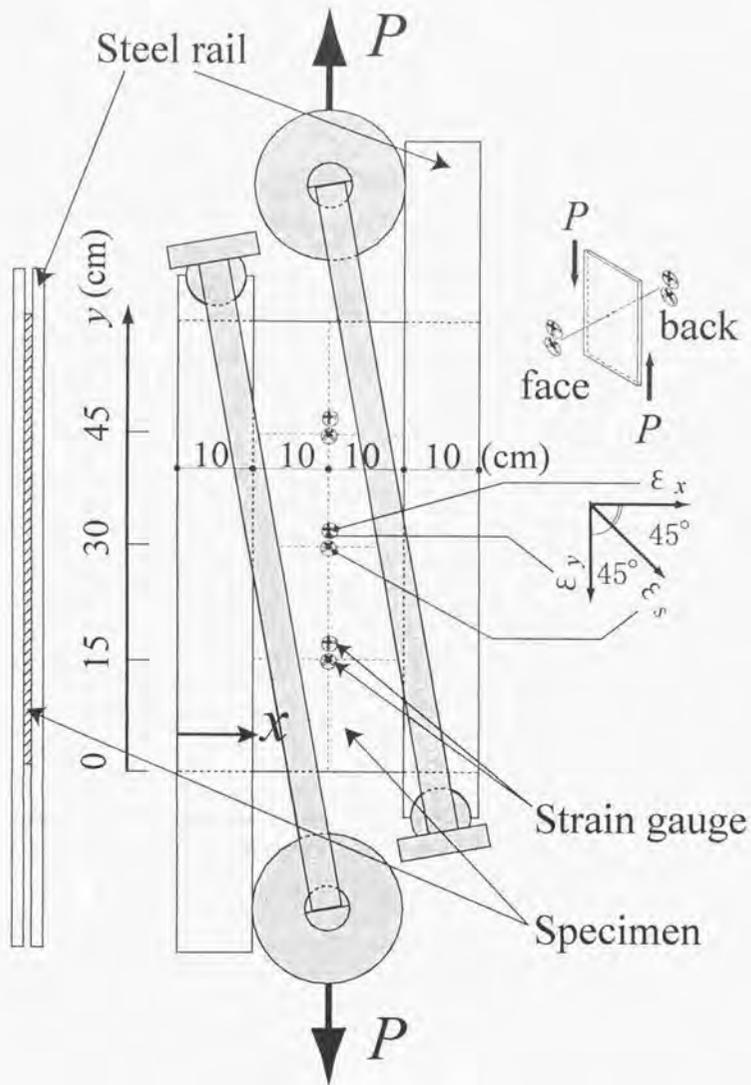


Fig. 5.3.4. Schematic diagram of measurement of principal strain.

Table 5.3.1 Abstracts for all specimens.

| Specimen | ρ (g/cm ³) | Thickness (mm) | Series |
|----------|-----------------------------|----------------|--------|
| LPWA | 0.70 | 9.30 | 1 |
| LPWB | 0.70 | 9.28 | 1 |
| LPWC | 0.71 | 9.26 | 1 |
| LPWD | 0.70 | 9.25 | 1 |
| LPWE | 0.71 | 9.24 | 2 |
| NPWA | 0.61 | 9.06 | 1 |
| NPWB | 0.64 | 9.11 | 1 |
| NPWC | 0.61 | 9.15 | 1 |
| NPWD | 0.60 | 9.08 | 1 |
| NPWE | 0.61 | 9.10 | 2 |

Notes: LPW: Lauan plywood, NPW: Softwood plywood.

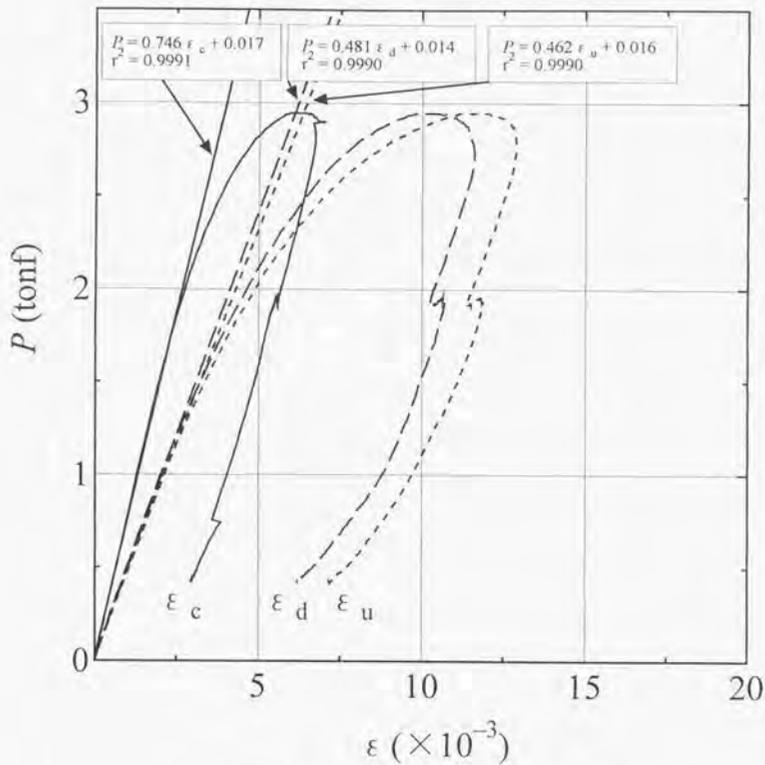


Fig. 5.3.5. $P-\varepsilon$ curve for LPWA.

Notes: ε_u : ε at $y = 45\text{cm}$,
 ε_c : ε at $y = 30\text{cm}$,
 ε_d : ε at $y = 15\text{cm}$.

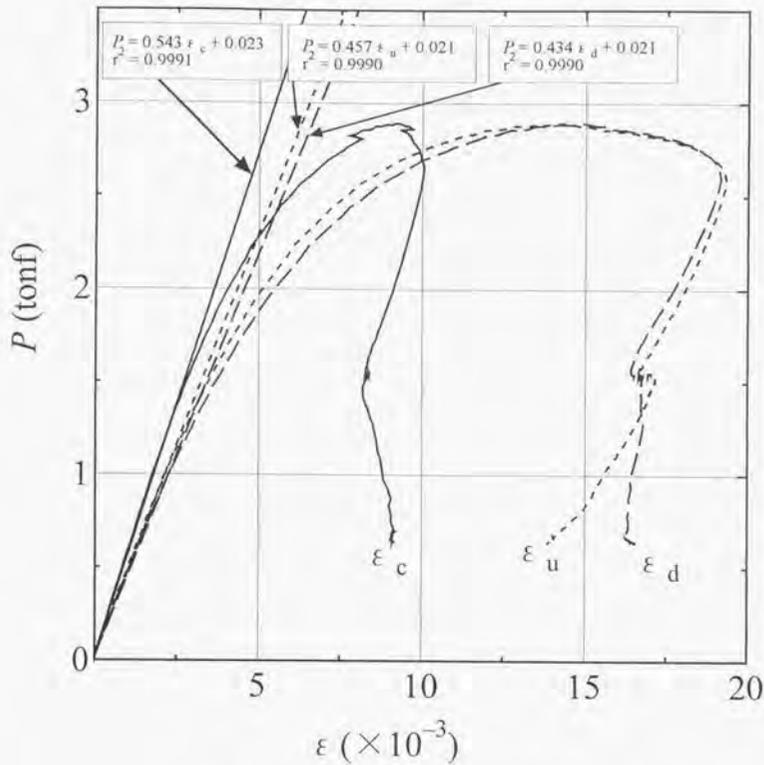


Fig. 5.3.6. P - ε curve for LPWB.

Notes: ε_u : ε at $y = 45\text{cm}$,

ε_c : ε at $y = 30\text{cm}$,

ε_d : ε at $y = 15\text{cm}$.

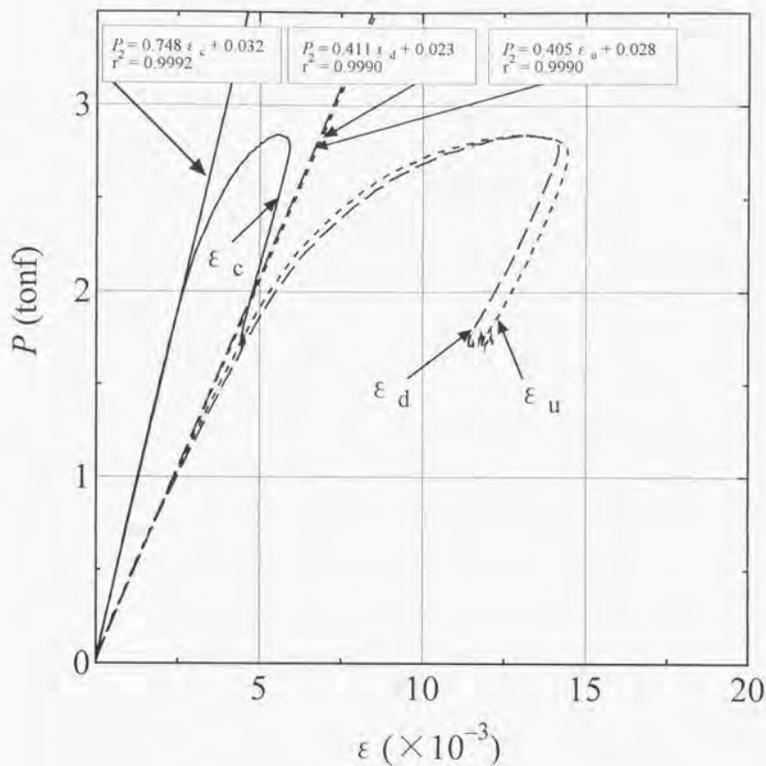


Fig.5.3.7. $P-\epsilon$ curve for LPWC.

Notes: ϵ_u : ϵ at $y = 45\text{cm}$,
 ϵ_c : ϵ at $y = 30\text{cm}$,
 ϵ_d : ϵ at $y = 15\text{cm}$.

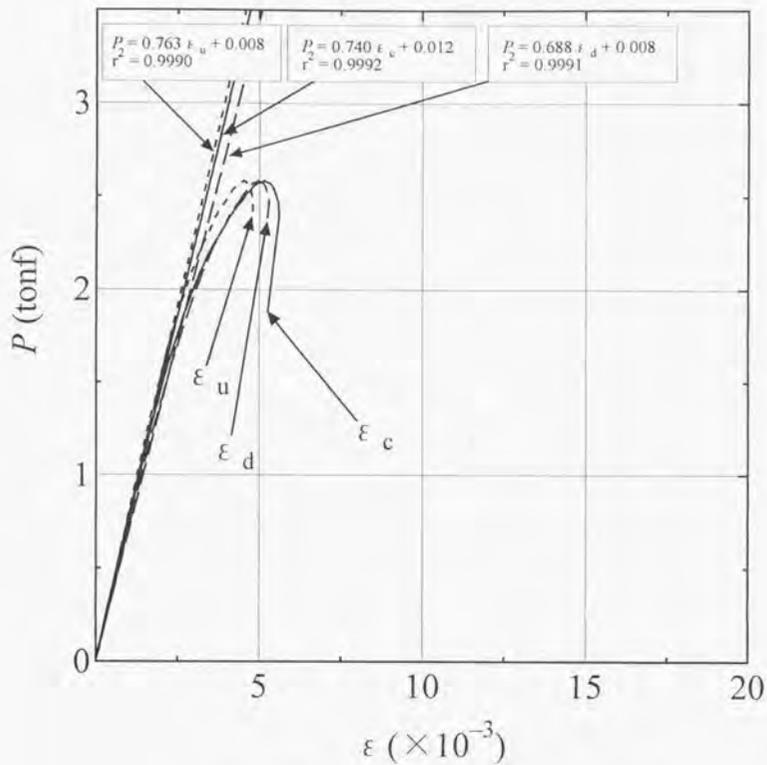


Fig. 5.3.8. P - ϵ curve for LPWD.

Notes: ϵ_u : ϵ at $y = 45\text{cm}$,
 ϵ_c : ϵ at $y = 30\text{cm}$,
 ϵ_d : ϵ at $y = 15\text{cm}$.

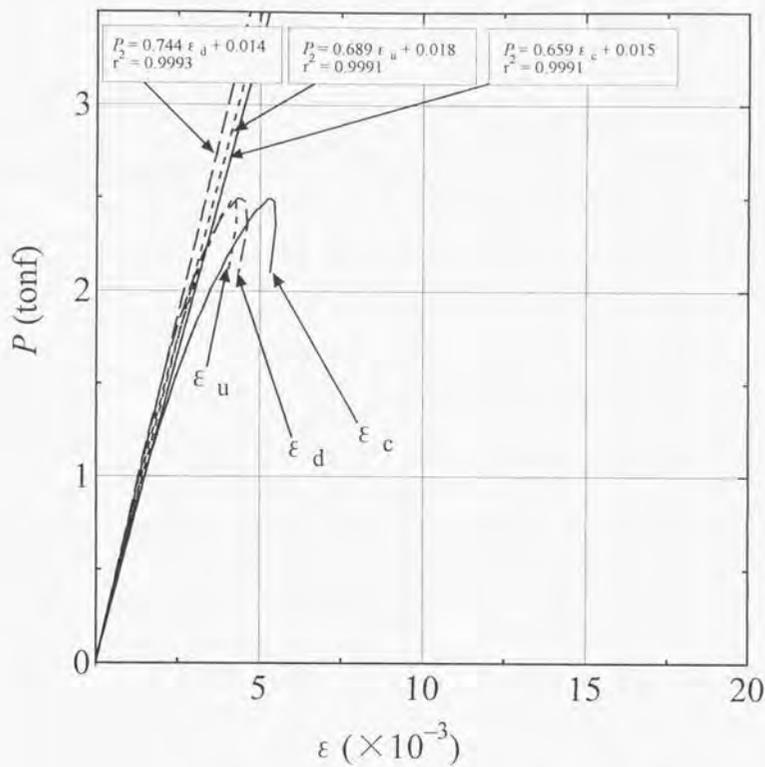


Fig. 5.3.9. P - ϵ curve for LPWE.

Notes: ϵ_u : ϵ at $y = 45\text{cm}$,
 ϵ_c : ϵ at $y = 30\text{cm}$,
 ϵ_d : ϵ at $y = 15\text{cm}$.

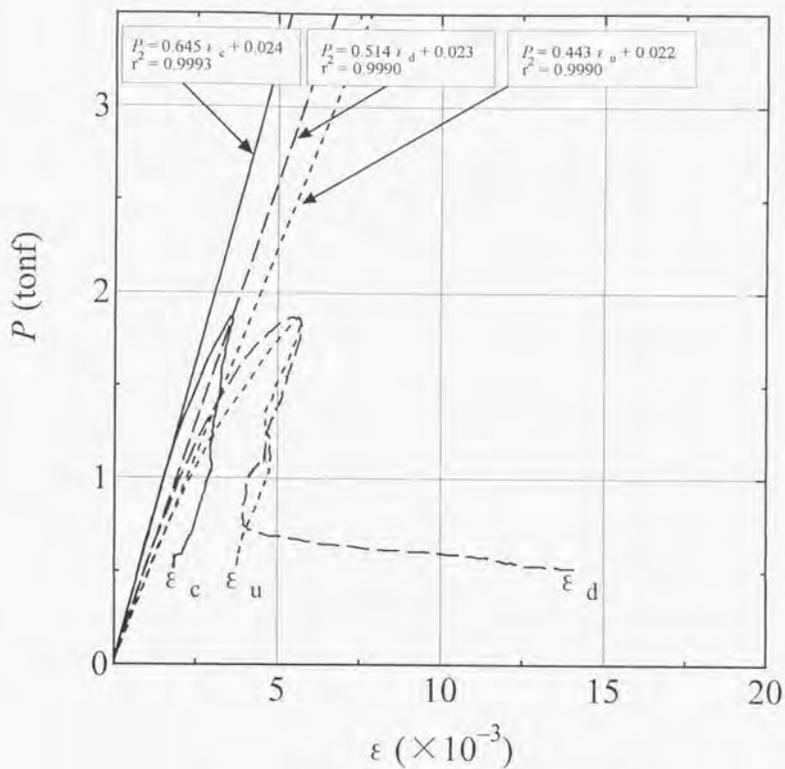


Fig. 5.3.10. $P-\varepsilon$ curve for NPWA.

Notes: ε_u : ε at $y = 45\text{cm}$,
 ε_c : ε at $y = 30\text{cm}$,
 ε_d : ε at $y = 15\text{cm}$.

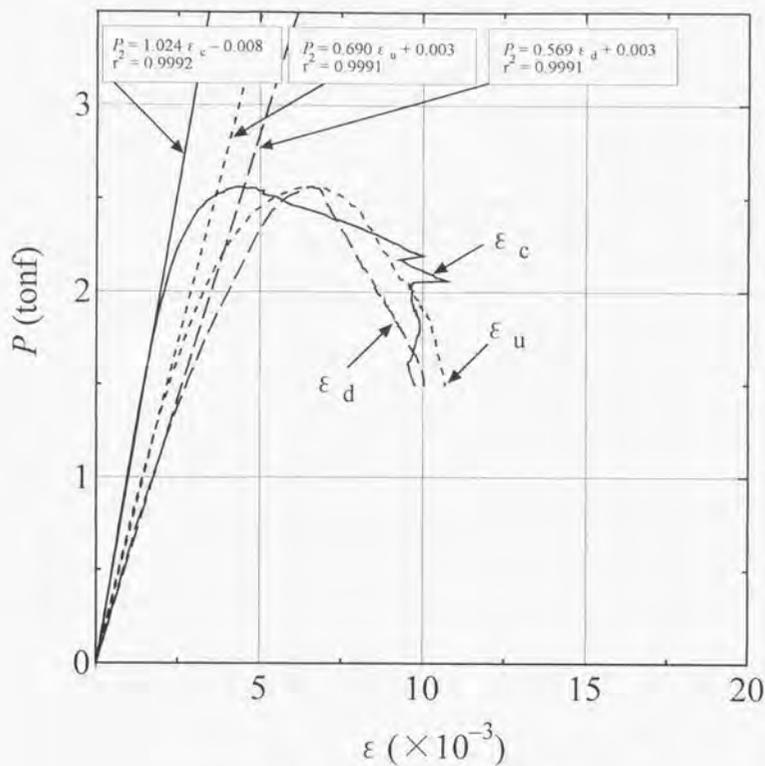


Fig. 5.3.11. P - ε curve for NPWB.

Notes: ε_u : ε at $y = 45\text{cm}$,
 ε_c : ε at $y = 30\text{cm}$,
 ε_d : ε at $y = 15\text{cm}$.

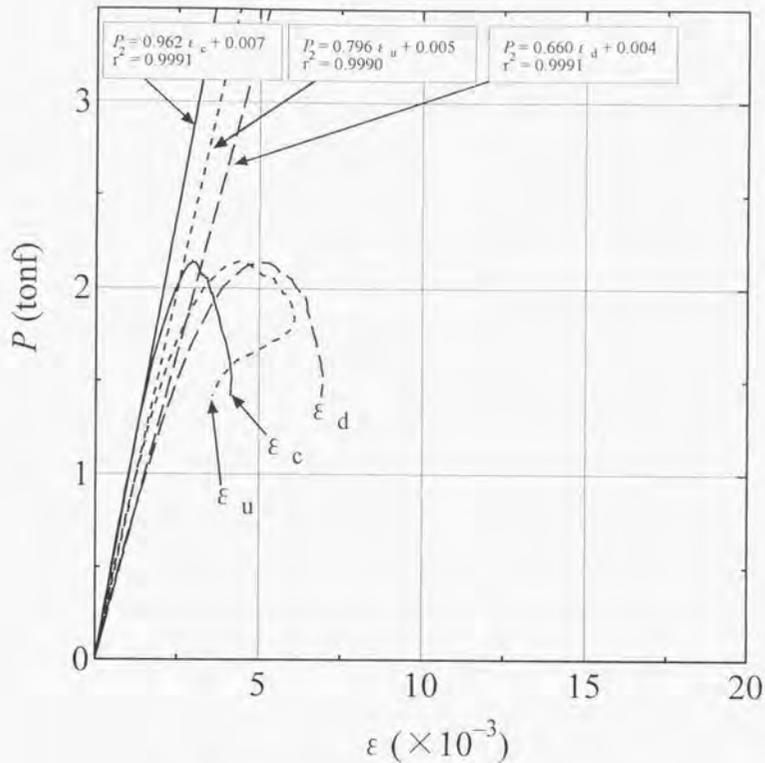


Fig. 5.3.12. P - ϵ curve for NPWC.

Notes: ϵ_u : ϵ at $y = 45\text{cm}$,
 ϵ_c : ϵ at $y = 30\text{cm}$,
 ϵ_d : ϵ at $y = 15\text{cm}$.

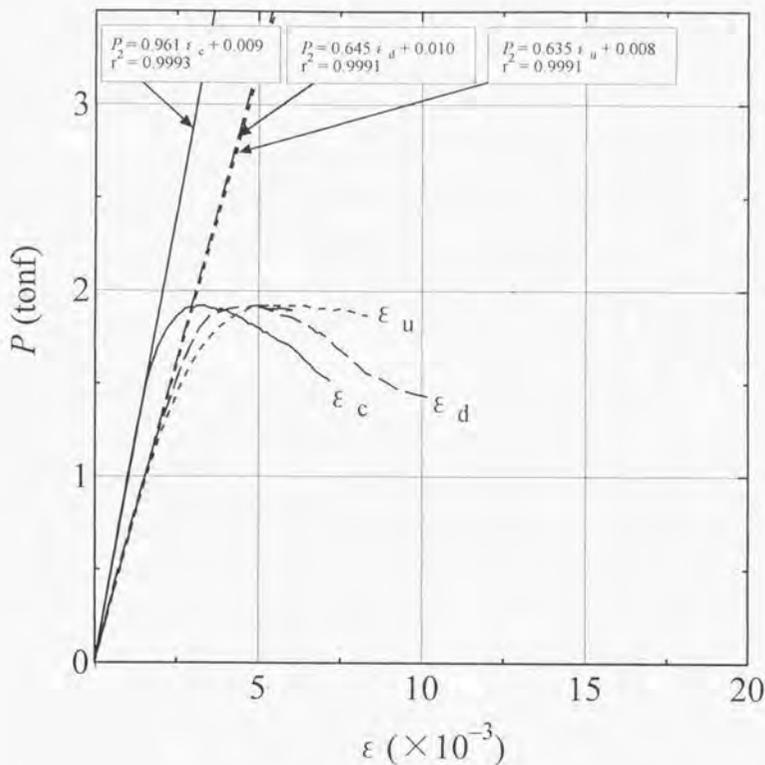


Fig. 5.3.13. P - ϵ curve for NPWD.

Notes: ϵ_u : ϵ at $y = 45$ cm,

ϵ_c : ϵ at $y = 30$ cm,

ϵ_d : ϵ at $y = 15$ cm.

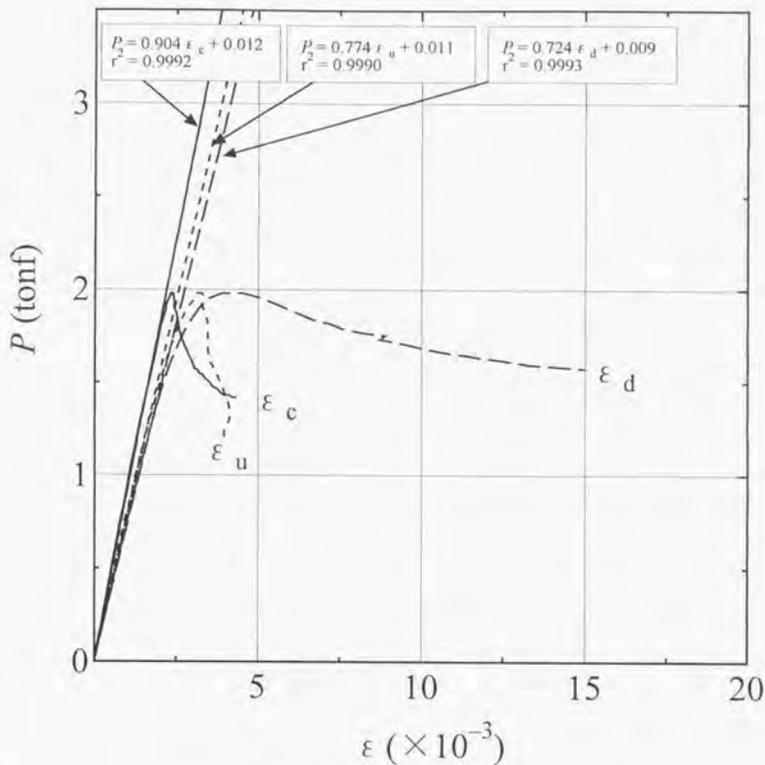


Fig. 5.3.14. P - ϵ curve for NPWE.

Notes: ϵ_u : ϵ at $y = 45\text{cm}$,
 ϵ_c : ϵ at $y = 30\text{cm}$,
 ϵ_d : ϵ at $y = 45\text{cm}$.

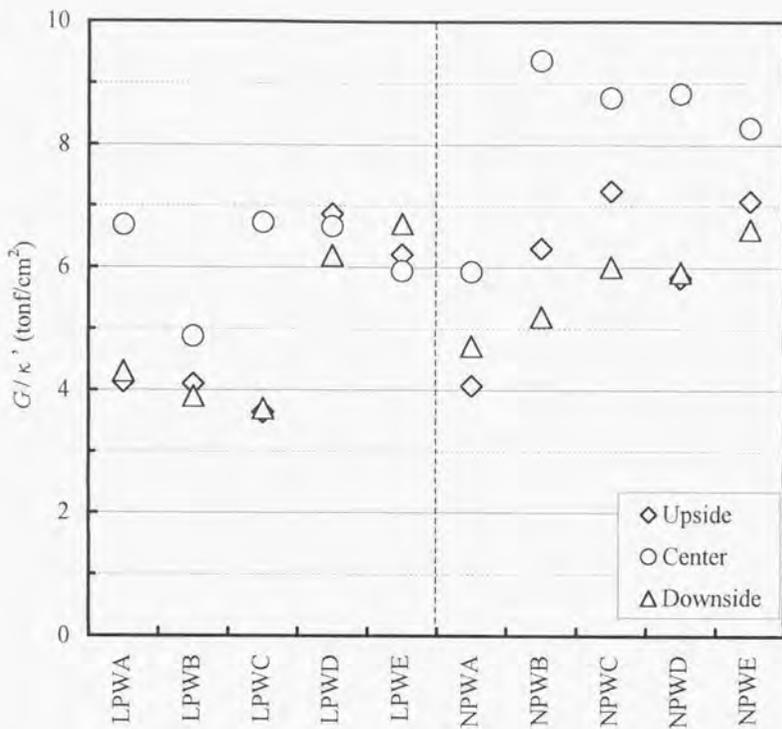


Fig. 5.3.15. G/κ' for all specimens.

す。本試験におけるスパン／はり背比を 1/3 として、Filon の結果にあてはめれば、 κ' は試験体長辺方向 (y 方向) の 1/4、1/2、3/4 の位置でそれぞれ約 1.3、約 1.0、約 1.3 となる。この補正値を用いた各試験体の G を Fig. 5.3.16 に示す。補正された値はばらつきが若干小さくなる傾向にあった。平均値を求めると、各材料の G はラワン合板が 6.4 tonf/cm^2 、針葉樹合板 (ラジアータパイン) が 7.9 tonf/cm^2 であった。ラワン合板の値は、先に述べた llh 法および γ - δ 法に基づく値と概ね一致しており、ラジアータパイン合板の値は大熊ら¹⁷⁾の改良 LW 法に基づく値と概ね一致している事が確認された。Fig. 5.3.17 に G と荷重速度の関係を示す。 G は中央で測定されたひずみに基づく値を用いた。荷重速度が G に与える影響は見受けられなかった。

Fig. 5.3.18 に各試験体のせん断強さ MOR in shear を示す。ラワン合板は針葉樹合板よりも概してせん断強さは大きいことが確認された。せん断強さは、ラワン合板が約 50 kgf/cm^2 、針葉樹合板が約 40 kgf/cm^2 であった。Fig. 5.3.19 にせん断強さと荷重速度の関係を示す。荷重速度がせん断強さに与える影響は見受けられなかった。Fig. 5.3.20 にせん断強さと G の関係を示す。せん断強さと G の間に強い相関はみられなかった。

5.3.4.2 ロゼット解析

Two-Rail Shear 試験におけるせん断方向以外のひずみ成分がどの程度であるのかを確認するためにロゼット解析を行った。

Fig. 5.3.4 に示す各ひずみゲージのひずみ ϵ_x 、 ϵ_y 、 ϵ_z を求め、ロゼット解析により、最大せん断ひずみ γ_{\max} および主ひずみ ϵ_{\max} 、 ϵ_{\min} とその方向 ϕ_{\max} 、 ϕ_{\min} を求めた。面外曲げの影響を相殺するために、各ひずみは face 側と back 側の平均を用いた。算出式を以下に示す。

最大せん断ひずみ γ_{\max}

$$\gamma_{\max} = \sqrt{2\{(\epsilon_x - \epsilon_y)^2 + (\epsilon_y - \epsilon_z)^2\}}$$

せん断ひずみ γ_{xy}

$$\gamma_{xy} = 2\left(\epsilon_x - \frac{\epsilon_x + \epsilon_y}{2}\right)$$

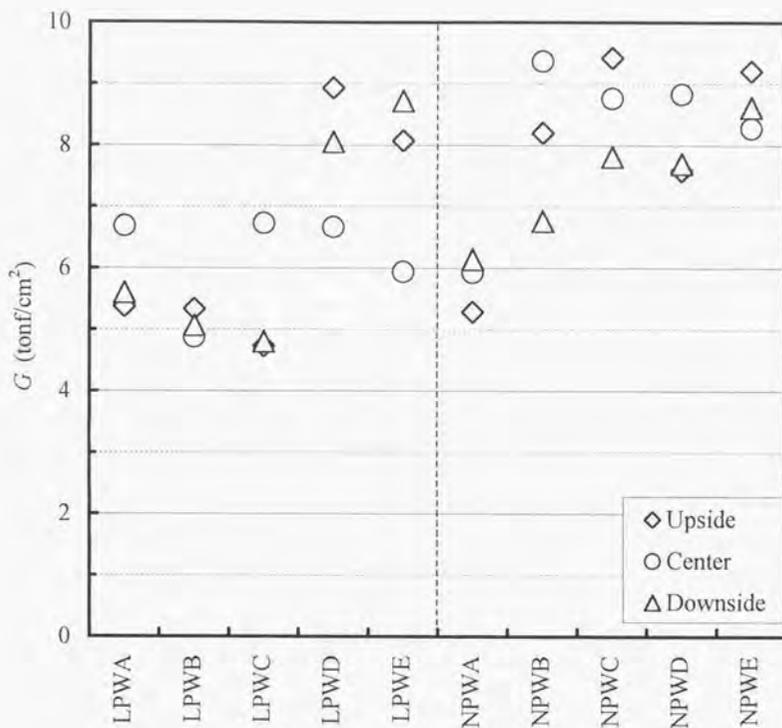


Fig. 5.3.16. G for all specimens.

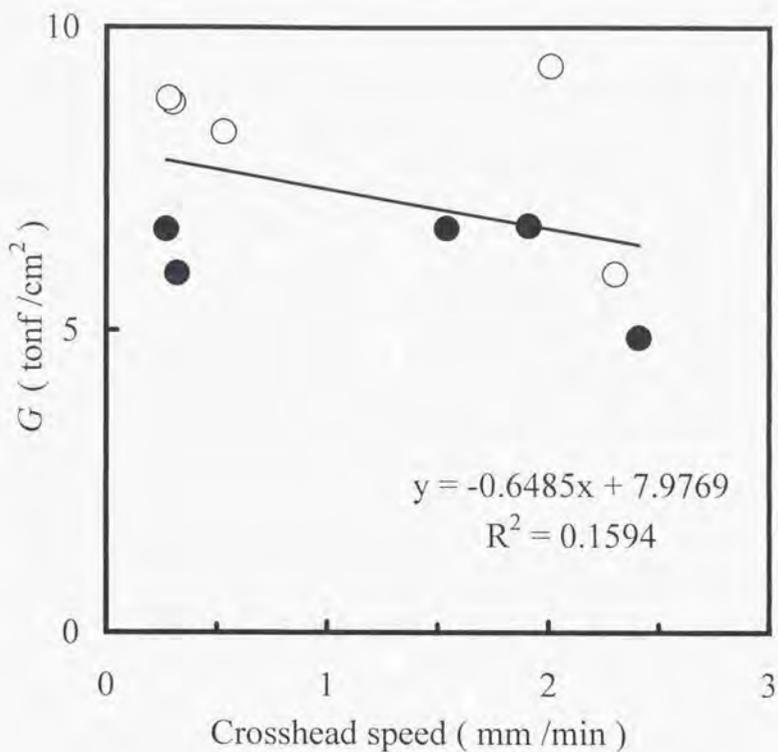


Fig. 5.3.17. Relationships between G and crosshead speed .

Legend: ● : LPW, ○ : NPW.

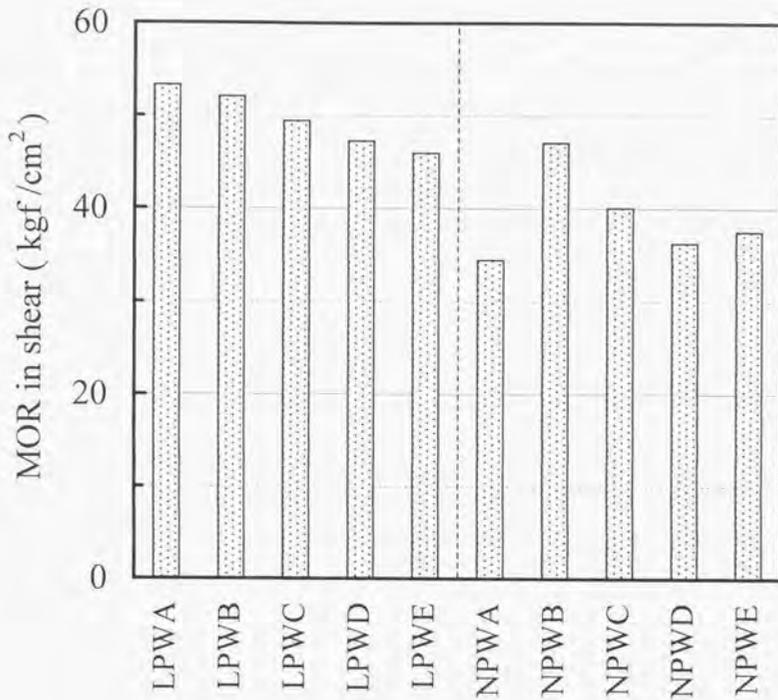


Fig. 5.3.18. Modulus of rupture in shear for all specimens.

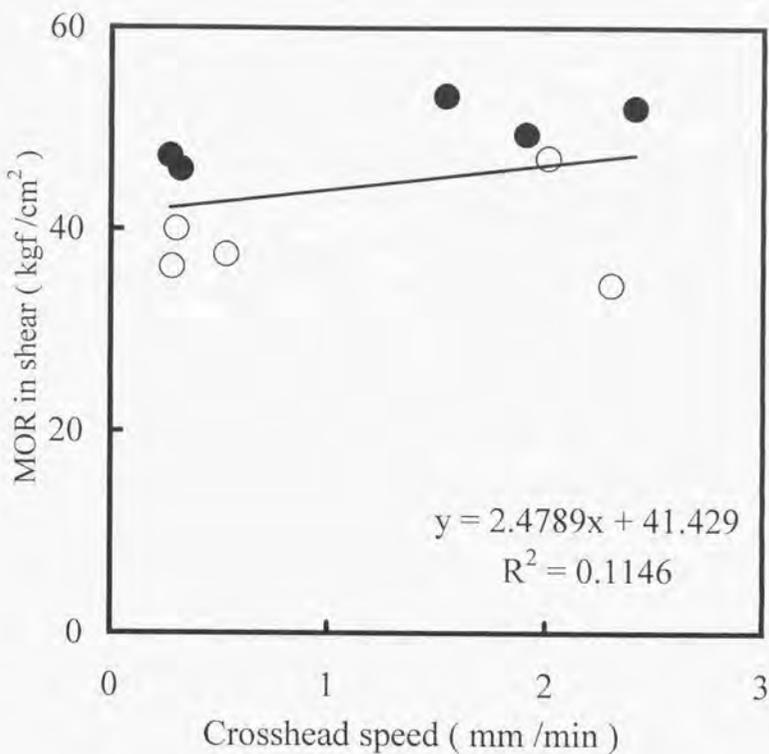


Fig. 5.3.19. Relationships between MOR in shear and crosshead speed.

Legend: ● : LPW, ○ : NPW.

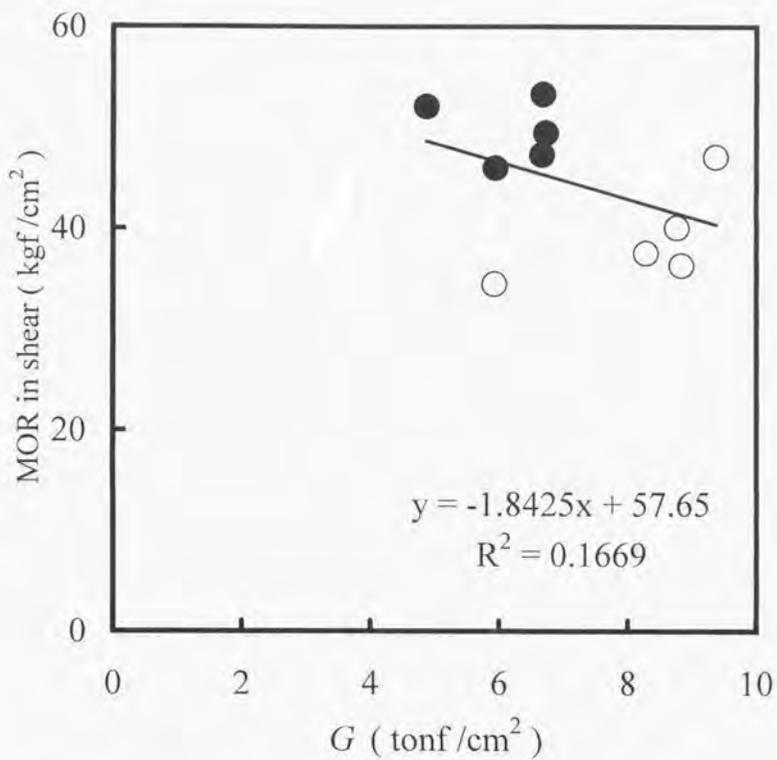


Fig. 5.3.20. Relationships between MOR in shear and G .

Legend: ● : LPW, ○ : NPW.

最大主ひずみ ϵ_{max}

$$\epsilon_{max} = \frac{\epsilon_x + \epsilon_y}{2} + \frac{\gamma_{max}}{2}$$

最小主ひずみ ϵ_{min}

$$\epsilon_{min} = \frac{\epsilon_x + \epsilon_y}{2} - \frac{\gamma_{max}}{2}$$

主ひずみの方向 ϕ_{max}, ϕ_{min}

$$\phi_{max} = \tan^{-1} \left\{ \frac{2\epsilon_y - (\epsilon_x + \epsilon_y)}{\epsilon_{max} - \epsilon_y} \right\}$$

$$\phi_{min} = \tan^{-1} \left\{ \frac{2\epsilon_x - (\epsilon_x + \epsilon_y)}{\epsilon_{min} - \epsilon_x} \right\}$$

ϕ と荷重の関係をLPWEについてFig.5.3.21に、NPWEについてFig.5.3.22に示す。ともに ϕ が常に45°程度であったことから、加力中にせん断方向はほぼ一定であったことが明らかとなった。荷重が1tonf付近におけるロゼット解析の結果をLPWEについてFig.5.3.23に、NPWEについてFig.5.3.24に示す。ひずみの方向および大きさは位置によって大差は見られなかった。

荷重-最大せん断ひずみの関係をLPWEについてFig.5.3.25に、NPWEについてFig.5.3.26に示す。定性的には両試験体における荷重- ϵ_x 関係を示したFig.5.3.9およびFig.5.3.14と同様の傾向にあった。ロゼット解析により求められた γ_{max} は $2\epsilon_x$ と比較して最大で1割程度の誤差の範囲にあった。このことは、 ϵ_x を用いてせん断剛性を求めた場合、1割程の誤差を含むものの、せん断剛性を測定するのにほぼ妥当な値が得られると考えられる。

5.3.5 結論

Two-Rail Shear試験に関して得られた結論をまとめると以下の通りであった。

- G はラワン合板が6.4 tonf/cm²、針葉樹合板(ラジアータパイン合板)が7.9 tonf/cm²であった。これらの値は他の方法による測定値および文献値と概ね一致した。
- せん断強さは、ラワン合板が約50kgf/cm²、針葉樹合板が約40kgf/cm²であった。

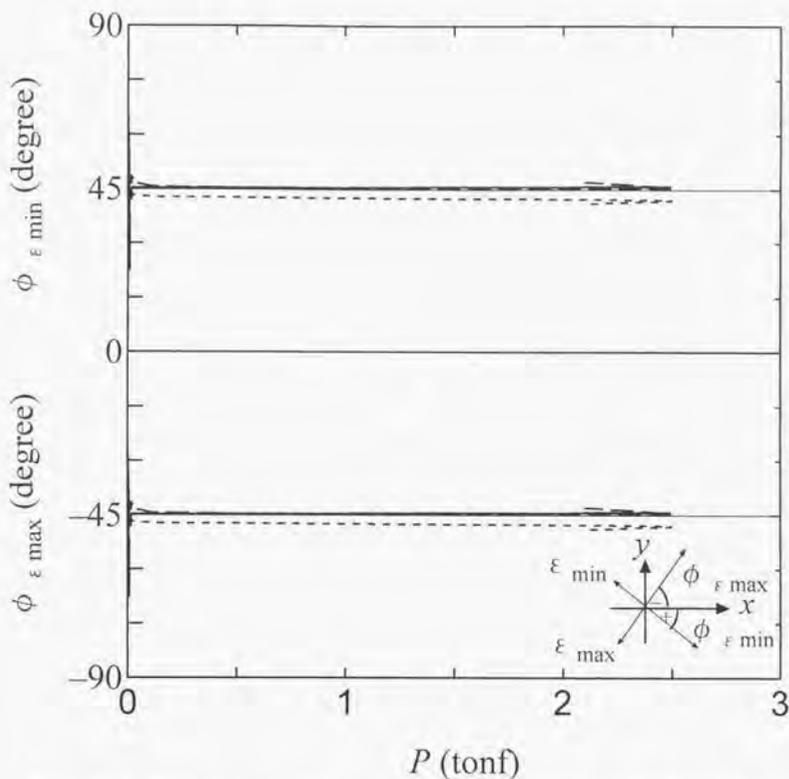


Fig. 5.3.21. Relationships between load and direction of principal strains for LPWE.

Legend: — : $y = 45\text{cm}$,
 ---- : $y = 30\text{cm}$,
 -.- : $y = 15\text{cm}$.

Notes: ϕ : direction of maximum or minimum principal strain.

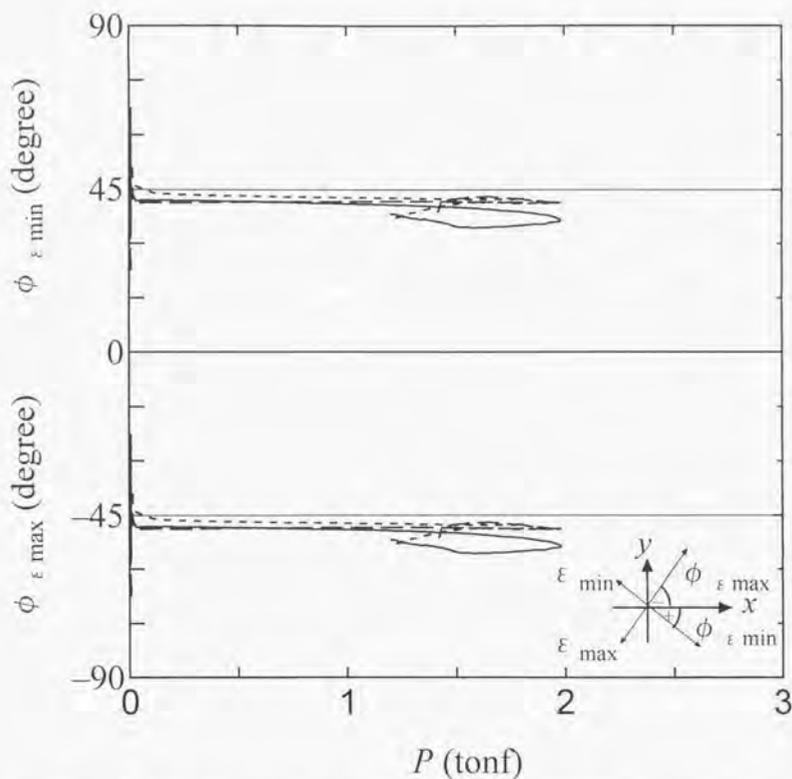


Fig. 5.3.22. Relationships between load and direction of principal strains for NPWE.

Legend: — : $y = 45\text{cm}$,
 - - - : $y = 30\text{cm}$,
 - · - : $y = 15\text{cm}$.

Notes: ϕ : direction of maximum or minimum principal strain.

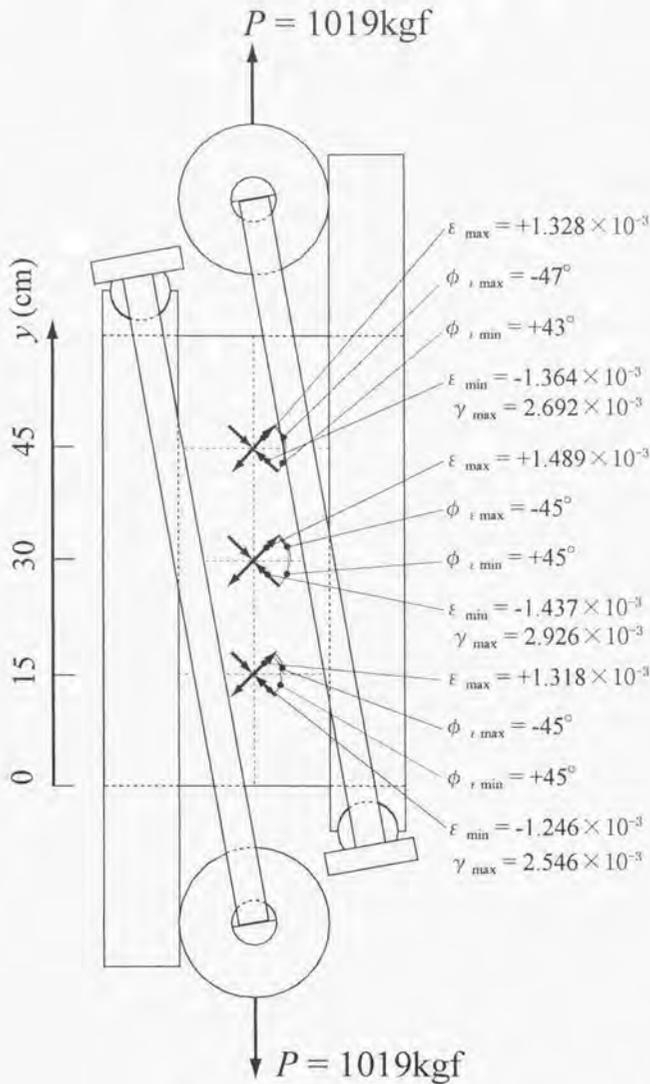


Fig. 5.3.23. Schematic diagram of principal strain for LPWE.

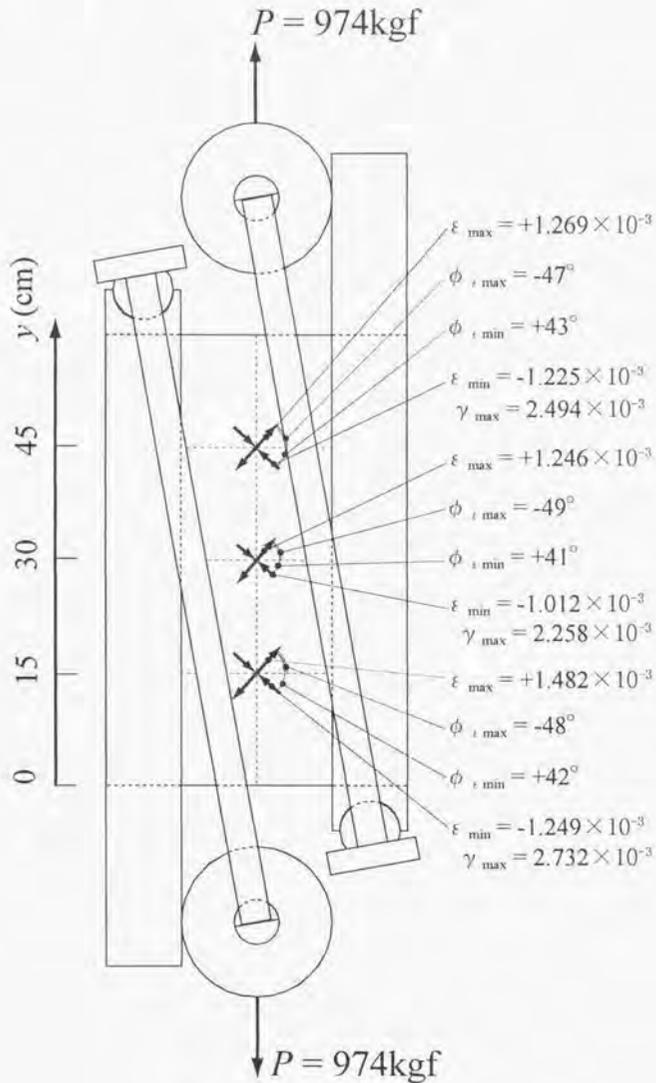


Fig. 5.3.24. Schematic diagram of principal strain for NPWE.

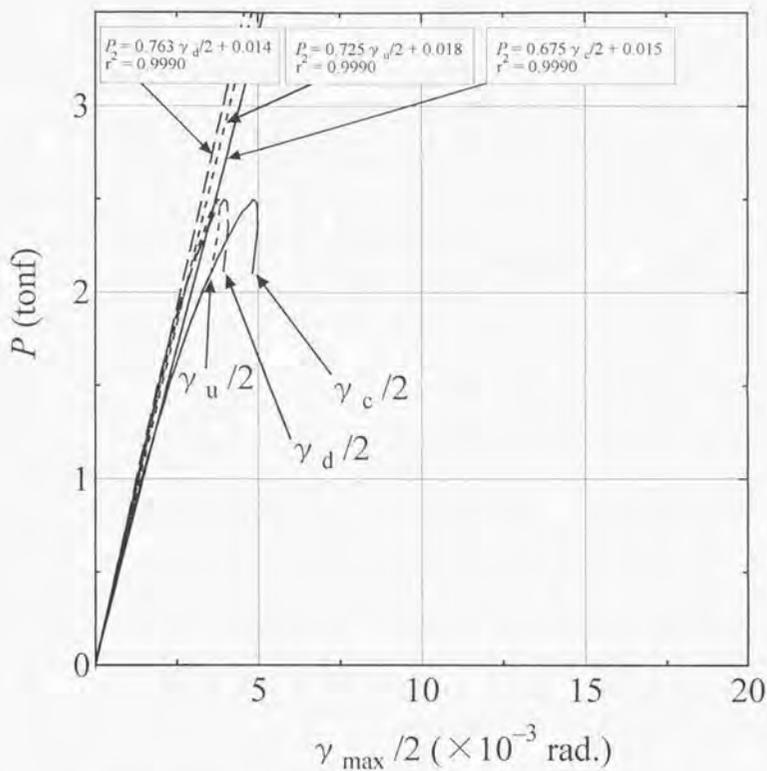


Fig. 5.3.25. $P-\gamma_{max}$ curve for LPWE.

Notes: $\gamma_u : \gamma_{max}$ for $y = 45\text{cm}$,
 $\gamma_c : \gamma_{max}$ for $y = 30\text{cm}$,
 $\gamma_d : \gamma_{max}$ for $y = 15\text{cm}$.

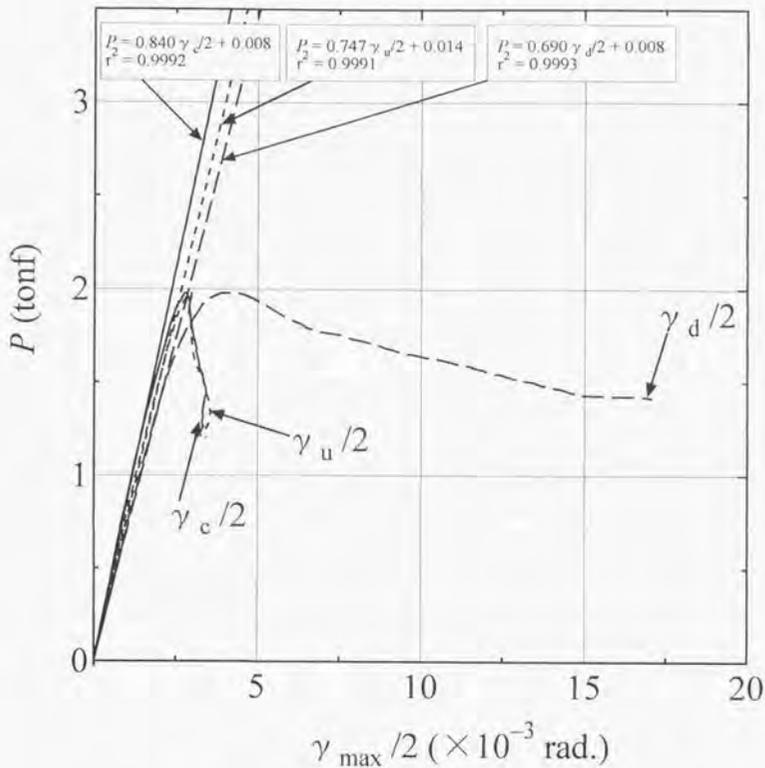


Fig. 5.3.26. P - γ_{\max} curve for NPWE.

Notes: $\gamma_u : \gamma_{\max}$ for $y = 45\text{cm}$,
 $\gamma_c : \gamma_{\max}$ for $y = 30\text{cm}$,
 $\gamma_d : \gamma_{\max}$ for $y = 15\text{cm}$.

- 試験体中央でひずみゲージより G を求める場合、 κ' は約 1.0 である。
- せん断方向に対して 45° 方向のひずみは、ロゼット解析による最大せん断ひずみに比して最大で 1 割程度の誤差の範囲にあった。

5.4 各種方法の比較

各種方法の特徴を比較すると以下ようになる。

- h/h 法および $\gamma-\delta$ 法は大きな試験体の G および E を測定できる。
- h/h 法および $\gamma-\delta$ 法は面材などの幅ノリ背が小さい試験体では強さを測定するのは困難である。
- Two-Rail Shear 試験では G と強さを測定できる。

各試験で得られたラワン合板(公称厚さ 9mm, 5ply)および針葉樹合板(公称厚さ 9mm, 3ply)の面内曲げヤング率 E 、面内せん断弾性係数 G および強度は、以下の通りであった。

- h/h 法および $\gamma-\delta$ 法によるラワン合板および針葉樹合板(CSP 合板)の E はそれぞれ約 100tonf/cm^2 および約 90tonf/cm^2 で両方法による測定値はほぼ同じであった。
- G は、 h/h 法および $\gamma-\delta$ 法による測定結果ではラワン合板および針葉樹合板(CSP 合板)がそれぞれ約 6tonf/cm^2 および約 5tonf/cm^2 で両方法による測定値はほぼ等しかった。ラワン合板の測定値は文献値と概ね一致した。
- Two-Rail Shear 試験ではラワン合板および針葉樹合板(ラジアータパイン合板)の G はそれぞれ約 6tonf/cm^2 および約 8tonf/cm^2 と針葉樹合板の測定値がやや大きい、ラジアータパイン合板の測定値は大熊ら¹⁷⁾による測定値とほぼ一致した。ラワン合板の測定は h/h 法および $\gamma-\delta$ 法とほぼ等しい結果が得られた。
- Two-Rail Shear 試験を用いて測定されたラワン合板および針葉樹合板(ラジアータパイン合板)の面内せん断強さは、約 50kgf/cm^2 および約 40kgf/cm^2 であった。

第6章 部材性能試験

6.1 目的

第4章では、スパン4mにおける木質門型パネルの実大ラッキング試験を行い、そのスパンにおける木質門型パネルが実際の住宅に適用できる程度の面内せん断剛性を持つことを確認した。

しかしながら、実際に住宅に適用する場合には様々なプランに対応させる必要があり、様々なスパンの木質門型パネルの面内せん断剛性を予測する必要がある。その為の具体的な方法としては、以下の三つのアプローチが考えられる。

- ① 予想されるすべてのスパンについて実験を行い、各スパンにおけるせん断剛性を確認する。
- ② 幾つかのスパンについての実験を行い、実験式を求め、各スパンにおけるせん断剛性を計算する。
- ③ 妥当な計算モデルを作成し、そのモデルから各スパンにおけるせん断剛性を計算する。

上述の①は信頼できるだけのサンプル数を確保できれば、最も理想的な方法であるが、開発におけるコスト・期間の上で合理的ではない。また、仕様の変更の度に大量の実験を必要とする。現実的には②または③の方法が使われることになる。本論文では、③の方法を採用することとし、計算モデルの妥当性を検討する上で実験値との比較を行うものとする。

ところで、木質門型パネルはその形状および仕様からラーメン的な性質とダイヤフラム的な性質を兼ねていると考えられる。ラーメンモデルとして適用する場合にはまぐさ、袖壁各々の剛性を求める必要がある。本章では、第4章で用いた木質門型パネル試験体より袖壁とまぐさを切り出し、曲げ試験を行い、各剛性を検討した。また、実大ラッキング試験にて袖壁面材の面外座屈などが問題となったので、スチフナを配した新しい仕様の袖壁試験体についても試験・検討した。

6.2 試験体

試験体は Fig.6.2.1 に示すような第4章で使用した木質門型パネル試験体のまぐ

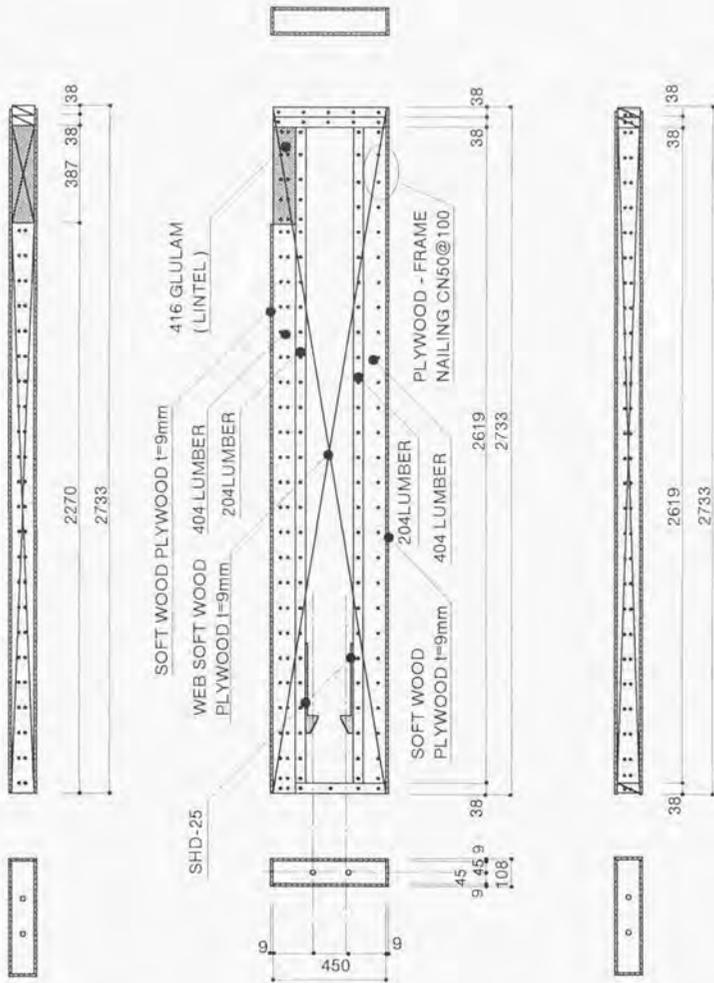


Fig. 6.2.1. Schematic diagram of Old series specimen.

さおよび袖壁を切り出したもの(以降、Oldシリーズと呼ぶ)、および Fig.6.2.2 に示すようなスチフナを配し新しい化様の袖壁試験体(以降、Newシリーズと呼ぶ)であった。Oldシリーズの袖壁試験体はラッキング試験時に損傷があったので、面材を貼り直した。Newシリーズはスチフナとしてころび止めを追加したほか、隅柱を404+204 合わせ柱から120×90断面のJAS2級構造用集成材とした。また、米ツガ404 土台を組み込み、頭つなぎは省略した。枠組の釘打ちはOldシリーズと同様に住宅金融公庫枠組壁工法工事共通仕様¹⁹⁾に準じた。まぐさ脇柱からまぐさへの釘打ちはともに8-CN90Eとした。面材の釘打ちはともに原則的にCN50@100で、面材は両面貼りであった。

用いた面材は Table 6.1 に示すように、JAS 構造用の針葉樹合板およびラワン合板で公称厚さ9mmのものであった。

まぐさ試験体は袖壁試験体のOldシリーズと同様にラッキング試験に用いた門型パネルより切り出して用いた。ラッキング試験による損傷は観察されなかった。試験体の構成は Fig.6.2.3 に示すように416 構造用集成材に上枠、頭つなぎとして204SPF材をCN90@150 千鳥打ちにて緊結したものであった。

6.3 試験方法

Fig.6.3.1 に示すように、スパン l を255cmとし、試験体の edge wise に油圧正方向繰り返し荷重を与え、静的中央集中載荷試験を行った。荷重点および支点治具が試験体に接触する部分の幅は10cmであった。面外への試験体の倒れを防止するために、振れ止めを設置した。振れ止めと試験体の間には約1mmの隙間を設け、振れ止めと試験体の接触面には摩擦の影響を抑える目的でテフロンシートを介した。各点の垂直変位は電気式変位計により測定した。たわみ量は x 方向の $l/4$ 、 $l/2$ 、および $3l/4$ の試験体上部・下部の垂直変位から、 $x=0$ および $x=l$ の垂直変位の平均値を差し引いたものとした。

また、面内せん断ひずみ γ を測定する目的で、ウェブ合板の中立軸付近にひずみゲージ(東京測器社製 L-60-11、長さ60mm 1軸ゲージ)をスパン方向と45°の角度を持って直交するようにウェブ合板の表裏に計4枚取付けた。側定点の x 方向の位置は袖壁試験体ではまぐさ側のころび止め1つ目と2つ目の中点で、まぐさ試験

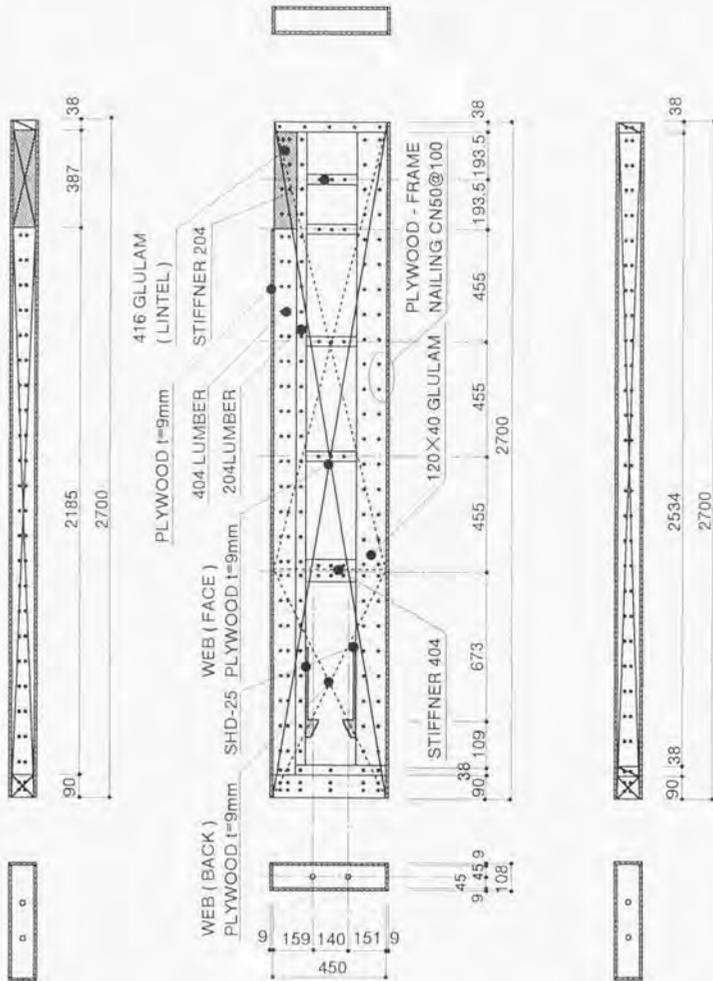


Fig. 6.2.2. Schematic diagram of New series specimen.

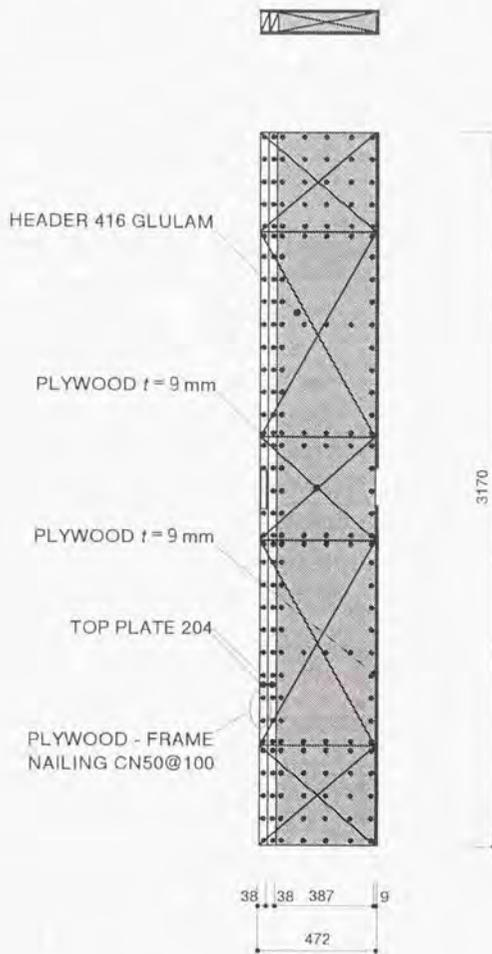
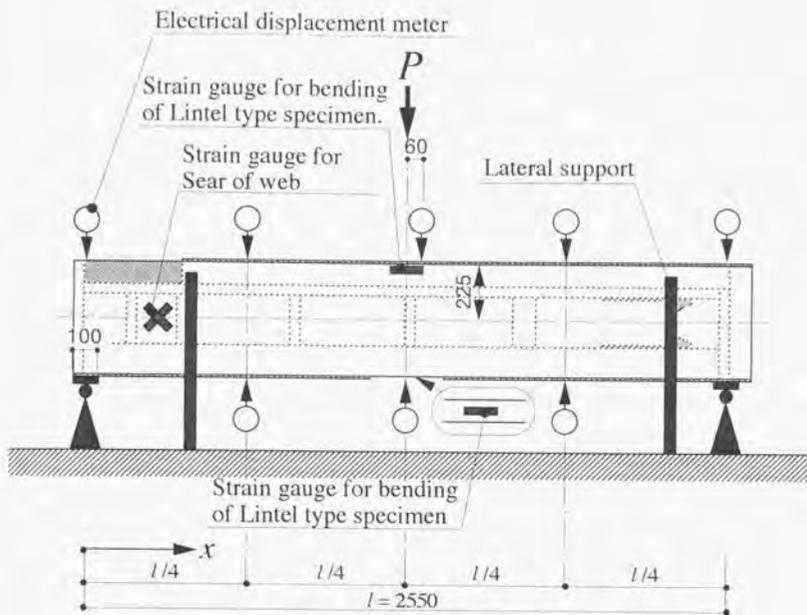


Fig. 6.2.3. Schematic diagram of Lintel type specimen.

Table 6.1. Abstracts of all specimens.

| Specimen | Type | Web plywood | Thickness of web (cm) |
|----------|--------|-------------|-----------------------|
| NewL1 | wall | lauan | 0.95 |
| NewL2 | wall | lauan | 0.96 |
| NewL3 | wall | lauan | 0.93 |
| NewS1 | wall | softwood | 0.93 |
| NewS2 | wall | softwood | 0.93 |
| NewS3 | wall | softwood | 0.92 |
| OldAR | wall | softwood | 0.92 |
| OldAL | wall | softwood | 0.91 |
| OldBR | wall | softwood | 0.91 |
| OldBL | wall | softwood | 0.90 |
| OldLA | lintel | — | — |
| OldLB | lintel | — | — |



(unit: mm)

Fig. 6.3.1. Bending test method for Lintel type specimen and wall type specimen.

体では $1/4$ および $3/4$ とした。圧縮・引張両側で測定したのは、曲げの影響を低減する目的で、表裏面にて測定したのは面外座屈の影響を相殺する目的であった。さらに、まぐさ試験体では、試験体側面上端と底部にひずみゲージを貼り、曲げひずみを測定した。

6.4 結果と考察

6.4.1 たわみ計算モデル

試験体のたわみを δ とし、そのたわみが曲げ、せん断および接合部に起因するたわみ成分からなるとすれば、以下の関係が成り立つ。

$$\delta = \delta_M + \delta_Q + \delta_F \quad (6.1)$$

ここで、

δ_M : 曲げによるたわみ成分

δ_Q : せん断によるたわみ成分

δ_F : 接合部によるたわみ成分

また、単純支持中央集中載荷における梁の曲げによるたわみ成分は以下の様に表現できる。

$$\delta_M = \frac{Px}{48EI} (3l^2 - 4x^2) \quad (6.2)$$

ここで、

P : 荷重

E : 梁の曲げヤング率

I : 梁の断面 2 次モーメント

l : スパン

x : 支点からの距離 ($x \leq l$)

同様に、せん断によるたわみ成分は以下の様に表現できる。

$$\delta_Q = \frac{\kappa Px}{2GA} \quad (6.3)$$

ここで、

G : 梁のせん断弾性係数

A : 梁の断面積

\bar{x} : 梁の断面の形状係数

袖壁試験体においては、 δ_M 、 δ_Q をボックスビームとして、 δ_F をダイアフラムによる面材と枠材との釘スリップとした。

まぐさ試験体は δ_M 、 δ_Q を組立て梁とし、まぐさ試験体は中空ではないので δ_F は考慮しないものとした。

また、どの試験体も曲げに伴うフランジ材内の釘接合の層内せん断スリップは無いものと仮定した。

6.4.2 組立て梁の曲げ剛性

袖壁やまぐさを組立て梁としてその曲げ剛性 EI を考える。

$$EI = \sum_{i=1}^n EI_i \quad (6.4)$$

ここで、

n : 構成部材の数

E_i : i 番目の部材の曲げヤング率

I_i : i 番目の部材の組立て梁の中立軸に対する断面 2 次モーメント

I_i は以下の様にあらわされる。

$$I_i = I_i + y_{0i}^2 A_i \quad (6.5)$$

ここで、

I_i : i 番目の部材の断面 2 次モーメント

A_i : i 番目の部材の断面積

y_{0i} : i 番目の部材の中立軸と袖壁の中立軸の距離

また、 y_{0i} は袖壁上辺から袖壁の中立軸までの距離 y_0 と袖壁上辺から i 番目の部材の中立軸までの距離 y_i での差として以下のようにあらわせる。

$$y_{0i} = y_0 - y_i \quad (6.6)$$

さらに、袖壁上辺から袖壁の中立軸までの距離 y_0 は、以下のようになる。

$$y_a = \frac{\sum_{i=1}^n E_i A_i y_i}{\sum_{i=1}^n E_i A_i} \quad (6.7)$$

Table 6.2 に各試験体の式(6.4)による曲げ剛性 EI の計算値を示す。

軸壁試験体をボックスビームとみため、フランジおよびウェブが曲げに抵抗する組立て梁として曲げ剛性を算出した。試験体 New シリーズは簡易的に単純支持中央集中荷重試験により求めた部材の曲げヤング率を用いた。各部材の曲げヤング率 E と密度 ρ は、まぐさ受け 404SPF が $E: 90 \sim 60 \text{ tonf/cm}^2$ 、 $\rho: 0.39 \sim 0.34 \text{ g/cm}^3$ 、脇柱 204SPF が $150 \sim 60 \text{ tonf/cm}^2$ 、 $\rho: 0.53 \sim 0.38 \text{ g/cm}^3$ 、隅柱 120×90 ベイマツ集成材が $120 \sim 90 \text{ tonf/cm}^2$ 、 $\rho: 0.55 \sim 0.50 \text{ g/cm}^3$ であった。試験体 Old シリーズは一律に 404SPF を 80 tonf/cm^2 、204SPF を 100 tonf/cm^2 とした。また、両シリーズとも合板の曲げヤング率はラワン合板を 100 tonf/cm^2 、針葉樹合板を 80 tonf/cm^2 とした。

ウェブが曲げを負担すると考えた場合、ウェブが曲げを負担しないとした場合より曲げ剛性は計算上 2 割程度向上した。

まぐさ試験体は頭つなぎ、上枠およびまぐさ集成材からなる組立て梁として曲げ剛性を算出した。まぐさ 416 集成材および上枠は簡易的に単純支持中央集中荷重試験により求めた曲げヤング率を用いた。各部材の曲げヤング率 E と密度 ρ は、OldLA の部材はまぐさ 416 ベイマツ集成材が $E: 79.2 \text{ tonf/cm}^2$ 、 $\rho: 0.54 \text{ g/cm}^3$ 、上枠 204 が $E: 110 \text{ tonf/cm}^2$ 、 $\rho: 0.43 \text{ g/cm}^3$ 、OldLB の部材はまぐさ 416 ベイマツ集成材が $E: 71.7 \text{ tonf/cm}^2$ 、 $\rho: 0.52 \text{ g/cm}^3$ 、上枠 204 が $E: 143 \text{ tonf/cm}^2$ 、 $\rho: 0.51 \text{ g/cm}^3$ であった。頭つなぎ 204 材は $E: 110 \text{ tonf/cm}^2$ とした。

6.4.3 まぐさ試験体の曲げ剛性

曲げを受けているはりの曲率半径 ρ は幾何的に中立軸を挟む 2 点の軸方向ひずみ ϵ_{M1} 、 ϵ_{M2} とその距離 l を用いて、以下の様に表現できる。

$$\frac{1}{\rho} = \frac{\epsilon_{M1} - \epsilon_{M2}}{l} \quad (6.8)$$

ところで、材料力学的には $1/\rho$ は曲げモーメント M を曲げ剛性 EI で除した $M/(EI)$

Table 6.2. Calculated EI of all specimens.

| Specimen | EI ($\times 10^5$ tonf·cm ²) | Web plywood |
|-------------------------|---------------------------------------------|-------------|
| NewL1 | 7.813 | lauan |
| NewL2 | 6.790 | lauan |
| NewL3 | 6.068 | lauan |
| NewS1 | 7.076 | softwood |
| NewS2 | 6.449 | softwood |
| NewS3 | 5.299 | softwood |
| Old series of wall type | 6.497 | softwood |
| OldLA | 6.613 | — |
| OldLB | 6.499 | — |

で近似される。いま、 $M=1/\rho$ 関係が弾性域内にある場合、その傾き $dM/d(1/\rho)$ は EI に等しい。すなわち、 ϵ_{M1} 、 ϵ_{M2} 、 I 、 M が既知の場合、式(6.8)を用いて、 $M=1/\rho$ 関係のプロットより、 EI を求めることが可能である。

Fig.6.4.1にまぐさ試験体における $M=1/\rho$ 関係を示す。 $1/\rho$ はまぐさ試験体の上部および下部に貼ったひずみゲージより求めた。ひずみゲージの位置がスパン中央部であったので、 M は荷重より $PI/2$ とした。荷重範囲は $0\sim 3.0\text{tonf}$ であった。測定範囲内で直線性は極めて良好であったことから、曲げ剛性は弾性仮定の上で評価可能とした。Table 6.3に求めた EI および E を示す。断面2次モーメント I は、まぐさ試験体の見かけの断面積を用い、複合梁としての重み処理は行わなかった。

曲げひずみの測定値より得られたまぐさ試験体の曲げ剛性は、Table 6.2の計算値に比して3割程度大きかった。これは、416まぐさ集成材を簡易測定するにあたり、加えた荷重が試験体剛性に比して小さく、支点めり込み変位を相殺しなかったために計算値に用いた E が小さすぎたことに起因すると考えられる。

6.4.4 袖壁試験体のせん断剛性

袖壁試験体のせん断剛性はウェブ合板のみが負担すると考え、ウェブ合板の面内せん断ひずみの測定値をもとに評価した。合板-枠材間の釘のせん断スリップによる剛性低下は、 δ_F として別に扱うものとした。

Fig.6.4.2に袖壁試験体における荷重 P -面材のせん断ひずみ γ 関係を示す。ただし、せん断ひずみ γ は測定したひずみゲージの値の2倍とした。測定範囲内 ($0\sim 1/300\text{rad}$.) で直線性は極めて良好であった。よって、測定範囲内ではせん断剛性は線形域であったものとし、せん断剛性は弾性仮定の上で評価可能とした。傾き $dP/d\gamma$ が $2GA/\kappa'$ とすれば、面材のせん断剛性 GA/κ は $dP/d\gamma$ に $\kappa'/(2\kappa)$ を乗じた値である。せん断剛性 GA/κ および面材のせん断弾性係数 G の計算値を Table 6.4 に示す。なお、せん断断面積 A については、袖壁最外釘列の縁端距離を 2.0cm としてこれより端部側にあるウェブ合板の断面積を除いた。また、ウェブ合板が矩形であることから $\kappa = 1.2$ 、ひずみゲージがほぼ中立軸付近のせん断ひずみを測定したものとし $\kappa' = 1.5$ とした。 G がほぼ妥当な範囲であることから、せん断剛性の計算値は妥当な範囲であったと考えられる。

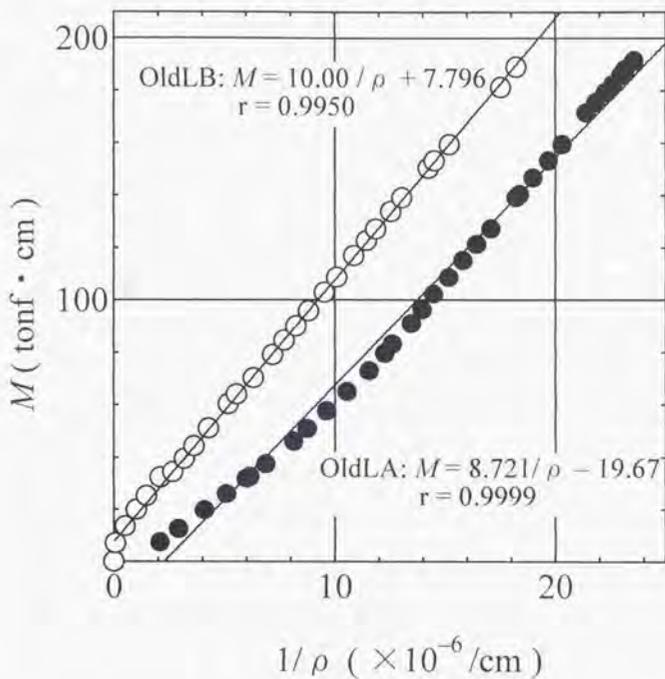


Fig. 6.4.1. Relationship between M and $1 / \rho$ for lintel type specimens.

Legend: ●:OldLA, ○:OldLB.

Notes: M : Bending moment, ρ : Radius of curvature,
 $x = l / 2$.

Table 6.3. Flexural rigidity of Lintel type specimen.

| Specimen | EI ($\times 10^6$ tonf \cdot cm 2) | E (tonf/cm 2) |
|----------|---------------------------------------------|----------------------|
| OldLA | 8.721 | 117 |
| OldLB | 10.00 | 134 |

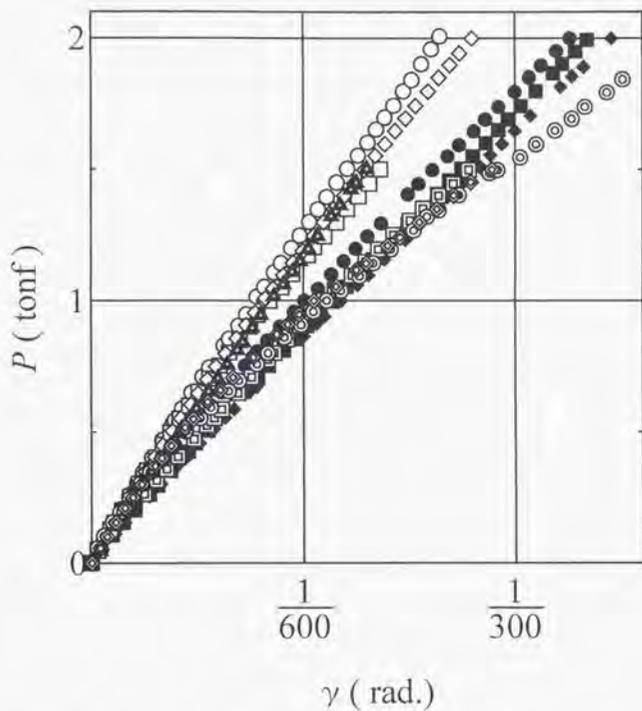


Fig. 6.4.2. $P-\gamma$ curve for web of wall type specimens.

Legend: ●:NewL1, ■:NewL2, ◆:NewL3,
 ○:NewS1, □:NewS2, ◇:NewS3,
 ⊙:OldAR, ⊠:OldAL, ⊡:OldBR, ⊢:OldBL.

Table 6.4. Calculated GA/κ and G .

| Specimens | $dP/d\gamma$ (tonf/rad.) | GA/κ (tonf) | G (tonf/cm ²) | Thickness of plywood (cm) |
|-----------|-----------------------------|-----------------------|--------------------------------|------------------------------|
| NewL1 | 519 | 324.1 | 5.0 | 0.95 |
| NewL2 | 506 | 316.3 | 4.8 | 0.96 |
| NewL3 | 483 | 301.9 | 4.8 | 0.93 |
| NewS1 | 717 | 447.5 | 7.0 | 0.93 |
| NewS2 | 764 | 477.5 | 7.6 | 0.92 |
| NewS3 | 660 | 412.5 | 6.6 | 0.92 |
| OldAR | 411 | 256.9 | 4.1 | 0.91 |
| OldAL | 495 | 309.4 | 5.0 | 0.91 |
| OldBR | 467 | 291.6 | 4.7 | 0.90 |
| OldBL | 693 | 433.1 | 7.0 | 0.91 |

6.4.5 まぐさ試験体のせん断剛性

Fig. 6.4.3にまぐさ試験体における荷重 P -面材のせん断ひずみ γ 関係を示す。袖壁試験体の場合と同様に、せん断ひずみ γ は測定したひずみゲージの値の2倍とした。測定範囲内(0~1/1000rad.)で直線性は極めて良好であった。よって、測定範囲内では線形域であったものとし、せん断剛性は弾性仮定の上で評価可能とした。袖壁試験体の場合と同様に、傾き $dP/d\gamma$ より、まぐさ試験体のせん断剛性 GA/κ およびせん断弾性係数 G を求めた。Table 6.5にせん断剛性 GA/κ および面材のせん断弾性係数 G を示す。なお、 $\kappa = 1.2$ 、 $\kappa' = 1.5$ とした。また、断面積はまぐさ試験体の幾何的断面積を用い、部材ごとの他の物性値に基づく重み処理は行わなかった。

せん断ひずみより得られた G と曲げひずみより得られたTable 6.3の E の比は、OldLAで1/18、OldLBで1/17であった。木質構造設計基準・同解説では繊維方向における集成材の G/E を1/15としているが、⁴⁹⁾木実験結果はこの値に近いものであった。

6.4.6 せん断変形および曲げ変形の総合評価

式(6.1)における δ_M および δ_Q に式(6.2)および式(6.3)を代入し、試験体のたわみを既知の曲げ剛性およびせん断剛性より評価した。 $x=H/4$ および $x=H/2$ における荷重-たわみ関係を袖壁試験体 New シリーズはFig. 6.4.4に、袖壁試験体 Old シリーズはFig. 6.4.5に、まぐさ試験体はFig. 6.4.6に示す。どの試験体でも計算値と実測値はほぼ一致した。ただし、まぐさ試験体は部材からの計算値ではなく、ひずみ測定より求めたせん断剛性および曲げ剛性を用いた。また、まぐさ試験体は、袖壁試験体に比較して測定範囲内で実測された $P-\delta$ 関係は直線性が高かった。また、まぐさ試験体では、 $\delta_M + \delta_Q$ と実測値は、 $x=H/2$ のときに試験体下側で測定した値および $x=H/4$ 、 $x=3H/4$ で良く一致したが、 $x=H/2$ のときに試験体上側で測定した値とは一致しなかった。他の試験体の場合でも概して試験体上側の値が下側の値より大きい、まぐさ試験体では顕著であったためである。

計算値は釘スリップを考慮していないが、たわみ量の測定値と計算値はほぼ一致しており、単純支持中央集中荷重試験では釘スリップは小さいと判断される。

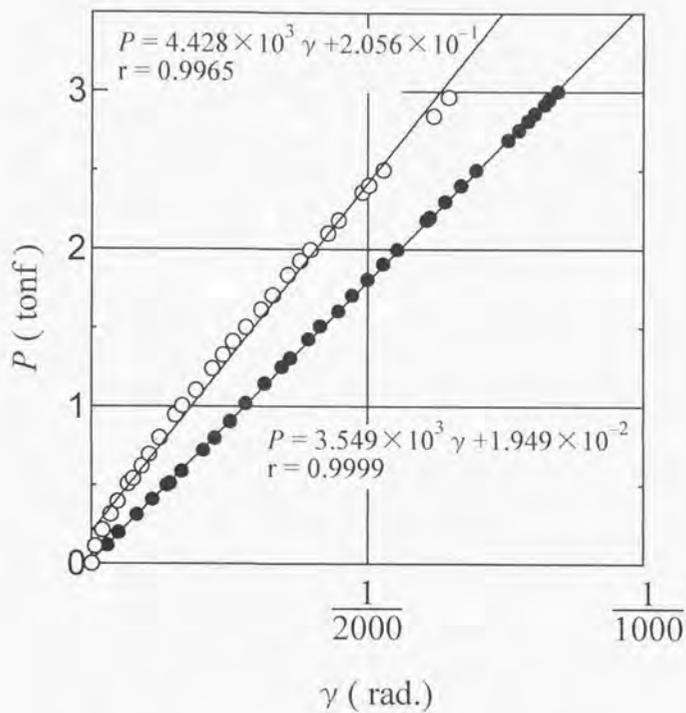
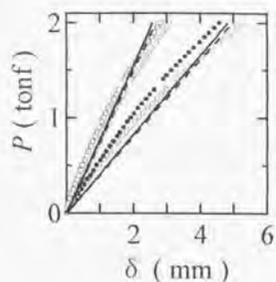


Fig. 6.4.3. P - γ curve for lintel type specimens.

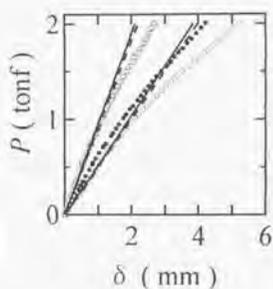
Legend: ●:OldLA, ○:OldLB.

Table 6.5. Shear rigidity of Lintel type specimen.

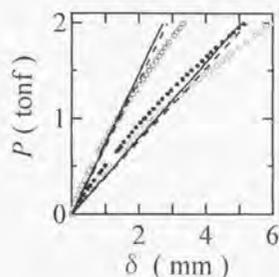
| Specimen | GA / κ (tonf) | G (tonf/cm ²) |
|----------|------------------------|------------------------------|
| OldLA | 2218 | 6.4 |
| OldLB | 2768 | 8.0 |



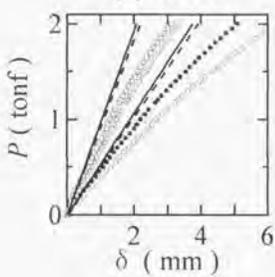
(a) NewL1



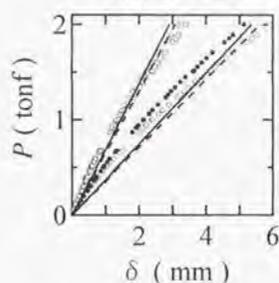
(d) NewS1



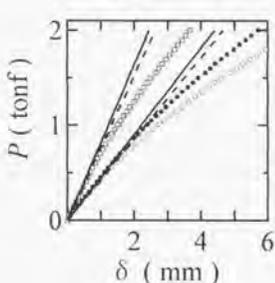
(b) NewL2



(e) NewS2



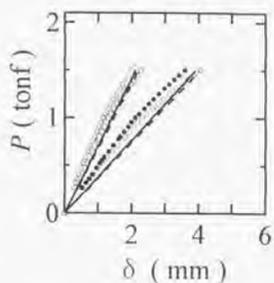
(c) NewL3



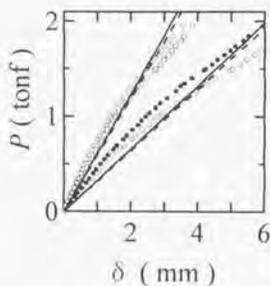
(f) NewS3

Fig. 6.4.4. P - δ curve for New series of wall type specimens.

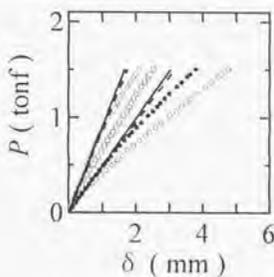
- Legend:
- : Experimental data for upside at $l/2$,
 - : Experimental data for downside at $l/2$,
 - : Experimental data for $l/4$,
 - ◇: Experimental data for $3/4l$,
 - : Calculation for EI of flange,
 - : Calculation for EI of flange and web.



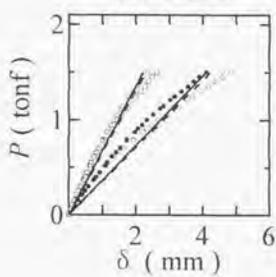
(a) OldAL



(b) OldAR



(c) OldBL



(d) OldBR

Fig. 6.4.5. $P-\delta$ curve for Old series of wall type specimens.

- Legend:
- : Experimental data for upside at $l/2$,
 - : Experimental data for downside at $l/2$,
 - : Experimental data for $l/4$,
 - ◇ : Experimental data for $3/4l$,
 - : Calculation for EI of flange,
 - : Calculation for EI of flange and web.

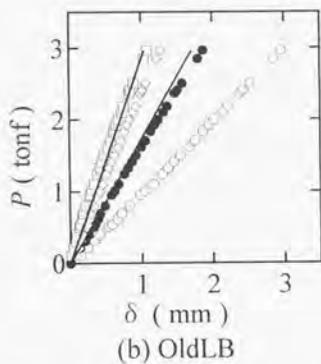
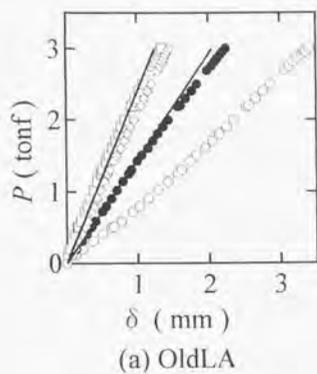


Fig. 6.4.6. $P-\delta$ curve for Lintel type specimens.

Legend: \circ :Experimental data for $l/2$ on upside,
 \bullet :Experimental data for $l/2$ on downside,
 \square :Experimental data for $l/4$,
 \diamond :Experimental data for $3/4l$,
 $—$:Calculation.

これは、定性的に杉山ら⁴⁹⁾⁵⁰⁾の単純支持3等分点荷重試験による結果と一致する。木質門型パネルに用いる袖壁およびまぐさの曲げ剛性およびせん断剛性については本試験で評価できたものと考えられるが、ラッキング試験における水平せん断力は本試験とは支持状態が著しく異なるので、壁とした場合に概に釘スリップが微小であるとはいえない。スパン/梁背は袖壁試験体で5.7、まぐさ試験体で5.5と大きく異ならなかったが、スパン中央部におけるたわみの曲げ/せん断は、袖壁試験体が0.2~0.4で、まぐさ試験体では1.5程度であり、特に袖壁試験体はせん断たわみが支配的であった。これも、定性的に杉山ら⁴⁹⁾⁵⁰⁾の結果と一致する。

6.5 結論

本章においては、以下の知見を得た。

- 曲げ剛性は袖壁試験体で $5\sim 8\times 10^6\text{ tonf}\cdot\text{cm}^2$ 、まぐさ試験体で $8\sim 10\times 10^6\text{ tonf}\cdot\text{cm}^2$ であった。
- せん断剛性は袖壁試験体で250~480tonf、まぐさ試験体で2500tonf程度であった。
- 袖壁試験体ではせん断たわみが支配的であった。
- 袖壁試験体の曲げ剛性は組立て梁として計算可能である。
- 袖壁試験体のせん断剛性はウェブ面材のせん断剛性として計算可能である。ただし、壁のラッキングにおいては釘スリップを検討する必要があると考えられる。

第7章 木質門型パネル実大面内せん断試験Ⅱ

7.1 目的

第4章で得られた知見をもとに、本章では以下の項目の確認を目的として実大面内せん断試験を実施・検討した。

- 新仕様の木質門型パネルの力学的性状。
- より大きなスパンにおける力学的性状。
- 安定した鉛直荷重下での試験。
- 鉢巻き状加力治具の拘束の影響。

7.2 試験体

7.2.1 枠組

試験体は Fig. 7.2.1 に示す様な中央に開口を持つ耐力壁2体（試験体A、Bとする）である。試験体の寸法は、全長 5090mm、土台底部から頭つなぎ重部までの高さ 2738mm、開口部内法長さ 4190mm、開口部内法高さ 2270mm で、開口部の袖壁の長さは各々 450mm である。頭つなぎおよび上枠は水平加力治具接続のために、片側に 325mm 延ばした。

枠組は主として JAS 枠組壁工法用製材で行い、隅柱およびまぐさはそれぞれ断面 120×90mm および断面 387×90mm の JAS 2 級構造用集成材を用いた。

袖壁脚部は試験装置基礎面とホールダウン金物 SHD-25 を介して座金付きボルト M16W により緊結した。ホールダウン金物と袖壁を構成する仕材とはホールダウン金物1本あたり 5-M12 ラグスクリーパーボルトにより緊結した。また、試験体Aでは袖壁土台部を基礎にアンカーしていないが、試験体Bではさらに袖壁土台部を基礎にアンカーボルト M12 により緊結した。

釘打ちは住宅金融公庫枠組壁工法仕様にした。水平力に対する袖壁の座屈を防止する目的で袖壁内部にころび止めを配した。

7.2.2 合板の割付

試験体の合板割付および合板の釘打ちを Fig. 7.2.2 に示す。合板は構造用合板（厚さ 9mm、3'×9'板、針葉樹等厚 3 プライ、JAS 2 級）を縦張り（表板の繊維方向

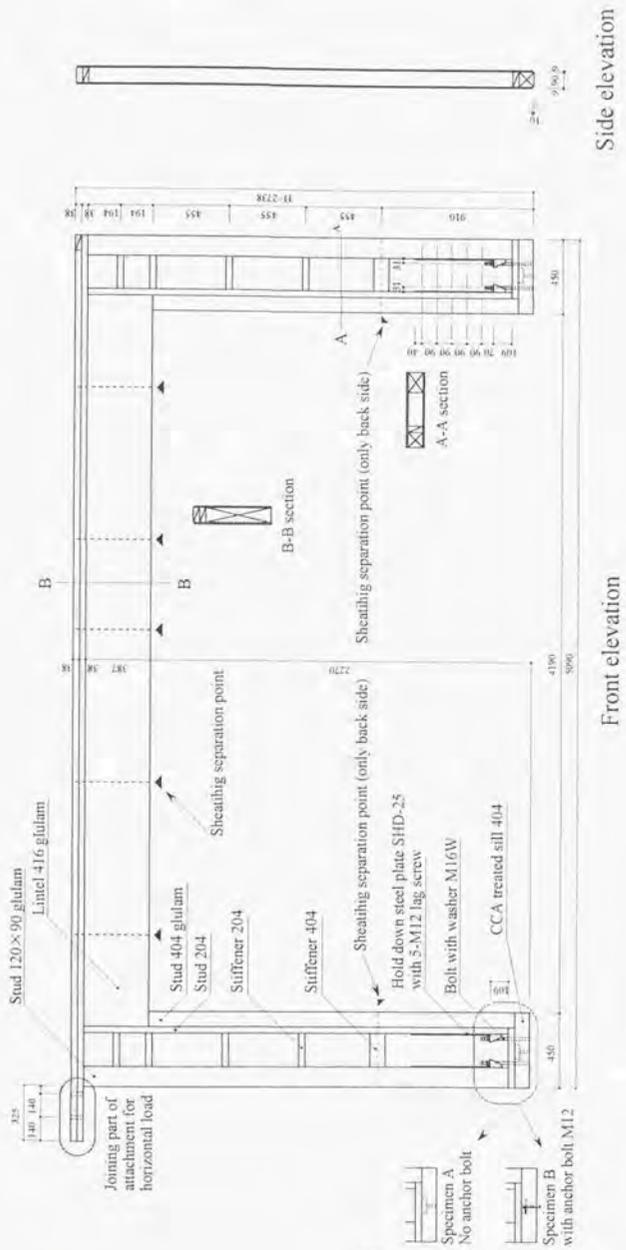


Fig.7.2.1. Schematic diagram of framing.



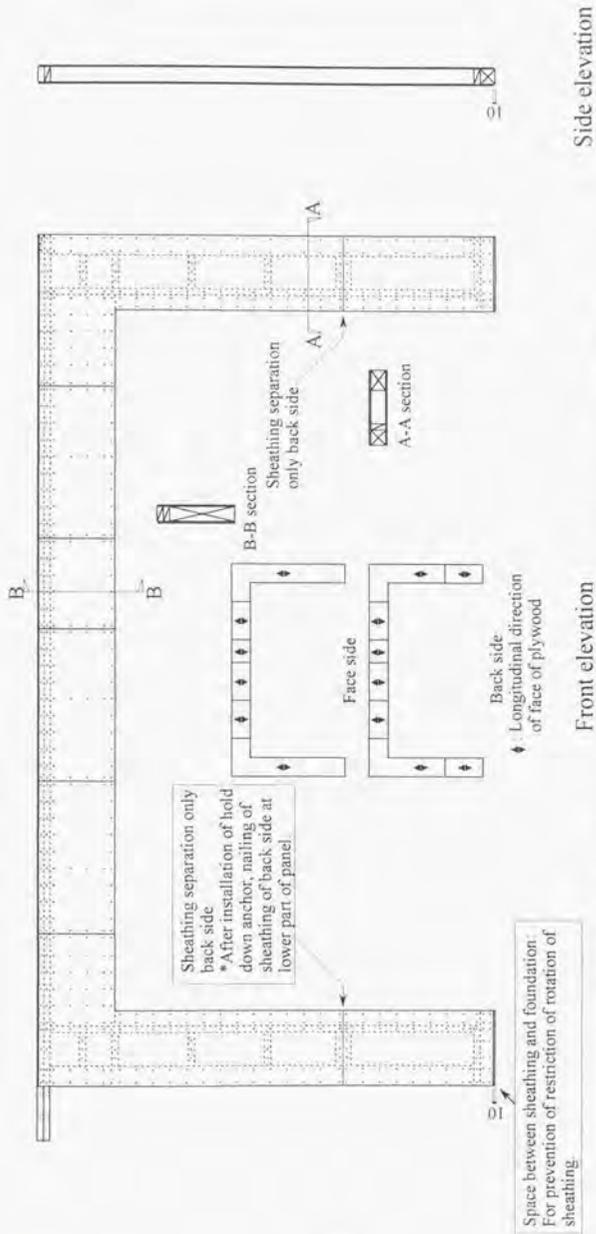


Fig.7.2.2. Schematic diagram of sheathing and nailing.

Notes: Plywood: JAS second grade for construction (soft wood 3ply),
Nailing: CNS50@100.

を試験体鉛直方向)とした。

合板の割付けは水平方向では試験体の表裏同じとしたが、試験体裏面の袖壁の合板は鉛直方向に2分割とした。これは、袖壁脚部と基礎をホールダウンアンカーにより緊結する際の施工上の都合による仕様である。

面材の釘打ちはCN50@100とし、枠材と面材の接合を強固にするために袖壁枠組の404材以上の断面を持つ材に対しては2列打ちとした。また、袖壁とまぐさを接合する面材では水平方向にも100mmピッチで6列打ちとした。

ころび止めに対する合板の釘打ちは1本のころび止めにつきCN50とした。袖壁脚部の合板が基礎面にあたるために、袖壁の回転変形が拘束される可能性がある。これを防止するために、基礎面との袖壁脚部の合板との間に1cmの隙間を設けた。

7.3 試験方法

Fig.7.3.1に示すような方法で水平せん断試験を行なった(Photo.7.3.1、Photo.7.3.2)。すなわち、実使用時の状態を考慮し、両まぐさ受け頂上付近の頭つなぎ上の2点に油圧ジャッキにより、各々500kgfの荷重を加えた。鉛直荷重を定荷重装置により一定に保った状態で水平せん断試験を行なった(Photo.7.3.3)。水平荷重は、油圧ジャッキによって、ピン・ローラを介して試験体の上枠・頭つなぎを加力した(Photo.7.3.4)。鉛直および水平荷重は、各油圧ジャッキと試験体の間に付したロードセルにより検知した。変位計(出力 $25\mu\text{strain}/\text{mm}$)を用いて、頂部水平変位 H_1 、 H_2 を測定した(Photo.7.3.5)。また、高感度変位計を用いて、脚部水平変位 H_3 、 H_4 および脚部垂直変位 $V_1\sim V_4$ を測定した(Photo.7.3.6)。

Fig.7.3.2に示すように、実験では正負交替繰り返し荷重を加え、最終的に油圧ジャッキの圧縮側で最大荷重を与え、破壊させた。加力スケジュールは、油圧ジャッキの圧縮側を正として、仮の P_{MAX} を3.0tonfと見積もり、 $0 \rightarrow \pm 1/5P_{MAX} \rightarrow \pm 2/5P_{MAX} \rightarrow \pm 3/5P_{MAX}$ の様に加力後破壊に至らしめた。さらに最大荷重の約8割まで加力を続け、荷重0まで除荷した。

7.4 結果と考察

7.4.1 土台の水平移動量

Fig.7.4.1、Fig.7.4.2に試験体A、Bの袖壁脚部における荷重-土台水平移動量 H_1

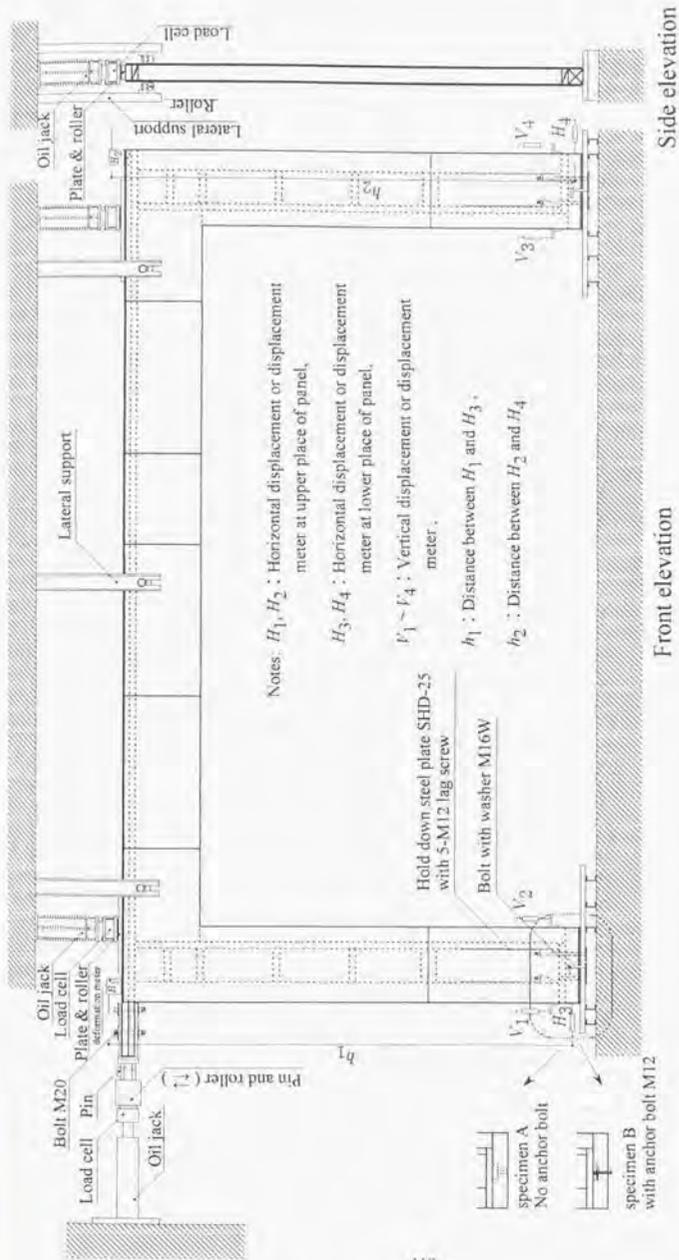


Fig.7.3.1. Method for racking test.

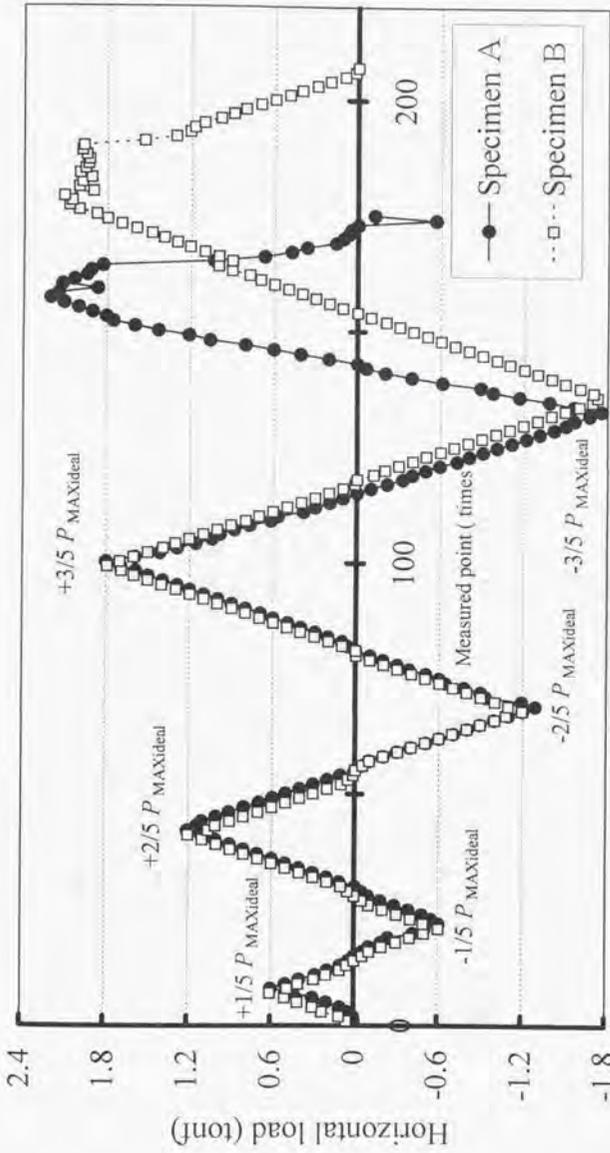


Fig.7.3.2. Horizontal load schedule.



Photo.7.3.1. Wall racking test for Specimen A.



Photo.7.3.2. Wall racking test for Specimen B.

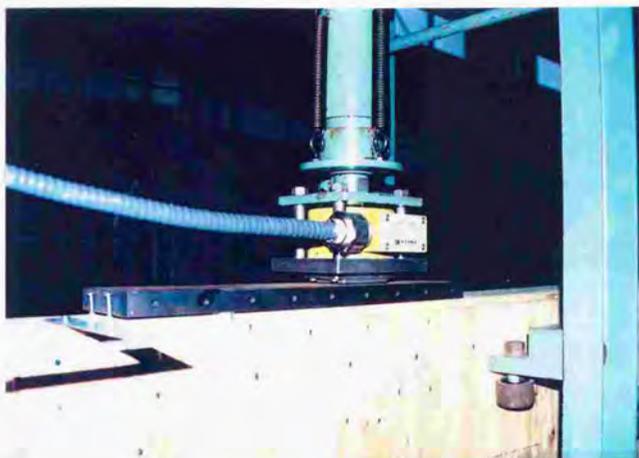


Photo.7.3.3. Oil jack for vertical load.



Photo.7.3.4. Oil jack for horizontal load.

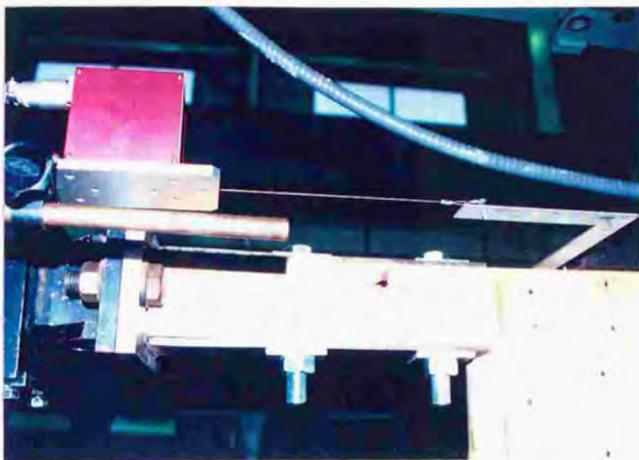


Photo.7.3.5. Equipment for H_1 .

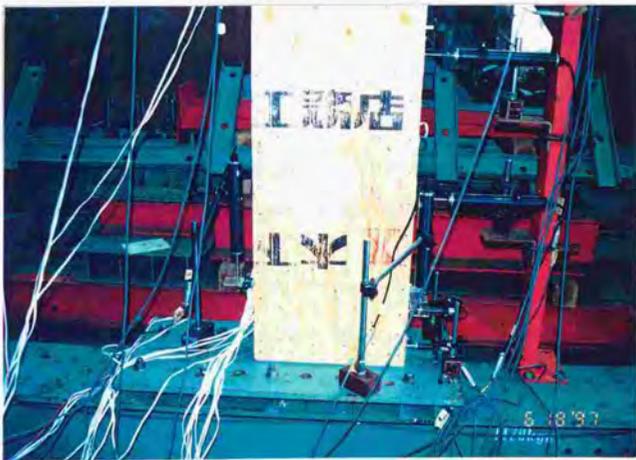


Photo.7.3.6. Measurement for deformation at the lower part.

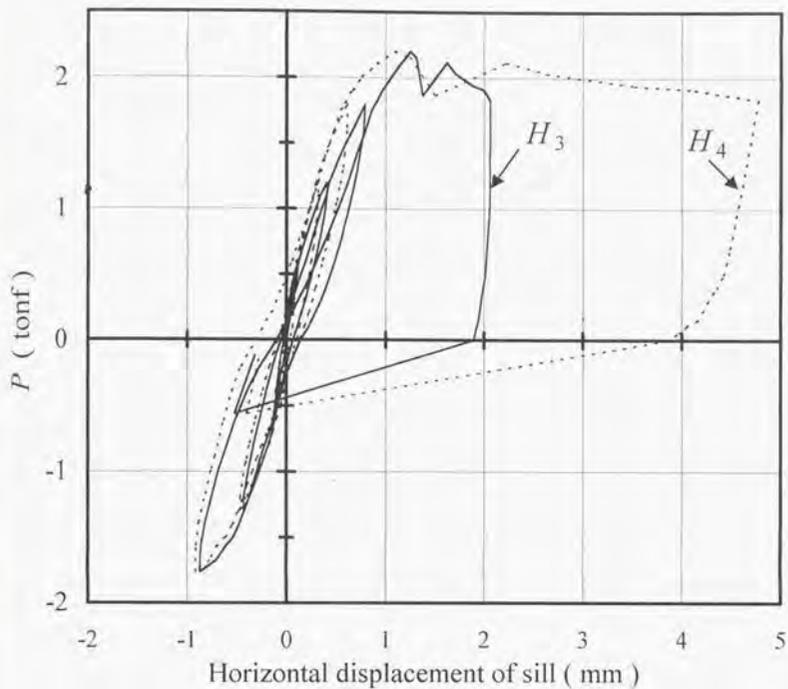
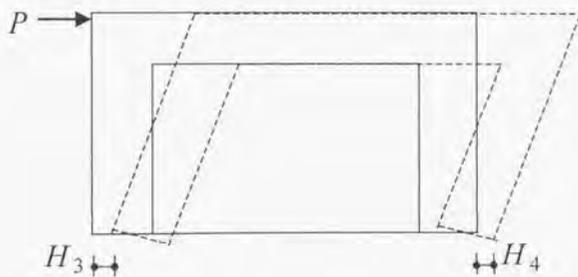


Fig. 7.4.1. Relationships between load and horizontal displacement of sill for specimen A.



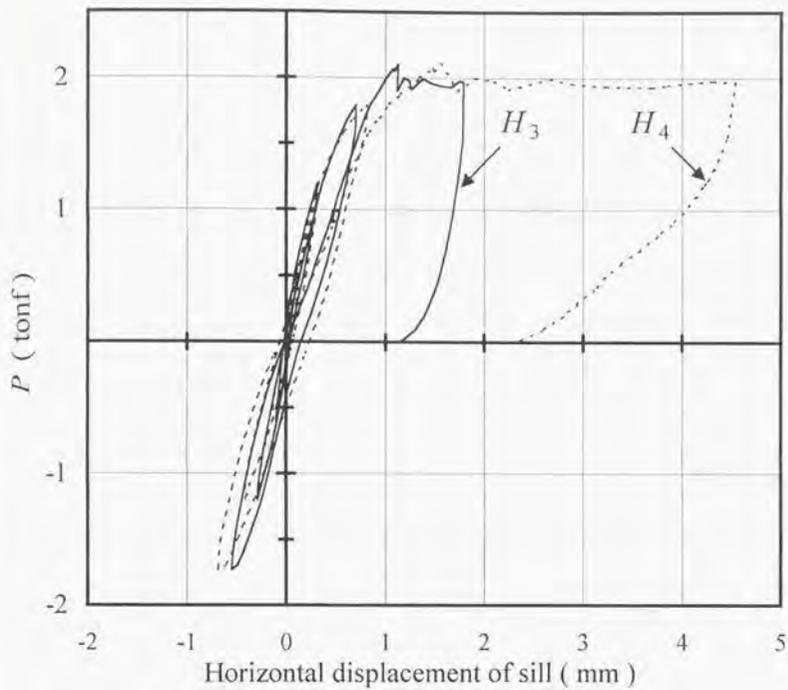
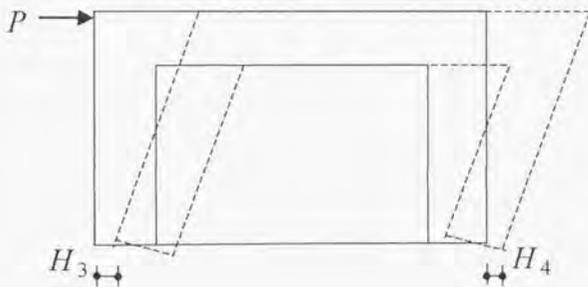


Fig.7.4.2. Relationships between load and horizontal displacement of sill for specimen B.



および H_4 を示す。1.8tonf 程度までほぼ直線的であった。変形量は水平荷重 2.0tonf で 1mm 程度であった。 H_4 の最大変形が H_3 に比してはるかに大きいのが、これは回転変形が大の時に測定点プレートが基礎面にぶつかり、面外座屈した量（最大約 3mm）を含んだためである（Photo.7.4.1）。したがって、 H_4 の変位は約 2mm 以降を無視されたい。土台をアンカーした試験体 B とアンカーしない試験体 A との差は明らかではなかった。

7.4.2 荷重—変位曲線

見かけのせん断変形角 γ を Fig.7.3.1 にもつぎ以下の様に定義する。

水平油圧ジャッキ側壁の頭つなぎと土台の水平変位の差： $\delta_1 = H_1 - H_3$
逆側 側 $\delta_2 = H_2 - H_4$

$$\text{見かけのせん断変形角} : \gamma = \frac{1}{2} \left(\frac{\delta_1}{h_1} + \frac{\delta_2}{h_2} \right)$$

δ_1 、 δ_2 に与える各脚部水平変位 H_1 、 H_4 の影響は約 2% と微小であった。

Fig.7.4.3 に試験体 A における荷重—せん断変形の関係を示す。最大荷重 P_{MAX} は 2.204tonf でこの時の変形量は 76.03mm (1/35.5 rad) であった。曲線は 1/60 rad 付近までほぼ直線的であった。-50mm 前後における H_1 - H_3 のデータの欠落は変位計の測定範囲を超えたことによる。

Fig.7.4.4 に試験体 B における荷重—せん断変形の関係を示す。試験体 B における荷重—せん断変形の挙動は試験体 A とほぼ同様であった。最大荷重 P_{MAX} は 2.110tonf でこの時の変形量は 69.22mm (1/39 rad) であった。また、曲線は 1/60 rad 付近までほぼ直線的であった。

試験体 A、B とも最大変形角の 1/2 における荷重 $P_{1/2\gamma MAX}$ は 1.7tonf より大であった。

7.4.3 許容せん断耐力の計算

Table 7.1 に特定の見かけのせん断変形時の荷重および最大荷重等を示す。いずれの試験体においても $P_{1/2\gamma MAX} > 2/3 P_{MAX} > P_{\gamma=1/120} > P_{\gamma=1/200}$ であったことが確認された。試験体全体を一つの壁体とみなし、各試験体の平均の $P_{\gamma=1/120}$ をもとに、許容せん断力を計算する。試験体全体で倍率 1 の壁とせん断耐力を比較すると

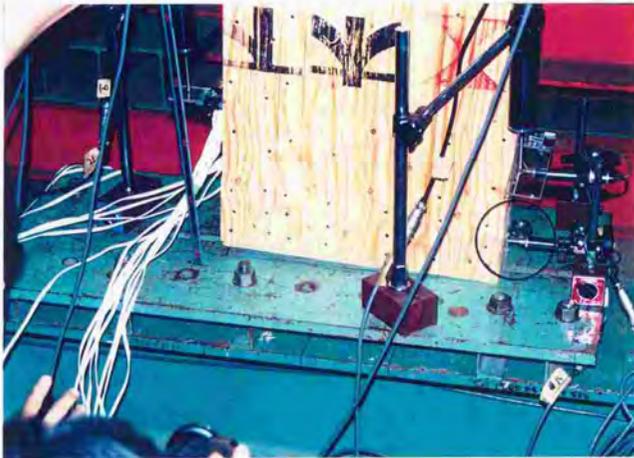


Photo.7.4.1. Buckling of plate for H_4 .

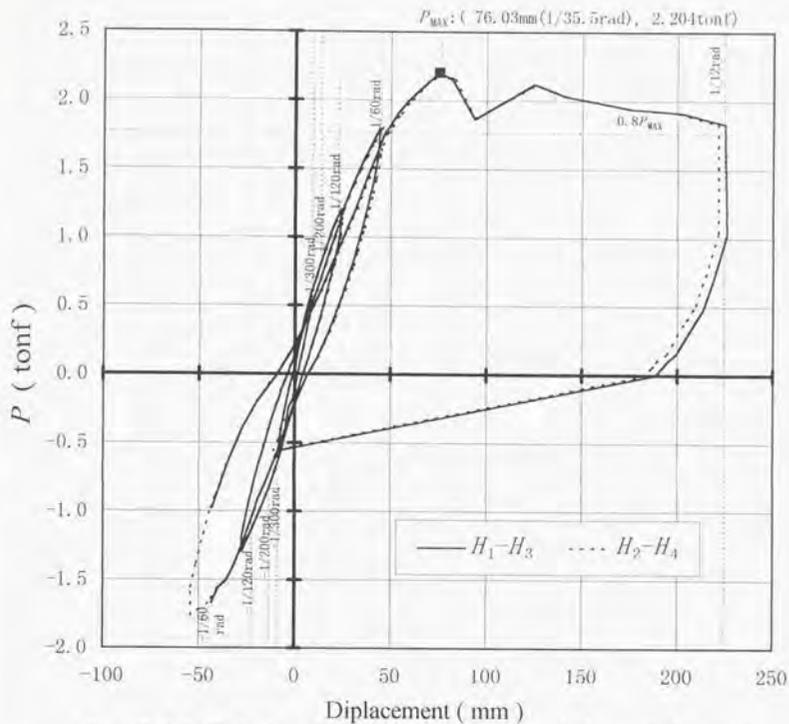
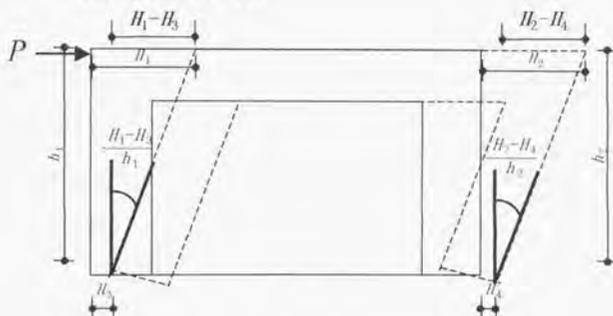


Fig. 7.4.3. Relationships between load and shear deformation for specimen A.



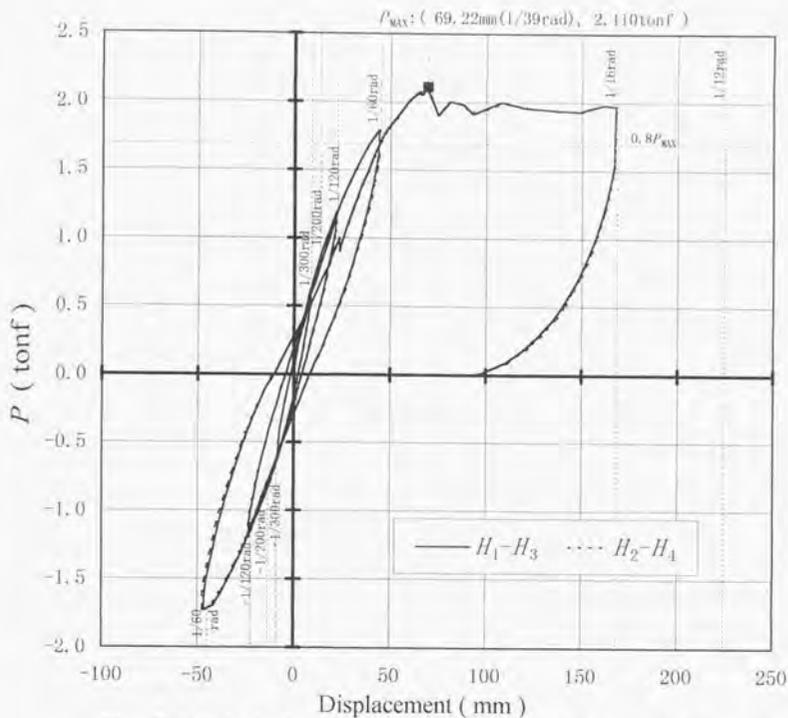


Fig. 7.4.4. Relationships between load and shear deformation for specimen B.

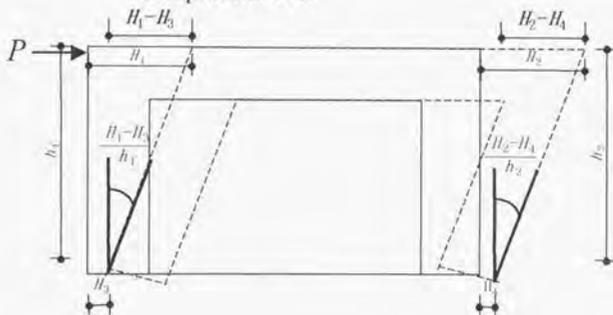


Table 7.1 Load corresponding to the indicated apparent shear deformation and maximum load for all specimens.

| γ (rad.) | Specimen A | | Specimen B | | Average | |
|-------------------------|-------------------|-------|-------------------|-------|-------------------|-------|
| | P (tonf) | | P (tonf) | | P (tonf) | |
| +1/300 | 0.621 | 0.617 | 0.632 | 0.635 | 0.627 | 0.626 |
| -1/300 | -0.613 | | -0.638 | | -0.626 | |
| +1/200 | 0.813 | 0.820 | 0.858 | 0.847 | 0.836 | 0.834 |
| -1/200 | -0.827 | | -0.836 | | -0.831 | |
| +1/150 | 0.992 | 0.988 | 1.041 | 1.019 | 1.017 | 1.003 |
| -1/150 | -0.983 | | -0.997 | | -0.990 | |
| +1/120 | 1.149 | 1.139 | 1.212 | 1.184 | 1.181 | 1.162 |
| -1/120 | -1.128 | | -1.156 | | -1.142 | |
| +1/60 | 1.788 | 1.727 | 1.799 | 1.756 | 1.794 | 1.741 |
| -1/60 | -1.665 | | -1.712 | | -1.689 | |
| P_{\max} | 2.204 | | 2.110 | | 2.157 | |
| $2/3 P_{\max}$ | 1.469 | | 1.407 | | 1.438 | |
| $\gamma_{P_{\max}}$ | 1/35.5 rad. | | 1/39 rad. | | 1/37 rad. | |
| $P_{1/2 \gamma_{\max}}$ | more than 1.7tonf | | more than 1.7tonf | | more than 1.7tonf | |

次のようになる。

$$P_{\gamma=1120} \times \frac{3}{4} \times \frac{1}{0.13} = 6.70$$

ここで、

3/4: 試験体データのばらつきに関する低減係数

0.13: 倍率 1 に相当する耐力 (tonf)

さらに、壁長さで割り、1m あたりの壁倍率として比較すると次のようになる。

$$6.70 \times \frac{1}{5.09} = 1.32$$

ここで、5.09: 試験体の壁長さ (m)。

次に、せん断耐力は袖壁のみが負担しているものとみなし、各試験体の平均の $P_{\gamma=1200}$ をもとに、許容せん断耐力を計算する。その結果、袖壁の壁倍率は次のようになる。

$$P_{\gamma=1200} \times \frac{3}{4} \times \frac{1}{0.13} \times \frac{1}{0.9} = 5.35$$

ここで、0.9: 試験体の袖壁長さ (m)。

7.4.4 袖壁の回転変形

Fig.7.4.5 に試験体 A における袖壁脚部の回転変形を、Fig.7.4.6 に試験体 B における袖壁脚部の回転変形を示す。試験体 A では両袖壁とも回転中心が荷重方向に偏っていた。試験体 B では上台に配したアンカーボルトの効果によるものか、回転中心がほぼ中心に位置した。比例限付近 1.8tonf における上台めり込みは 3~5mm 程度で、浮き上がりは 4~6mm 程度であった。

Fig.7.4.7 に試験体 A 左脚部における荷重-変位曲線を、Fig.7.4.8 に試験体 A 右脚部における荷重-変位曲線を、Fig.7.4.9 に試験体 B 左脚部における荷重-変位曲線を、Fig.7.4.10 に試験体 B 右脚部における荷重-変位曲線を示す。いずれの袖壁も 1.8tonf 付近までほぼ直線的で、見かけのせん断変形の荷重-変位曲線と同様の傾向を示した。また、Fig.7.4.5 で確認されたように、試験体 A の最大変位は浮き上がり側 (V_3 , V_2) が、めり込み側 (V_5 , V_4) より測定点の試験体からの距離を勘案

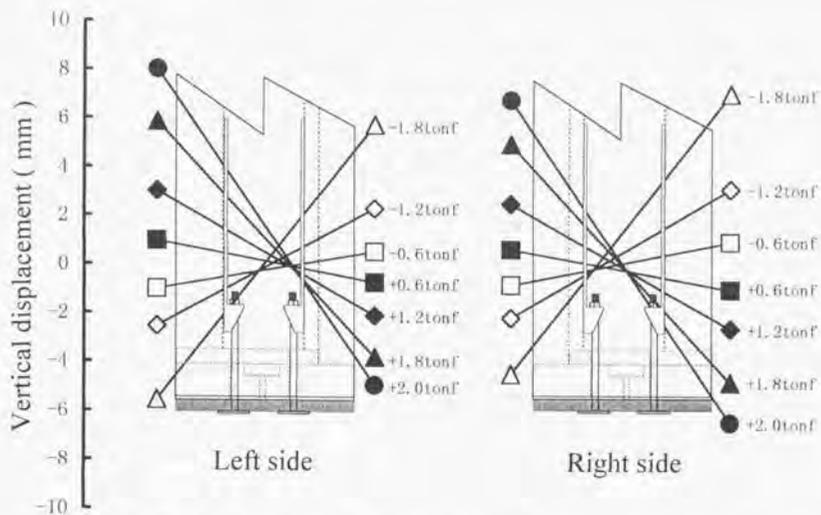


Fig.7.4.5. Rotation of side wall at the lower part for specimen A.

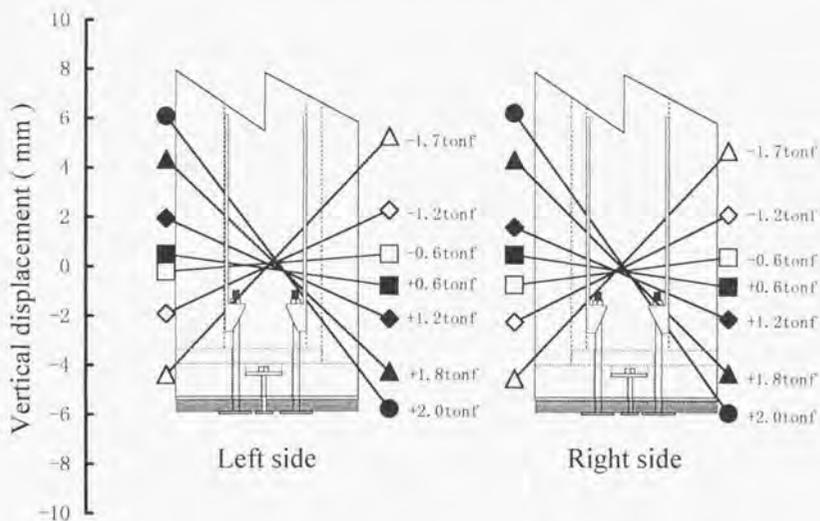


Fig.7.4.6. Rotation of side wall at the lower part for specimen B.

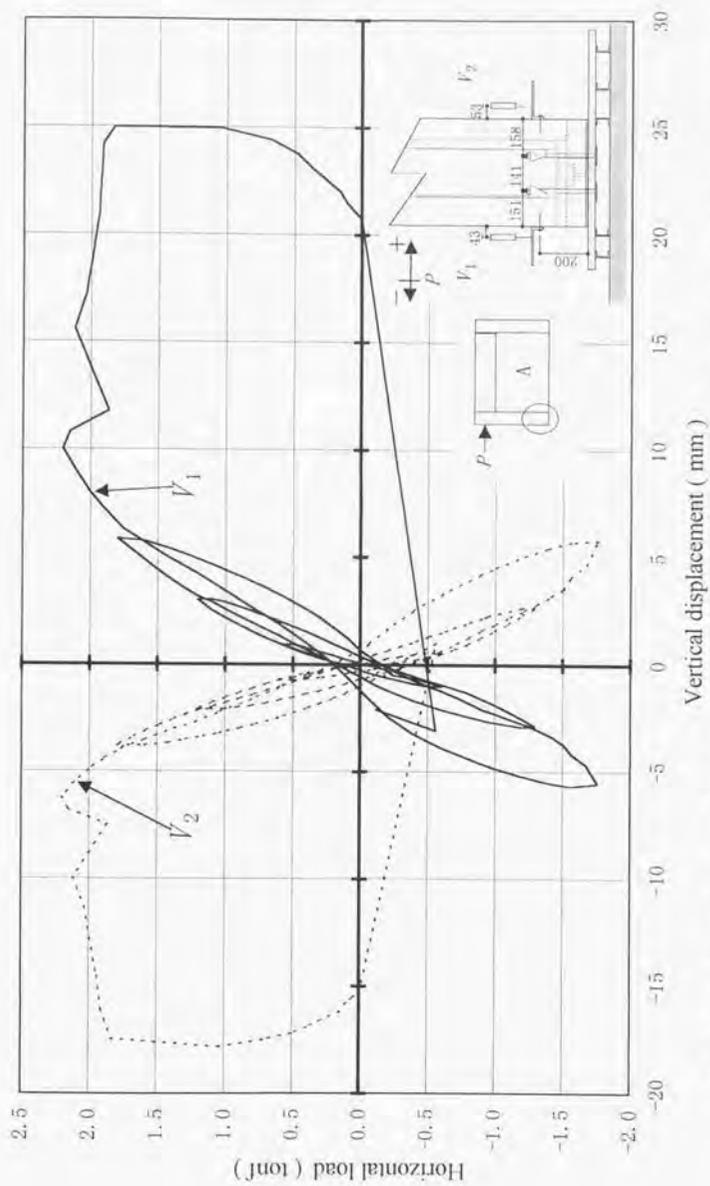


Fig. 7.4.7. Load-vertical displacement curve for left side wall of specimen A at the lower part.

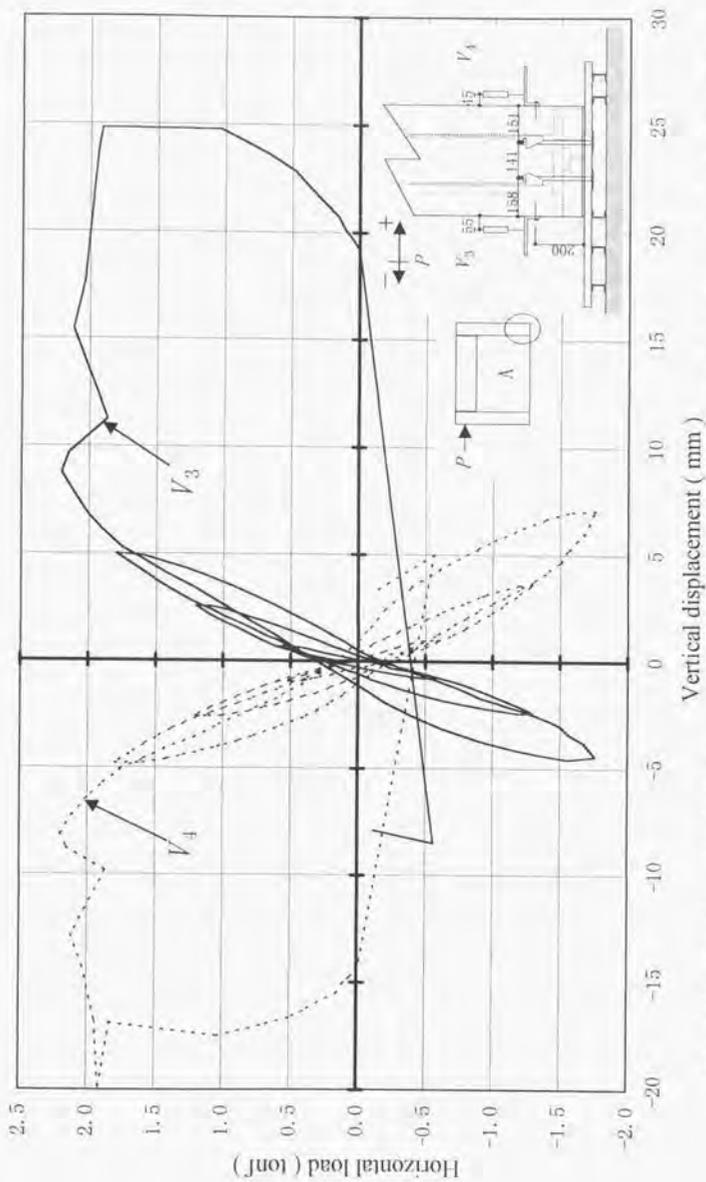


Fig.7.4.8. Load-vertical displacement curve for right side wall of specimen A at the lower part.

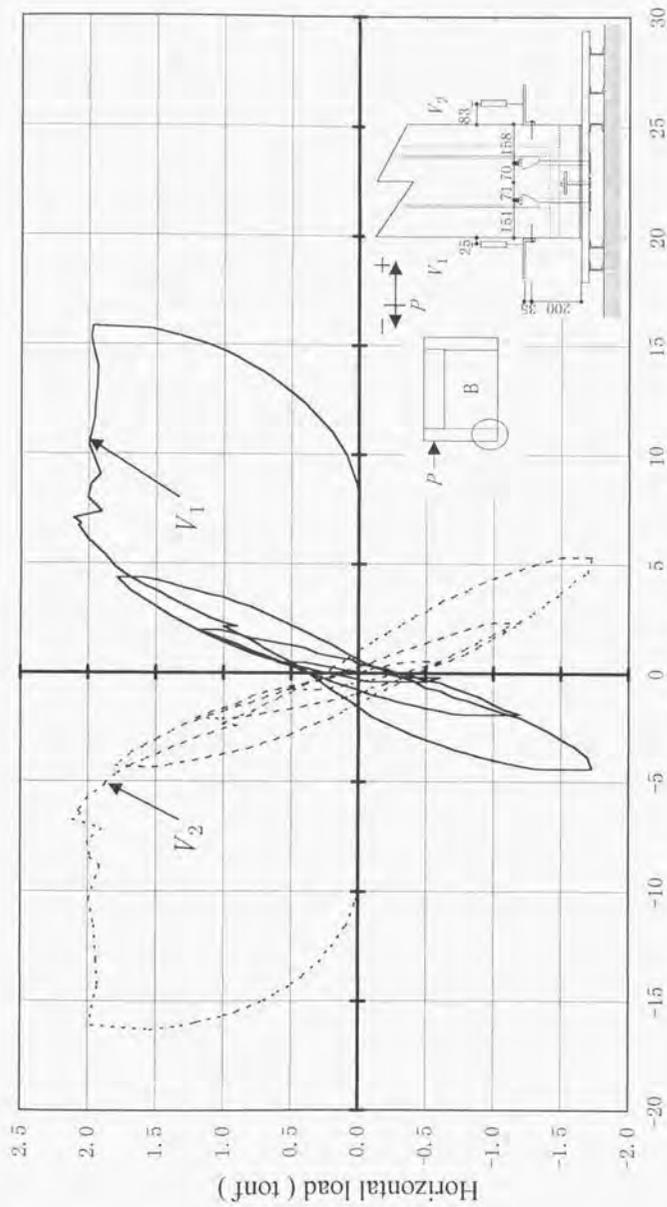


Fig. 7.4.9. Load-vertical displacement curve for left side wall of specimen B at the lower part.

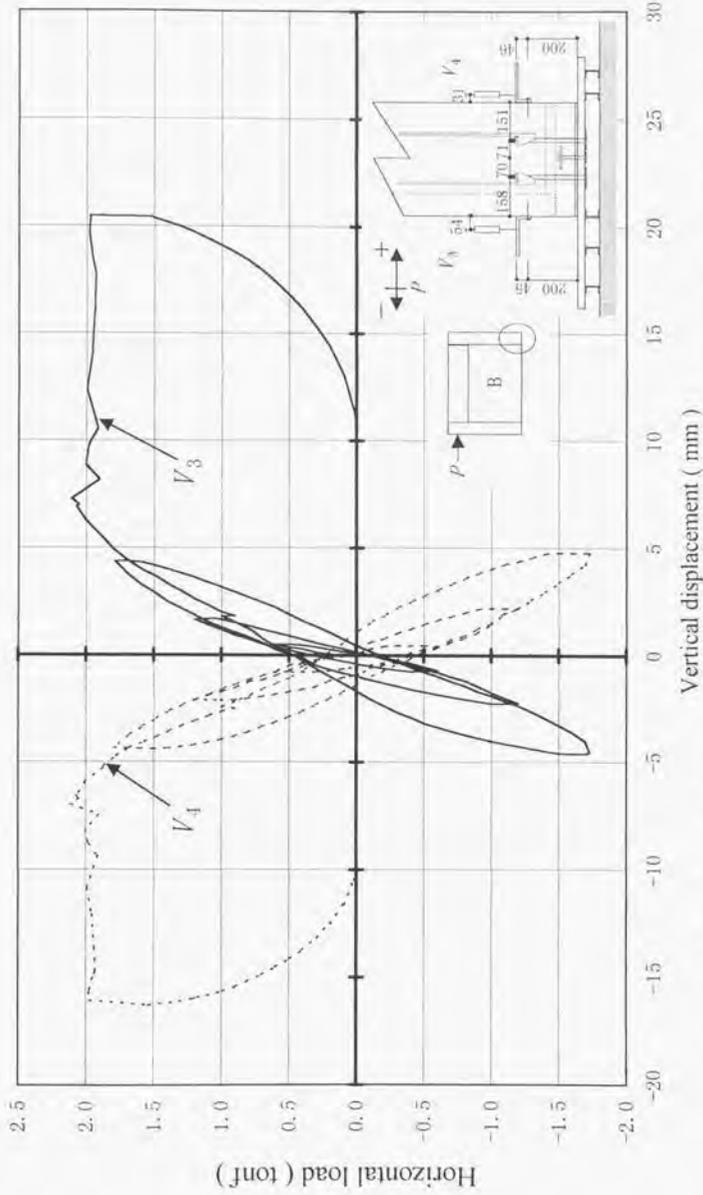


Fig. 7.4.10. Load-displacement curve for right side wall of specimen B at the lower part.

しても概して大きく、回転中心が偏っている。これに対して、試験体 B の最大変位はほぼ線対称となり、回転中心が中心付近に位置していたことが明らかとなった。

7.4.5 破壊状況

試験体全体の破壊の主たる原因は 1.7tonf 付近から発生したまぐさ一袖壁接続部における合板の引き裂きによるものであった。Fig.7.4.11 に観察された破壊状況をまとめて示す (Photo.7.4.2)。以下にその詳細を示す。

7.4.5.1 まぐさ一袖壁接続部の合板の破壊

左袖壁 (ジャッキ側) のまぐさ端部と袖壁の脇柱・まぐさ受けは水平荷重の正方向水平加力により開く傾向にあった (Photo.7.4.3)。1.7tonf 付近で合板の L 字型の切り欠き部分から亀裂がはいった。加力と伴に亀裂は少しずつ進行し、最大荷重付近では大きく進展した (Photo.7.4.4, Photo.7.4.5, Photo.7.4.6)。その後は加力と伴に比較的大きな破壊音が断続的に発生し、合板表板の繊維方向に沿って鉛直方向に亀裂が進行した (Photo.7.4.7, Photo.7.4.8)。この間、変形は進むが、水平荷重は上昇しなかった。

右袖壁 (ジャッキと反対側) ではまぐさ一袖壁接続部は水平荷重の正方向水平加力により閉じる方向にあった (Photo.7.4.9)。開き側よりやや遅れて破壊する傾向にあった。最初面材の L 字型の切り欠き部分が面外に座屈し、この近辺と袖壁頂部付近に亀裂が発生した (Photo.7.4.10)。上側の亀裂が合板表板の繊維方向に沿ってほぼ垂直につながるように破壊した (Photo.7.4.11)。

7.4.5.2 まぐさ一脇柱接続部の釘の引き抜け

ジャッキ側のまぐさ一脇柱接続部において、試験終了後、合板を除去して目視確認された。まぐさ一脇柱接続部は 204 脇柱より 416 まぐさ木口面に 8-CN90E で接合されていたが、最終的な加力サイクルにおいては、この部分は開く傾向にあり、まぐさ下側ほど CN90 が引き抜かれる傾向にあることが観察された (Photo.7.4.12, Photo.7.4.13)。

7.4.5.3 まぐさ脇柱の破壊

Photo.7.4.14 に示す通り、右袖壁において、まぐさ脇柱の破壊が試験終了後目視確認された。袖壁中でもっとも断面の小さい柱材である 204 脇柱がまぐさに押され

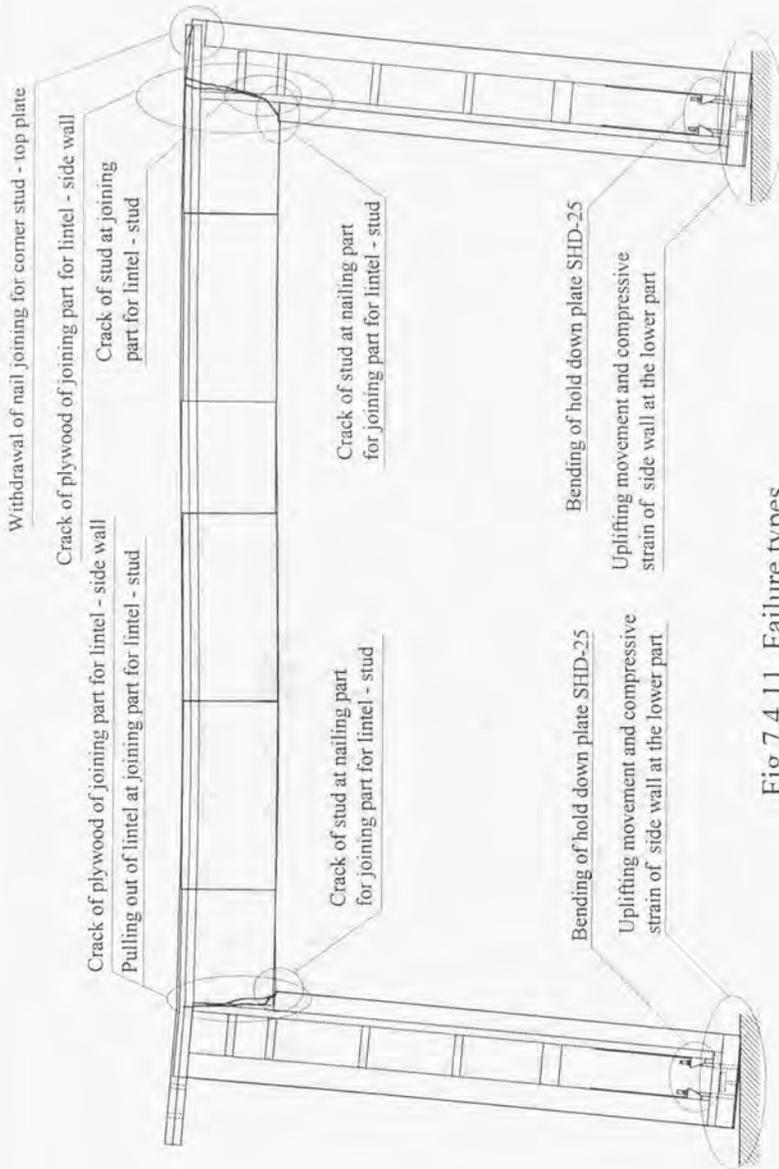


Fig.7.4.11. Failure types.



Photo.7.4.2. Failure of face of Specimen A.



Photo.7.4.3. Open-failure of lintel-left side wall connection.



Photo.7.4.4. Process of crack of plywood of joining part for lintel-left side wall (1).



Photo.7.4.5. Process of crack of plywood of joining part for lintel-left side wall (2).



Photo.7.4.6. Process of crack of plywood of joining part for lintel-left side wall (3).



Photo.7.4.7. Process of crack of plywood of joining part for lintel-left side wall (4).



Photo.7.4.8. Crack of plywood of joining part for lintel-left side wall.



Photo.7.4.9. Shut-failure of joining part for lintel-right side wall.

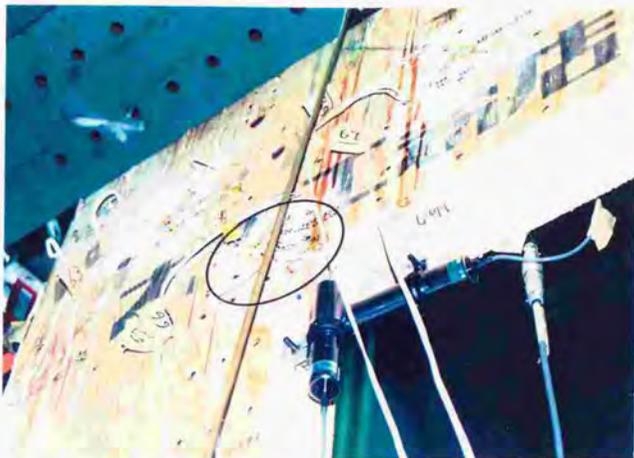


Photo.7.4.10. Buckling to out of plane and crack of plywood of joining part for lintel-right side wall (face side of specimen).



Photo.7.4.11. Buckling to out of plane and crack of plywood of joining part for lintel-right side wall (back side of specimen).

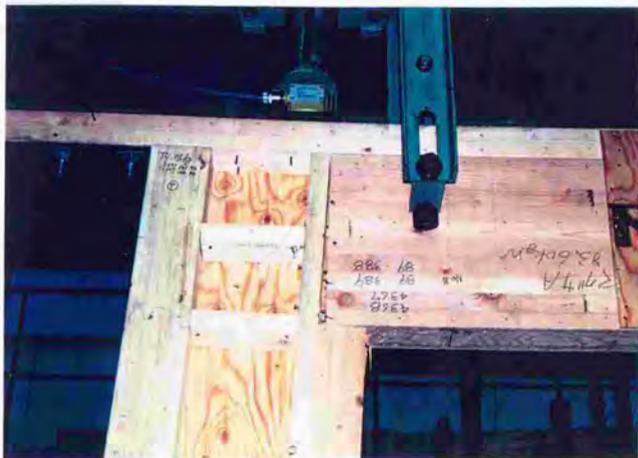


Photo.7.4.12. Pulling out of lintel at joining part for lintel-left side wall of specimen A.



Photo.7.4.13. Pulling out of lintel at joining part for lintel-left side wall of specimen A (details).



Photo.7.4.14. Failure of stud jointed to lintel in right side wall of specimen A.



Photo.7.4.15. Failure of stud of left side wall under lintel.

るために破壊した。

7.4.5.4 まぐさ受け上端部の破壊

まぐさ受け上端部は開口側よりまぐさ下端に 2-CN75T で接合されていた。最終の加力サイクル中、1.7tonf 付近で左袖壁（ジャッキ側）のまぐさ受け上端部が釘打ち部分から割れ始めているところが、目視確認された（Photo.7.4.15）。この時、まぐさ受けとまぐさの角度は開く傾向にあった。

また、顕著ではないが、1.8tonf で右袖壁（ジャッキと反対側）の同じ箇所も釘打ち部分から割れる始めているところが目視確認された。

7.4.5.5 隅柱-上枠接合部の引き抜け

右袖壁隅柱-上枠接合部において、試験終了後、合板を除去して目視確認された。最終的な荷重サイクルでは右袖壁とまぐさは閉じる傾向にあり、これに伴い右袖壁隅柱と上枠は離れる傾向にあった。隅柱-上枠接合部は上枠から隅柱へ 4-CN90E で接合されており、CN90 が引き抜かれる傾向にあったことが確認された（Photo.7.4.16）。

7.4.5.6 ホールドダウン金物の変形

試験終了後、合板を除去して目視確認された。

試験体 A では、ホールドダウン金物が、もともと土台に近いラグスクリューボルト緊結部とホールドダウン金物最下端の間で、ホールドダウンアンカーとの接続部付近を中心にくの字状に変形した。ホールドダウン金物の変形は浮き上がり側の方が顕著であった（Photo.7.4.17、Photo.7.4.18）。

試験体 B では、ホールドダウン金物の変形の差は、浮き上がり側とめり込み側を比較すると試験体 A ほど顕著ではなく、浮き上がり側の金物の変形も試験体 A ほど顕著ではないが、めり込み側の変形は若干大であった（Photo.7.4.19）。

7.4.5.7 脚部浮き上がりとめり込み

袖壁脚部は回転変形し、浮き上がりど土台のめり込みが確認されたが、めり込みによる破壊は確認されなかった。（Photo.7.4.20、Photo.7.4.21）



Photo.7.4.16. Withdrawal of nail joining for corner stud-top plate of right side wall of specimen A.



Photo.7.4.17. Bending of hold-down steel plate for right side wall of specimen A.



Photo.7.4.18. Bending of hold-down steel plate of left side wall of specimen A at the lower part.



Photo.7.4.19. Bending of hold-down steel plate of right side wall of specimen B at the lower part.



Photo.7.4.20. Uplifting movement and compressive strain of left side wall at the lower part.



Photo.7.4.21. Uplifting movement and compressive strain of right side wall of specimen A at the lower part.

7.5 結論

本章ではスパン 5m の単層木質門型パネルに関して以下のような結論を得た。

- 最大耐力は約 2tonf であり、このときの見かけのせん断変形量は $1/35 \sim 1/40$ であり、耐力および変形量とも実用に耐えるレベルにある。
- 終局変形量を最大荷重履歴後の $0.8P_{max}$ まで低下する点とすれば、 $1/12rad$ である。
- 壁量計算システムに基づくスパン 5m の単層木質門型パネルのせん断剛性評価は、壁倍率 1 の壁 1m と比較して、1m あたり 1.32 倍で、全体としては 6.70 倍に相当する。
- 見かけのせん断変形の主因は袖壁脚部の回転変形であり、この結果は第 4 章で行った 4m スパンの門型パネルの実大試験結果と定性的に一致する。
- 最大荷重に至るまでの脚部水平移動量は 1mm 程度であり、袖壁脚部中心に配した座金付きボルトはこれを拘束する効果はない。
- 袖壁脚部中心に配した座金付きボルトは袖壁脚部の回転変形の偏りを抑制する効果があり、ホルダダウン金物の曲げ変形を均等化するので、部分的にホルダダウン金物が極端に曲げ変形を受けることを防止する。
- 木質門型パネルの破壊の主因は $P = 1.7tonf$ 付近で発生し始める袖壁-まぐさ接続部の合板の亀裂であり、木質門型パネルの崩壊形式は袖壁-まぐさ接続部の合板の亀裂によるラーメンの塑性ヒンジ化である。
- その他に観察された破壊を以下に挙げる。
 - 圧縮加力側のまぐさ-脇柱接合部におけるまぐさの引き抜け。
 - 圧縮加力逆側の袖壁における隅柱-上枠接合部の引き抜け。
 - 圧縮加力逆側の袖壁におけるまぐさ脇柱の破壊。
 - 両袖壁におけるまぐさ受け上端部の破壊(釘打ち部分の割れ)。
 - 両袖壁におけるホルダダウン金物のくの字状曲げ変形。
 - 両袖壁における脚部浮き上がりとり込み。

第8章 木質門型パネルの設計モデル

8.1. 目的

木質門型パネルを実際に住宅に適用する場合には様々なプランに対応させる必要があり、様々なスパンの木質門型パネルの面内せん断剛性を予測する必要がある。本論文で取り扱う木質門型パネルはその形状から、ラーメン的な性質と袖壁におけるダイヤフラム的な性質を持つものと考えられる。本章では曲げ、せん断、接合部スリップを考慮したラーメン・ダイヤフラム併用モデルを提案し、モデルと第7章で得られた実験結果の比較・検討を行う。また、複層化した場合の計算方法を定義し、木質複層門型パネル構造設計式を決定する。

8.2. ラーメン・ダイヤフラム併用モデル

8.2.1 水平変位に及ぼす各成分

本パネルの水平せん断力による水平方向の頂部変形量は以下の様に現わされる。

$$\delta = \delta_M + \delta_Q + \delta_N + \delta_F$$

ここで、

δ : 門型フレーム全体の頂部水平変位

δ_M : 曲げモーメントによる頂部水平変位

δ_Q : せん断力による頂部水平変位

δ_N : 軸力による頂部水平変位

δ_F : 釘のスリップによる頂部水平変位

これら、 δ を構成する各要素のうちで軸力による影響は一般的に微小であると考えられるので、 δ_N を無視すれば、

$$\delta = \delta_M + \delta_Q + \delta_F \quad (8.1)$$

8.2.2 ラーメンモデル

本門型パネルを Fig.8.2.1 に示す様な両端ピン支持門型ラーメンとしてモデル化し、頂点に外力 P が作用したときのせん断力および曲げモーメントを求める。

Fig.8.2.2 にモーメント図を、Fig.8.2.3 にせん断力図を示す。Fig.8.2.2 および Fig.8.2.3

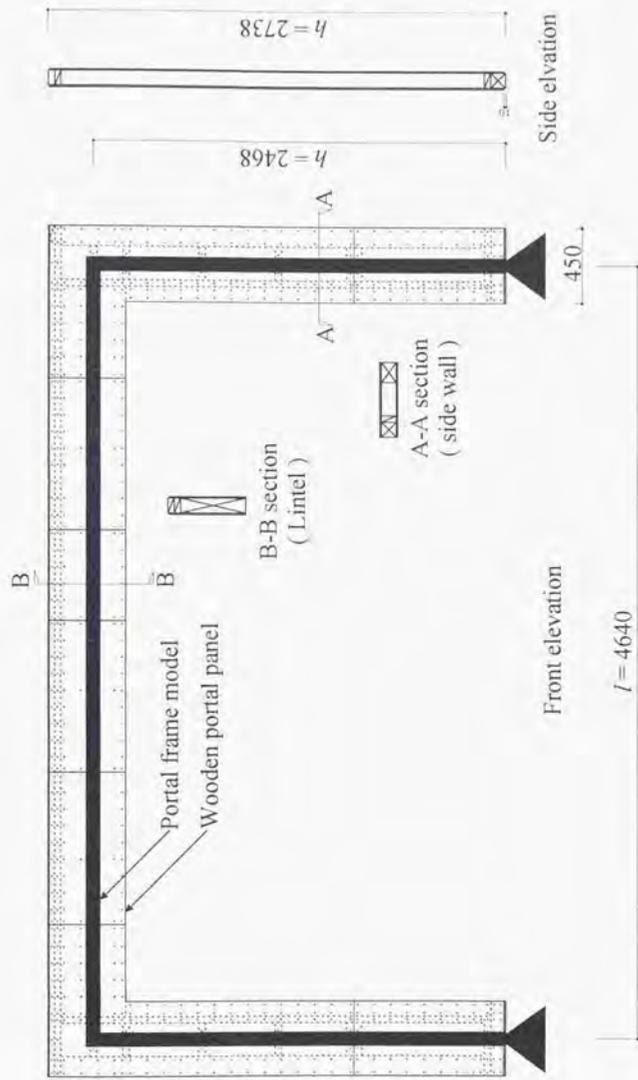


Fig. 8.2.1 Schematic diagram of portal frame calculation model.

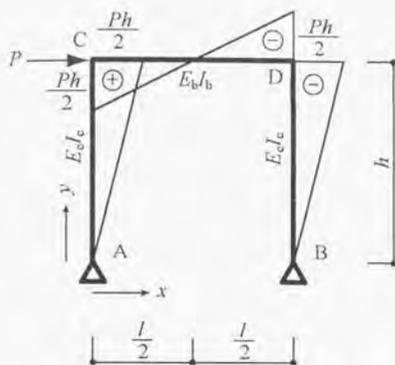


Fig. 8.2.2. Bending moment diagram for P .

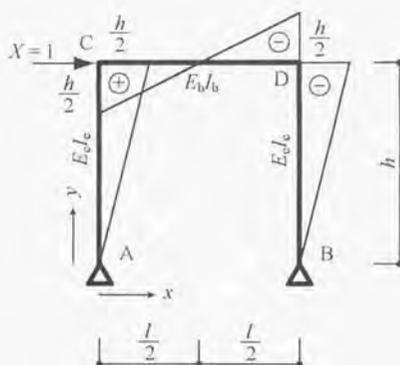


Fig. 8.2.4. Bending moment diagram for $X=1$.

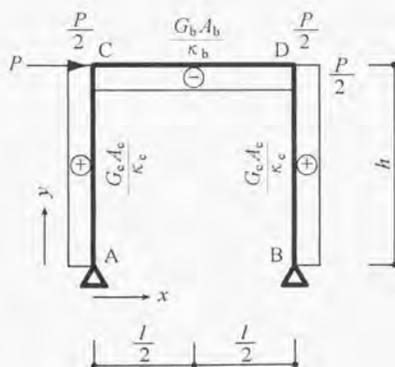


Fig. 8.2.3. Shear force diagram for P .

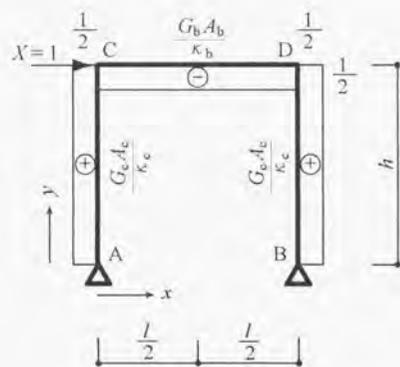


Fig. 8.2.5. Shear force diagram for $X=1$.

において、各パラメータは以下の通りである。

P : 水平荷重

h : ラーメンの高さ

l : ラーメンのスパン

E_c : 袖壁の曲げヤング率

E_b : まぐさの曲げヤング率

I_c : 袖壁の断面2次モーメント

I_b : まぐさの断面2次モーメント

G_c : 袖壁のせん断弾性係数

G_b : まぐさのせん断弾性係数

A_c : 袖壁のせん断面積

A_b : まぐさのせん断面積

κ_c : 袖壁のせん断定数

κ_b : まぐさのせん断定数

A~C間の曲げモーメント M_{AC} およびせん断力 Q_{AC} は以下の通り。

$$M_{AC} = \frac{P}{2} y$$

$$Q_{AC} = \frac{P}{2}$$

C~D間の曲げモーメント M_{CD} およびせん断力 Q_{CD} は以下の通り。

$$M_{CD} = \frac{Ph}{l} \left(\frac{l}{2} - x \right)$$

$$Q_{CD} = -\frac{Ph}{l}$$

D~B間の曲げモーメント M_{DB} およびせん断力 Q_{DB} は以下の通り。

$$M_{DB} = -\frac{P}{2} y$$

$$Q_{DB} = -\frac{P}{2}$$

また、頂点に $X=1$ なる仮想力が作用したときのせん断力および曲げモーメントを求める。Fig. 8.2.4 にモーメント図を、Fig. 8.2.5 にせん断力図を示す。

A~C間の曲げモーメント M'_{AC} およびせん断力 Q'_{AC} は以下の通り。

$$M'_{Ac} = \frac{1}{2}y$$

$$Q'_{Ac} = \frac{1}{2}$$

C～D間の曲げモーメント M'_{cd} およびせん断力 Q'_{cd} は以下の通り。

$$M'_{cd} = \frac{h}{l} \left(\frac{l}{2} - x \right)$$

$$Q'_{cd} = -\frac{h}{l}$$

D～B間の曲げモーメント M'_{db} およびせん断力 Q'_{db} は以下の通り。

$$M'_{db} = -\frac{1}{2}y$$

$$Q'_{db} = -\frac{1}{2}$$

仮想仕事法により、 δ_M を求めると以下の結果が得られる。

$$\begin{aligned} \delta_M &= \int_0^h \frac{M_{Ac} M'_{Ac}}{E_c J_c} dy + \int_0^l \frac{M_{cd} M'_{cd}}{E_c I_b} dx + \int_0^h \frac{M_{db} M'_{db}}{E_c J_c} dy \\ &= \frac{Ph^3}{6E_c J_c} + \frac{Ph^2 l}{12E_b I_b} \end{aligned} \quad (8.2)$$

仮想仕事法により、 δ_Q を求めると以下の結果が得られる。

$$\begin{aligned} \delta_Q &= \int_0^h \frac{\kappa_c Q_{Ac} Q'_{Ac}}{G_c A_c} dy + \int_0^l \frac{\kappa_b Q_{cd} Q'_{cd}}{G_b A_b} dx + \int_0^h \frac{\kappa_c Q_{db} Q'_{db}}{G_c A_c} dy \\ &= \frac{\kappa_c Ph}{2G_c A_c} + \frac{\kappa_b Ph^2}{G_b A_b l} \end{aligned} \quad (8.3)$$

8.2.3 ラーメンモデルの曲げによる頂部変位

式(8.2)のラーメンモデルの曲げによる頂部変位 δ_M は袖壁の曲げ剛性に依存する変位 δ_{Mc} とまぐさの曲げ剛性に依存する変位 δ_{Mb} に分ければ以下のようにあらわせる。

$$\delta_M = \delta_{Mc} + \delta_{Mb} = \frac{Ph^3}{6E_c J_c} + \frac{Ph^2 l}{12E_b I_b} \quad (8.4)$$

8.2.3.1 組立て梁の曲げ剛性の計算式

袖壁やまぐさを組立て梁としてモデル化し、その曲げ剛性 EI を考える。

$$EI = \sum_{i=1}^n E_i I_i' \quad (8.5)$$

ここで、

n : 構成部材の数

E_i : i 番目の部材の曲げヤング率

I_i' : i 番目の部材の組立て梁の中立軸に対する断面 2 次モーメント

I_i' は以下の様にあらわされる。

$$I_i' = I_i + y_{0i}^2 A_i \quad (8.6)$$

ここで、

I_i : i 番目の部材の断面 2 次モーメント

A_i : i 番目の部材の断面積

y_{0i} : i 番目の部材の中立軸と袖壁の中立軸の距離

また、 y_{0i} は袖壁上辺から袖壁の中立軸までの距離 y_0 と袖壁上辺から i 番目の部材の中立軸までの距離 y_i での差として以下のようにあらわせる。

$$y_{0i} = y_0 - y_i \quad (8.7)$$

さらに、袖壁上辺から袖壁の中立軸までの距離 y_0 は、以下のようになる。

$$y_0 = \frac{\sum_{i=1}^n E_i A_i y_i}{\sum_{i=1}^n E_i A_i} \quad (8.8)$$

8.2.3.2 袖壁の曲げ剛性 $E_s I_s$

袖壁を組立て梁として考え、曲げ剛性はフランジ材のみが負担するものとする。いま、Fig. 8.2.6 に示す様に部材が構成され、各断面性能が Table 8.1 の値であるとす。

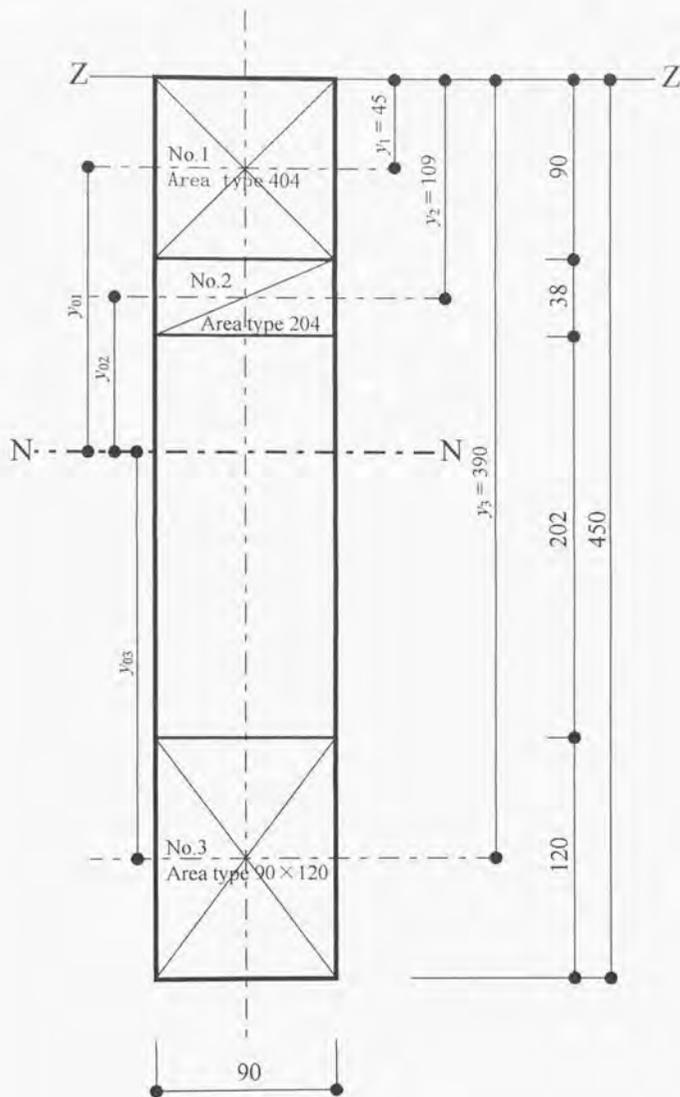


Fig. 8.2.6. Schematic diagram of frame work of side wall.

Table 8.1. List of member of frame work of side wall for calculation of $E_c I_c$.

| Member | Area type | A_i (cm ²) | I_i (cm ⁴) | y_i (cm) | E_i (tonf/cm ²) |
|--------|-----------|--------------------------|--------------------------|------------|-------------------------------|
| No.1 | 404 | 81.0 | 546.75 | 4.5 | 110 |
| No.2 | 204 | 33.8 | 40.7 | 10.9 | 100 |
| No.3 | 90×120 | 108.0 | 1296.0 | 39.0 | 70 |

式(8.8)を用いて中立軸 y_0 を計算すると以下のようになる。

$$y_0 = \frac{110 \times 81 \times 4.5 + 100 \times 33.8 \times 10.9 + 70 \times 108 \times 39}{110 \times 81 + 100 \times 33.8 + 70 \times 108} = 18.7 \text{ cm}$$

これより、式(8.7)を用いて y_{0i} を計算すると以下のようになる。

$$y_{01} = 18.7 - 4.5 = 14.2 \text{ cm}$$

$$y_{02} = 18.7 - 10.9 = 7.8 \text{ cm}$$

$$y_{03} = 18.7 - 39.0 = -20.3 \text{ cm}$$

さらに、式(8.6)を用いて I'_i を計算すると以下のようになる。

$$I'_1 = 546.75 + 14.2^2 \times 81 = 16947 \text{ cm}^4$$

$$I'_2 = 40.7 + 7.8^2 \times 33.8 = 2113 \text{ cm}^4$$

$$I'_3 = 1296.0 + (-20.3)^2 \times 108 = 45673 \text{ cm}^4$$

よって、袖壁の曲げ剛性 $E_i I'_i$ は以下の値となる。

$$E_i I'_i = E_1 I'_1 + E_2 I'_2 + E_3 I'_3 \\ = 110 \times 16947 + 100 \times 2113 + 70 \times 45673 = 5.27 \times 10^6 \text{ tonf} \cdot \text{cm}^2$$

門型ラーメンモデルの高さをまぐさ集材材の芯 ($h = 246.8 \text{ cm}$) とし、上記より求めた $E_i I'_i$ を式(8.4)の袖壁による変位 δ_{Mc} に適用すれば、以下のようになる。

実際には、試験に用いた門型パネルの高さは $h = 273.8 \text{ cm}$ であったから、これを考慮して、

$$\delta_{Mc} = \frac{273.8}{246.8} \times 0.475 P = 0.527 P \text{ cm/tonf} \quad (8.9)$$

8.2.3.3 まぐさの曲げ剛性 $E_c I_c$

頭つなぎ・上枠・まぐさを組立て梁として考える。いま、Fig 8.2.7 に示す様に部材が構成され、各断面性能が Table 8.2 の値であるとする。

式(8.8)を用いて中立軸 y_0 を計算すると以下のようになる。

$$y_0 = \frac{100 \times 33.8 \times 1.9 + 100 \times 33.8 \times 5.7 + 80 \times 348.3 \times 26.95}{100 \times 33.8 + 100 \times 33.8 + 80 \times 348.3} = 22.4 \text{ cm}$$

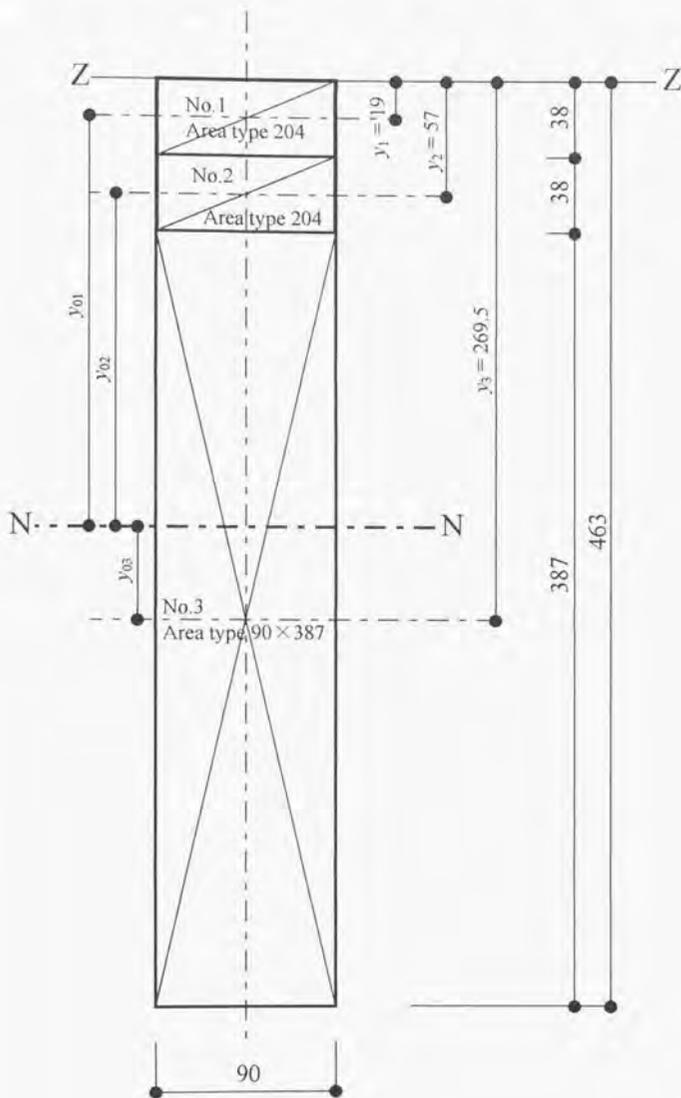


Fig. 8.2.7. Schematic diagram of frame work of lintel.

Table 8.2. List of member of frame work of lintel for calculation of $E_b I_b$.

| Member | Area type | A_i (cm ²) | I_i (cm ⁴) | y_i (cm) | E_i (tonf/cm ²) |
|--------|-----------|--------------------------|--------------------------|------------|-------------------------------|
| No.1 | 204 | 33.8 | 40.7 | 1.9 | 100 |
| No.2 | 204 | 33.8 | 40.7 | 5.7 | 100 |
| No.3 | 416 | 348.3 | 43470.45 | 26.95 | 80 |

これより、式(8.7)を用いて y_{0i} を計算すると以下のようになる。

$$y_{01} = 22.4 - 1.9 = 16.8 \text{ cm}$$

$$y_{02} = 22.4 - 5.7 = 13.0 \text{ cm}$$

$$y_{03} = 22.4 - 26.95 = -8.2 \text{ cm}$$

さらに、式(8.6)を用いて I'_i を計算すると以下のようになる。

$$I'_1 = 40.7 + 16.8^2 \times 33.8 = 9614 \text{ cm}^4$$

$$I'_2 = 40.7 + 13.0^2 \times 33.8 = 5779 \text{ cm}^4$$

$$I'_3 = 4370.5 + (-8.2)^2 \times 348.3 = 67008 \text{ cm}^4$$

よって、まぐさの曲げ剛性 $E_b I_b$ は以下の値となる。

$$\begin{aligned} E_b I_b &= E_1 I'_1 + E_2 I'_2 + E_3 I'_3 \\ &= 100 \times 9614 + 100 \times 5779 + 80 \times 67008 = 6.90 \times 10^6 \text{ tonf} \cdot \text{cm}^2 \end{aligned}$$

円型ラーメンモデルの高さをまぐさ集成材の芯 ($h = 246.8 \text{ cm}$) とし、スパンは袖壁の長さの中心間距離 ($l = 464.0 \text{ cm}$) とし、上記より求めた $E_b I_b$ を式(8.4)のまぐさによる変位 δ_{MB} に適用すれば、以下のようになる。

$$\delta_{MB} = \frac{Ph^2 l}{12E_b I_b} = \frac{246.8^2 \times 464.0}{12 \times 6.90 \times 10^6} P = 0.341 P \text{ cm/tonf}$$

実際には、試験に用いた円型パネルの高さは $h = 273.8 \text{ cm}$ であったから、これを考慮して、

$$\delta_{MB} = \frac{273.8}{246.8} \times 0.341 P = 0.378 P \text{ cm/tonf} \quad (8.10)$$

8.2.4 ラーメンモデルのせん断による頂部変位

式(8.3)のラーメンモデルのせん断による頂部変位 δ_Q は袖壁のせん断剛性に依存する変位 δ_{Qc} とまぐさのせん断剛性に依存する変位 δ_{Qb} に分ければ、以下のようにあらわせる。

$$\delta_Q = \delta_{Qc} + \delta_{Qb} = \frac{\kappa_c Ph}{2G_c A_c} + \frac{\kappa_b Ph^2}{G_b A_b l} \quad (8.11)$$

8.2.4.1 袖壁のせん断剛性 $G_c A_c / \kappa_c$

袖壁のせん断剛性はウェブ合板のみが負担すると考える。但し、合板を枠材に留めつけている釘打ちのせん断スリップによる剛性低下は、 h_p として別に扱うものとする。

いま、せん断断面積は、袖壁単層あたりに厚さ 9mm の合板が 2 枚貼られているから、袖壁最外釘列の縁端距離を 2.0 cm とすれば、

$$A_c = 2 \times 0.9 \times (45.0 - 2.0 - 2.0) = 73.8 \text{ cm}^2$$

ウェブ合板のせん断弾性係数を $G_c = 5.0 \text{ tonf/cm}^2$ とし、ウェブ合板が矩形であることから挽みに影響する κ_c を 1.2 とすると、袖壁のせん断剛性は以下の値となる。

$$\frac{G_c A_c}{\kappa_c} = \frac{5.0 \times 73.8}{1.2} = 307.5 \text{ tonf}$$

門型ラーメンモデルの高さをまぐさ集成材の芯 ($h = 246.8 \text{ cm}$) とし、上記より求めた $G_c A_c / \kappa_c$ を式(8.11)の袖壁による変位 $\delta_{\varphi c}$ に適用すれば、以下のようになる。

$$\delta_{\varphi c} = \frac{\kappa_c P h}{2 G_c A_c} = \frac{246.8}{2 \times 307.5} P = 0.401 P \text{ cm/tonf}$$

実際には、試験に用いた門型パネルの高さは $h = 273.8 \text{ cm}$ であったから、これを考慮して、

$$\delta_{\varphi c} = \frac{273.8}{246.8} \times 0.401 P = 0.445 P \text{ cm/tonf} \quad (8.12)$$

8.2.4.2 まぐさのせん断剛性 $G_b A_b / \kappa_b$

まぐさのせん断剛性は、まぐさ 416 集成材 (90×387) のみが負担するものとする。いま、まぐさ 416 集成材の曲げヤング率を 80 tonf/cm^2 とし、³¹⁾せん断弾性係数がその 1/15 であるとすれば、⁴³⁾

$$G_b = \frac{80}{15} = 5.3 \text{ tonf/cm}^2$$

せん断断面積は、 $A_b = 9 \times 38.7 = 348.3 \text{ cm}^2$ 。まぐさ 416 集成材が矩形であることか

ら撓みに影響する κ_b を 1.2 とすると、まぐさのせん断剛性は以下の値となる。

$$\frac{G_v A_b}{\kappa_b} = \frac{5.3 \times 348.3}{1.2} = 1538 \text{ tonf}$$

門型ラーメンモデルの高さをまぐさ集成材の芯 ($h = 246.8 \text{ cm}$) とし、スパンは袖壁の長さの中心間距離 ($l = 464.0 \text{ cm}$) とし、上記より求めた $G_v A_b / \kappa_b$ を式(8.11)の袖壁による変位 δ_{qb} に適用すれば、以下のようになる。

$$\delta_{qb} = \frac{\kappa_b P h^2}{G_v A_b l} = \frac{246.8^2}{1538 \times 464.0} P = 0.085 P \text{ cm/tonf}$$

実際には、試験に用いた門型パネルの高さは $h = 273.8 \text{ cm}$ であったから、これを考慮して、

$$\delta_{qb} = \frac{273.8}{246.8} \times 0.085 P = 0.094 P \text{ cm/tonf} \quad (8.13)$$

8.2.5 釘のスリップによる変位 δ_f

釘スリップ δ_f の算出には杉山ら³³⁾の無開口壁略算式の変法を用いた。杉山らの略算式の場合、壁ユニットに打たれる釘本数は上下および左右がそれぞれ等しいこと条件であるが、本論文で扱う変法では釘本数が上下および左右で等しくない形で扱えるように用いた。Fig. 8.2.8 に示すような面材外周に釘の打たれた壁ユニットを考える。水平せん断力 Q が作用している時、鉛直方向のせん断力は Qh'/l となる。各列の釘が並んでいる方向に作用するせん断力を均等に負担しているものとすれば、各釘が負担するせん断力は以下の様になる。

$$\left. \begin{aligned} q_{n1} &= \frac{Q}{n_{n1}} \\ q_{n2} &= \frac{Q}{n_{n2}} \\ q_{v1} &= \frac{Qh'}{l'n_{v1}} \\ q_{v2} &= \frac{Qh'}{l'n_{v2}} \end{aligned} \right\} \quad (8.14)$$

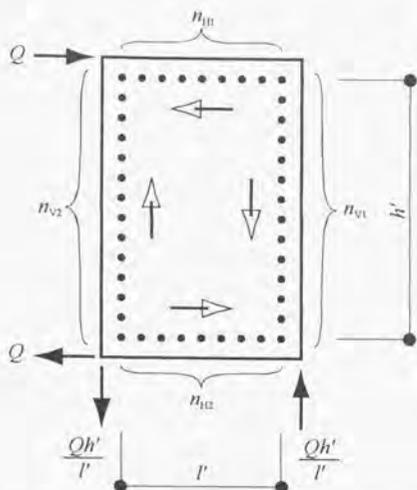


Fig. 8.2.8. Dimensions of a wall unit, forces acting on nails, and nail arrangement along the perimeter of a sheathing panel.

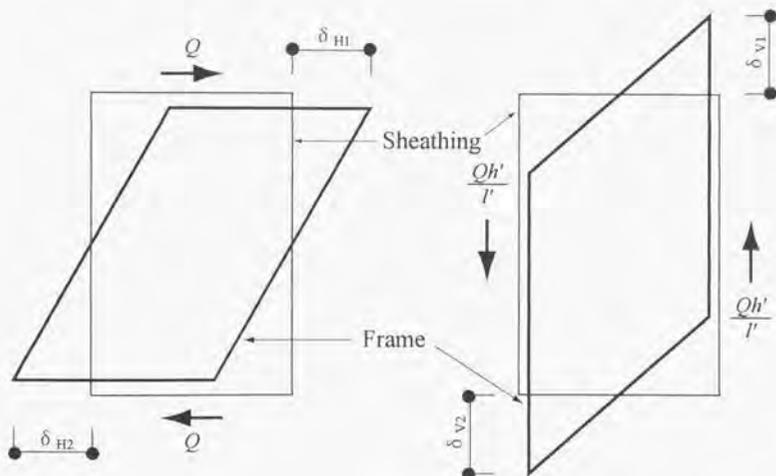


Fig. 8.2.9. Slip of nails due to shear force acting along the perimeter of a plywood sheathing panel.

ここで、

q_{H1} : 壁ユニット上辺に打たれた各釘に働くせん断力

q_{H2} : 壁ユニット下辺に打たれた各釘に働くせん断力

q_{V1} : 壁ユニット右辺に打たれた各釘に働くせん断力

q_{V2} : 壁ユニット左辺に打たれた各釘に働くせん断力

n_{H1} : 壁ユニット上辺に打たれた釘の本数

n_{H2} : 壁ユニット下辺に打たれた釘の本数

n_{V1} : 壁ユニット右辺に打たれた釘の本数

n_{V2} : 壁ユニット左辺に打たれた釘の本数

h' : 壁ユニット上辺釘列と下辺釘列の鉛直距離

l' : 壁ユニット右辺釘列と左辺釘列の水平距離

また、Fig.8.2.9に示す様な各辺のせん断変形量から、壁ユニット全体の釘スリップによる変形量 δ_F は以下のようにあらわされる。

$$\delta_F = \delta_{H1} + \delta_{H2} + \frac{h'}{l'} (\delta_{V1} + \delta_{V2}) \quad (8.15)$$

ここで、

δ_{H1} : 壁ユニット上辺の水平変位

δ_{H2} : 壁ユニット下辺の水平変位

δ_{V1} : 壁ユニット右辺の水平変位

δ_{V2} : 壁ユニット左辺の水平変位

ところで、合板を添え板とする CN50 釘の 1 面せん断によるスリップ特性は合板厚が 9mm のとき以下の式で近似できる。

$$q = 75 \delta^{0.3} \\ \therefore \delta = \left(\frac{q}{75} \right)^{\frac{10}{3}} \quad (8.16)$$

ここで、

q : 釘に作用するせん断力 (kgf)

δ : スリップ量 (mm)

式(8.16)に式(8.14)を代入すれば、各辺の変位量は以下のように表現できる。

$$\left. \begin{aligned} \delta_{H1} &= \left(\frac{Q}{75n_{H1}} \right)^{\frac{10}{3}} \\ \delta_{H2} &= \left(\frac{Q}{75n_{H2}} \right)^{\frac{10}{3}} \\ \delta_{V1} &= \left(\frac{Qh'}{75l'n_{V1}} \right)^{\frac{10}{3}} \\ \delta_{V2} &= \left(\frac{Qh'}{75l'n_{V2}} \right)^{\frac{10}{3}} \end{aligned} \right\} \quad (8.17)$$

本門型パネルでは袖壁が単層あたり2枚あるから $Q = P/2$ (tonf) とし、式(8.17)を式(8.15)に代入し、袖壁の頂部高さ h を考慮して h'/h を乗ずれば式(8.1)の釘スリップによる袖壁頂部の変形量 δ_F (cm) は以下のようにあらわされる。

$$\delta_F = \frac{0.1h}{h'} \left(\frac{P}{0.15} \right)^{\frac{10}{3}} \left[\left(\frac{1}{n_{H1}} \right)^{\frac{10}{3}} + \left(\frac{1}{n_{H2}} \right)^{\frac{10}{3}} + \left(\frac{h'}{l'} \right)^{\frac{10}{3}} \left\{ \left(\frac{1}{n_{V1}} \right)^{\frac{10}{3}} + \left(\frac{1}{n_{V2}} \right)^{\frac{10}{3}} \right\} \right] \quad (8.18)$$

本門型パネルでは釘のスリップによる変位 δ_F は、まぐさの釘スリップと袖壁の釘スリップが考えられる。まぐさはダイアフラムではなくソリッドなので、表面の合板とソリッド部とのスリップの影響は無視する。また、釘は杉山らの略算式の条件に従い、最外列のみが有効に働くものとする。いま、Fig.8.2.10 に示すように、釘のスリップに影響する因子が以下の値をとるものとする。

袖壁の頂部高さ h : 273.8 cm。

壁ユニット上辺釘列と下辺釘列の鉛直距離 h' : $h - 2.0 - 2.0 = 269.8$ cm

壁ユニット右辺釘列と左辺釘列の水平距離 l' : $45.0 - 2.0 - 2.0 = 41.0$ cm

壁ユニット上辺に打たれた釘の本数 n_{H1} : $6 \times 2 = 12$ 本

壁ユニット下辺に打たれた釘の本数 n_{H2} : $7 \times 2 = 14$ 本

壁ユニット右辺に打たれた釘の本数 n_{V1} : $32 \times 2 = 64$ 本

壁ユニット左辺に打たれた釘の本数 n_{V2} : $33 \times 2 = 66$ 本

以上の値を式(8.18)に代入すれば、

$$\delta_F = 0.384 P^{\frac{10}{3}} \quad (\text{cm}) \quad (8.19)$$

ただし、 P : 門型パネル頂部に作用する水平せん断力 (tonf)。

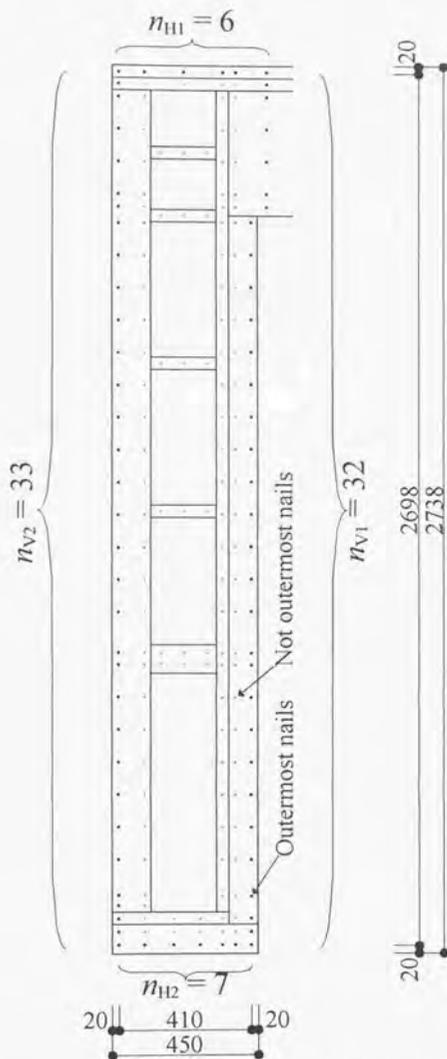


Fig. 8.2.10. Schematic diagram of nail arrangement of side wall.

8.2.6 パネル全体の水平せん断耐力の計算

木門型パネルの水平せん断力 P (tonf)による頂部の水平変形量 δ は、式(8.1)に式(8.4)、式(8.10)を代入し、式(8.9)、式(8.10)、式(8.12)、式(8.13)、式(8.19)を代入すると、以下の関係を得る。

$$\begin{aligned}\delta &= \delta_{Mc} + \delta_{Mb} + \delta_{Qc} + \delta_{Qb} + \delta_r \\ &= (0.527 + 0.378 + 0.445 + 0.094)P + 0.384 P^{\frac{10}{3}} \\ \therefore \delta &= 1.444P + 0.384 P^{\frac{10}{3}} \quad (\text{cm})\end{aligned}\tag{8.20}$$

Fig. 8.2.11 および Fig. 8.2.12 に第 7 章で得られた実験結果との比較を示す。最大荷重までの範囲においては理論式と試験結果とはよく一致している事が確認された。

見かけのせん断変形角 $\gamma = 1/120\text{rad}$ のとき、 $h = 273.8\text{cm}$ とすれば、頂部の水平変位 δ は、

$$\begin{aligned}\delta &= \gamma h \\ &= \frac{273.8}{120} \\ &= 2.28 \text{ cm}\end{aligned}$$

$\delta = 2.28\text{cm}$ の時の荷重 P を式(8.20)から解くと、 $P = 1.15\text{tonf}$ となる。

タイロッドを用いない無載荷式または載荷式ラッキング試験における見かけのせん断変形角 $\gamma = 1/120\text{rad}$ のときに壁長さ 1m あたり 130kg の許容せん断耐力を有する壁を壁倍率 α としている。通常耐力壁は建物全体の $2/3$ を負担しているとしている。また、通常の耐力壁は終局強度に対して 1.5 倍の安全率を有していると考えられるので、安全率を 1.5 倍とすれば、壁倍率 α を $130 \text{ kg/m} \times 1.5 = 200 \text{ kg/m}$ として計算する。木門型パネルはその形状から通常の耐力壁と違い壁長さあたりの許容せん断耐力として表現しにくいので、門型パネル壁長さ全体としての倍率 α を計算すると、

$$\alpha = \frac{3}{4} \times 1.15 \times 10^4 \times \frac{1}{200} = 4.3$$

ここで、 $3/4$ は部材のばらつきによる係数である。

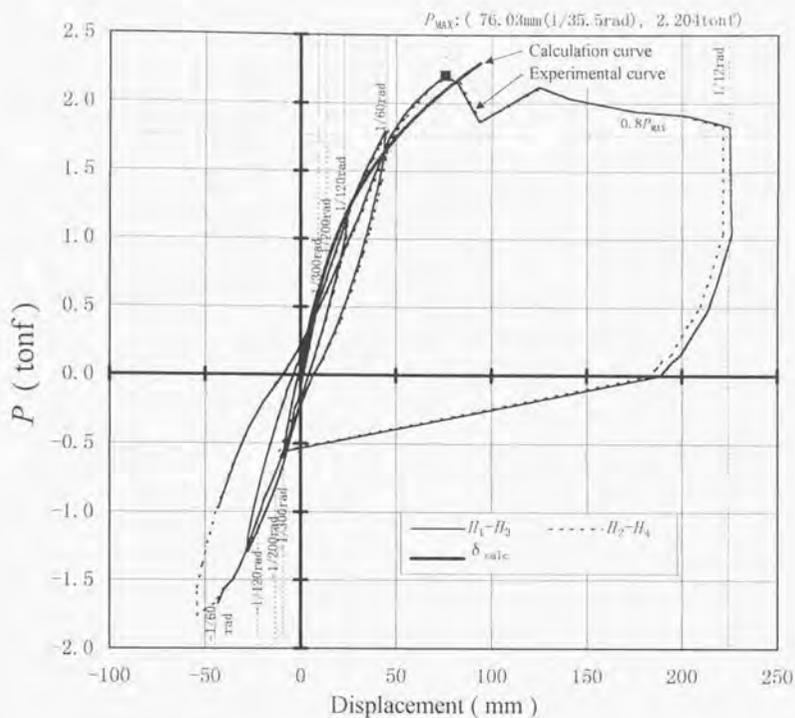
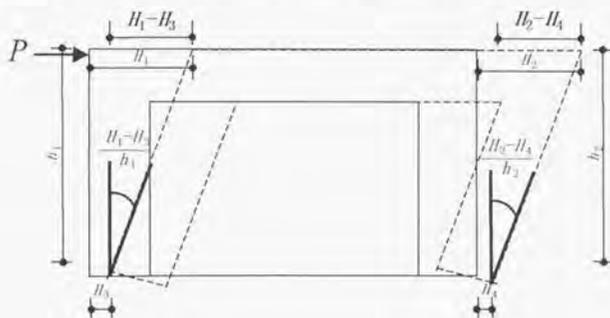


Fig. 8.2.11. P -shear displacement curve for specimen A and calculation.



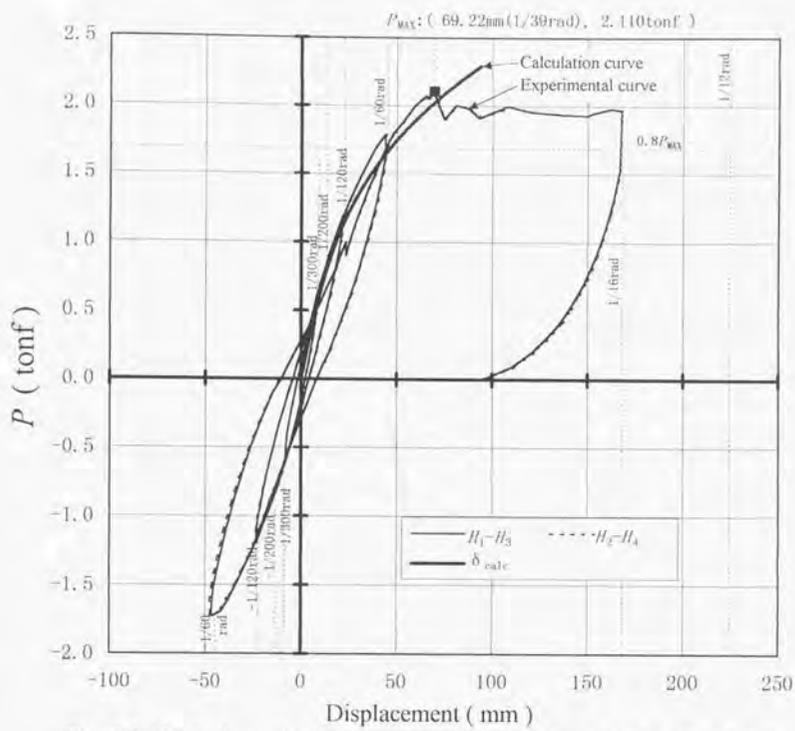
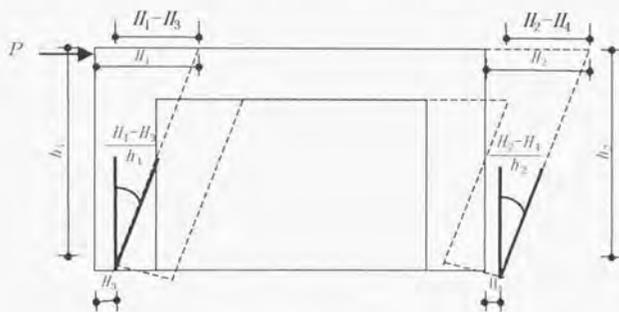


Fig. 8.2.12. P -shear displacement curve for specimen B and calculation.



8.3. パネルの複層化によるせん断剛性

複層化されたパネルに対して、以下の関係が成り立つとする。

$$Q = k_s \gamma \quad (8.21)$$

ここで、

Q : せん断力

k_s : 複層パネルの見かけのせん断剛性

γ : 複層パネルのせん断変形角

また、複層パネルを構成する各パネルについて以下の関係が成り立つとする。

$$q_i = k_i \gamma_i \quad (8.22)$$

ここで、

q_i : i 番目のパネルが負担するせん断力

k_i : i 番目のパネルのせん断剛性

γ_i : i 番目のパネルのせん断変形角

いま、 $Q = \sum q_i$ が成り立つから、式(8.21)と式(8.22)を代入して、

$$k_s \gamma = \sum k_i \gamma_i \quad (8.23)$$

各パネルは一体化されているから、 $\gamma = \gamma_i$ を式(8.23)に代入すると

$$k_s \gamma = \gamma \sum k_i$$

$$\therefore k_s = \sum k_i$$

本パネルを複層し一体化させた場合、複層化されたパネル全体のせん断剛性は構成する各パネルの和となる。

また、第4章ではスパン4mの門型複層パネルにおける試験で、単層試験体に比して複層試験体ではほぼ2倍のせん断剛性を示した事が確認された。

今、単層門型パネルの壁長さ全体の壁倍率 α を4.3とすれば、複層門型パネルの壁長さ全体の壁倍率 α_n は以下ようになる。

$$\alpha_n = 4.3n$$

ここで、 n は複層門型パネルを構成する単層パネルの枚数。

$$n=2 \text{ であれば、 } \alpha_{n=2} = 4.3 \times 2 = 8.6$$

$$n=3 \text{ であれば、 } \alpha_{n=3} = 4.3 \times 3 = 12.9$$

8.4. 結論

本章による結論は以下の通りである。

- 木質門型パネルの荷重-変形関係の予測には、ラーメン・ダイアフラム併用モデルが適用可能である。
- ラーメン計算においては両端ピン支持門型ラーメンモデルが適用できる。
- ラーメン計算では曲げおよびせん断変形を考慮するが、各変形の算出には袖壁部およびまぐさ部の曲げ剛性とせん断剛性が適用できる。これらの部材剛性計算には組立て梁モデルを適用する。
- ダイアフラム計算には袖壁に杉山らの無開口壁略算式の変法を適用できる。
- 杉山らの無開口壁略算式を適用するには、杉山らの仮定に基づき袖壁最外列の釘のみを評価する。
- ダイアフラム計算に釘スリップのパワー曲線を適用することで、ラーメン・ダイアフラム併用モデルは木質門型パネルの非線型変形挙動を予測できる。
- 複層化における剛性計算は単層パネルの剛性積を適用する。

第9章 住宅設計への適用

9.1. 目的

本章では、木質複層門型パネルを実際の住宅プランにあてはめ、対象となる住宅の構造計算を行い、実務的に住宅設計に適用可能であることを確認する。本章では、木質複層門型パネルにより解決される問題として水平力についての検討を行った。

9.2. 住宅モデルによる水平耐力設計

9.2.1. 設計に適用する住宅

モデルとする住宅の概要を Fig.9.2.1 に示す。本住宅は枠組壁工法による戸建3階建て住宅で、1階にビルトインカーポートを持つ。奥行き約10mに対して、道路面の間口が5mと狭いため、カーポートを確保しようとするとき第3章で述べたように玄関にアプローチする動線に支障が生じる。屋根は4寸勾配でコロニアル葺とした。

木質複層門型パネルはカーポートに関連した大開口を確保するために1階に配置するものとした。門型パネルを適用する部位を除いては、住宅金融公庫の枠組壁工法住宅工事共通仕様¹⁰⁾に従うものとした。

9.2.2. 水平力に対する構造設計

住宅に作用する水平力については地震力および風圧力が想定される。これら外部から入力される水平力が建物の水平耐力を超えない様に構造設計を行う必要がある。地震力 Q_{Ei} は以下の方法により算出した。

$$Q_{Ei} = C_i \Sigma W \quad (9.1)$$

ここで、

Q_{Ei} : 該当階における地震力

ΣW : 該当階部分の固定荷重と地盤用積載荷重の和

C_i : 地震層せん断力係数

C_i は以下の式より算出される。

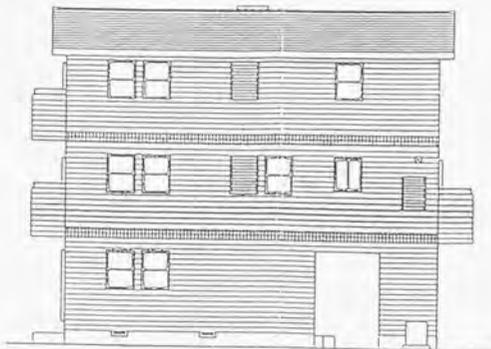
$$C_i = Z R_i A_i C_d \quad (9.2)$$

ここで、



South elevation

X direction

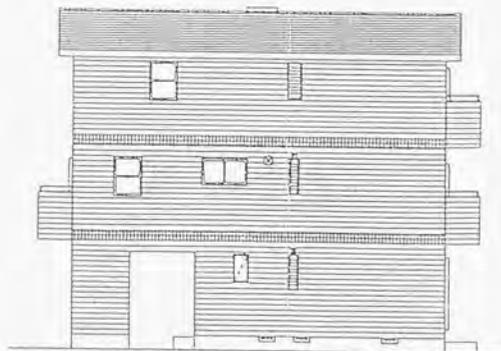


East elevation

Y direction



North elevation



West elevation

Fig. 9.2.1. Schematic diagram of housing plan for structural calculation model.

Z : 地震地域係数 ($Z = 0.7 \sim 1.0$)

R_f : 振動特性係数 (3階建て住宅の場合は1.0)

A_i : 地震層せん断力係数の高さ方向の分布係数

C_a : 標準せん断力係数 ($C_a \geq 0.2$)

A_i は以下の式より算出される。

$$A_i = 1 + \left(\frac{1}{\sqrt{\alpha_i}} - \alpha_i \right) \frac{2T}{1+3T} \quad (9.3)$$

ここで、

α_i : 全荷重に対する当該階の荷重の比

T : 設計用1次固有周期

T は地盤面より屋根部分の平均高さまでの距離を h とすれば、以下の式より算出される。

$$T = 0.03h \quad (9.4)$$

風圧力 Q_{wi} は以下の方法により算出した。

$$Q_{wi} = \sum c_i q_i A_i \quad (9.5)$$

ここで、

Q_{wi} : 該当階における風圧力

c_i : 風力係数

q_i : 速度圧

q_i は地盤面から該当階までの高さを h_i とすれば、以下の式より算出される。

$$q_i = 60\sqrt{h_i} \quad (9.6)$$

風力係数 c_i は該当階における各方向の見付面積により決定される。

Fig.9.2.2 および Fig.9.2.3 に各方向における地震力 Q_{ei} および風圧力 Q_{wi} の高さ方向の分布を示す。X方向では風圧力に対する見付面積が大きいため、地震力よりも風圧力による水平力が大であった。従って、X方向の建物の水平耐力は風圧力を満足しなければならない。Y方向では風圧力に対する見付面積が大きいため、風圧力よりも地震力による水平力が大であった。従って、Y方向の建物の水平耐力は地震力を満足しなければならない。地震力は基本的に建物の方向によらないので、Y方

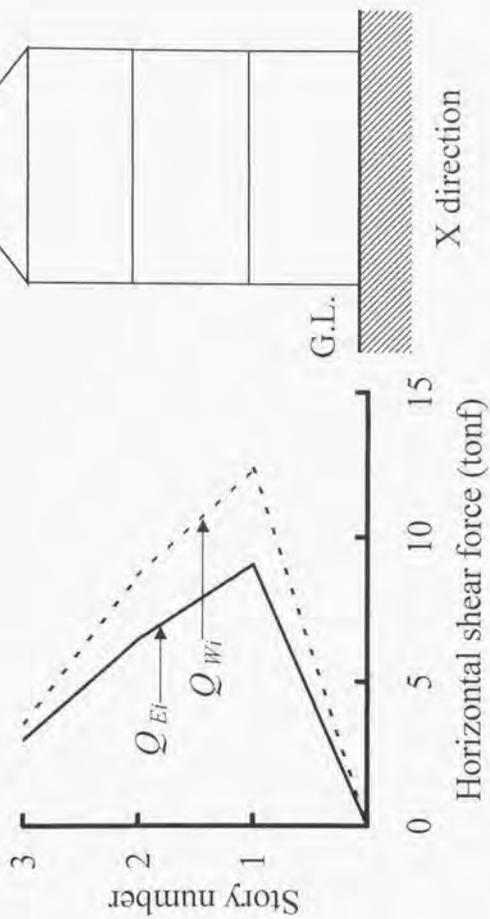


Fig. 9.2.2. Horizontal shear force distribution at X direction.

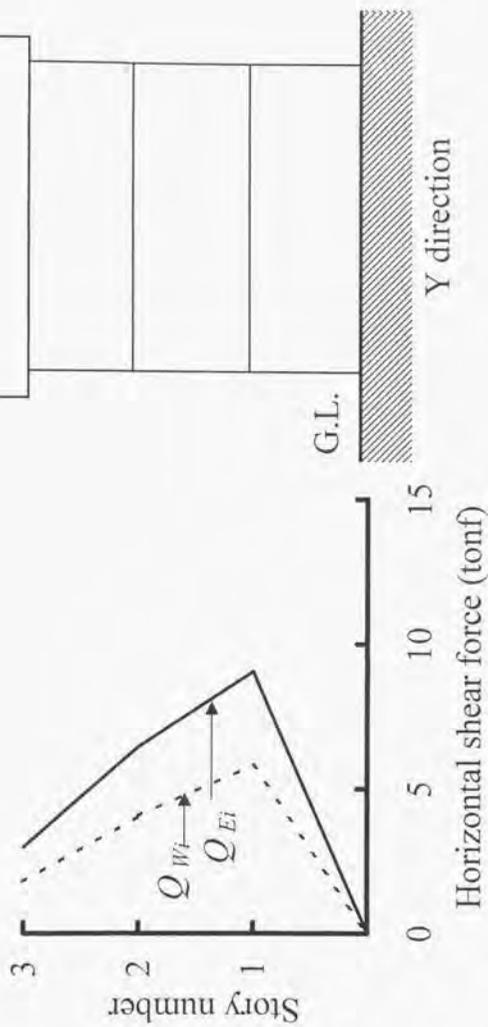


Fig.9.2.3. Horizontal shear force distribution at Y direction.

向が負担すべき水平力は X 方向に比して小さい。しかしながら、設計プラン上は Y 方向に比して X 方向に壁を設けにくいいため、構造設計が難しいプランであることが示唆された。また、木質複層門型パネルが配置されるのは X 方向である。

木質複層門型パネルが配置される 1 階部分には設計プラン上 Fig.9.2.4 に示すように耐力壁が配置されている。Fig.9.2.4 中の仕様 A の壁は壁倍率 4.5 倍に相当し、仕様 B の壁は壁倍率 3 倍に相当する。壁倍率 1 倍に相当する耐力壁の許容水平せん断耐力を 200kgf/m とすれば、X 方向における門型パネルを除く部分の許容水平せん断耐力を求めると、

$$(4.5 \times (3.0 + 2.0 + 1.5 + 1.25)\text{m} + 3 \times (2.0 + 2.0)\text{m}) \times 200\text{kgf/m} = 9375\text{kgf}$$

となった。この方向に配置された壁が負担すべき風圧力を計算すると 12.4tonf であるので、門型パネルが負担すべき水平力は $12400 - 9375 = 3025\text{kgf}$ であった。

実大ラッキング試験で得られたスパン 5m の単層木質門型パネルの壁倍率は 4.3 倍であったから、門型パネルの必要枚数は $3025 / 4.3 / 200 = 3.52$ 枚であった。安全側でみるので、Fig.9.2.4 中の Y10 通りと Y6 通りに合計で 4 枚の木質門型パネルを配すればよいこととなった。

本設計仕様は想定されるプラン上では一般的に考えて厳しい条件にある。これを満たすためには 2 つの壁線上に各 2 枚ずつ計 4 枚の木質門型パネルを配する必要があるが、施工上木質門型パネルを 2 枚程度複層化して使用することは現実的に十分可能である。

9.3. 保有耐力に関する要素の評価

枠組壁工法や在来軸組構法で使用が許されている壁量システムは許容耐力設計に基づくものである。許容耐力設計が構造物の弾性仮定上における変形を評価しているのに対して、保有耐力は、構造体が外力を受けて倒壊する時の終局強度を評価するものである。保有水平耐力の計算では地震力などの大きな水平外力を必要保有水平耐力とし、建築物の保有耐力がこれを上回ることを確認する。すなわち、想定した外力により、倒壊に至らない事を確認するものである。

保有耐力計算を行う場合には構造物や接合部の粘り強さを現わす構造特性係数 D 、と保有耐力に基づく降伏耐力 P_d が重要である。この分野の研究が木質構造におい

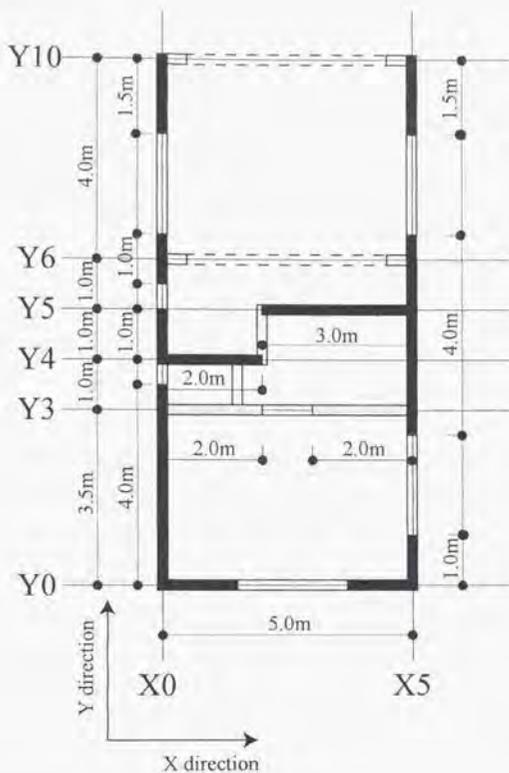


Fig. 9.2.4. Schematic diagram of arrangement of bearing wall for 1st story of model housing plan.

Legend:  Multi-layered wooden portal panel,

 Bearing wall A: Plywood for construction $t = 9\text{mm}$ CN50@100 and gypsumboard $t = 12.5\text{mm}$ GN40@100,

 Bearing wall B: gypsumboard $t = 12.5\text{mm}$ GN40@100 both side.

 No bearing wall.

ては新しい分野であることや、木質構造物の変形挙動が複雑であるなどの理由により、木質構造物における戸建住宅の保有耐力設計事例は希少である。また、 D_s に関しては法令上の値が与えられているが、実験によるデータは少ない。

第4章および第7章の結果をもとに、木質門型パネルの構造特性を評価した。降伏耐力を求めるに当たっては、一般的な方法(以下 ASTM 法とよぶ)、欧州規格である ENTC124.117 による方法(以下 CEN 法と呼ぶ)および安村ら³⁹⁾の提唱した CEN 法の改良法(以下改良 CEN 法と呼ぶ)を用いた。構造特性に関する算出方法は以下の通りであった。

$$D_s = \frac{P_k}{P_e} \quad (9.7)$$

ここで、

D_s : 構造特性係数

P_k : 降伏せん断耐力

P_e : 弾性応答せん断力

P_e は以下の式であらわされる。

$$P_e = P_y \sqrt{2\mu - 1} \quad (9.8)$$

ここで、 μ : 塑性率である。

μ は以下の式であらわされる。

$$\mu = \frac{K_0 \delta_u}{P_y} \quad (9.9)$$

ここで、

K_0 : 初期剛性

δ_u : 終局変形量

最大荷重を P_{max} とすれば、 K_0 は荷重-変形曲線の包絡線における $0.1 P_{max}$ と $0.4 P_{max}$ を通る割線剛性である。また、 δ_u は荷重-変形曲線の包絡線における破壊点もしくは最大荷重履歴後に最初に $0.8 P_{max}$ を通る点のうち小なるものである。

第7章で得られた試験体 A の荷重-変形関係に構造特性評価に関する各方法の適用を Fig.9.2.5~Fig.9.2.7 に示す。また、Table 9.1 に木質門型パネルの各方法に

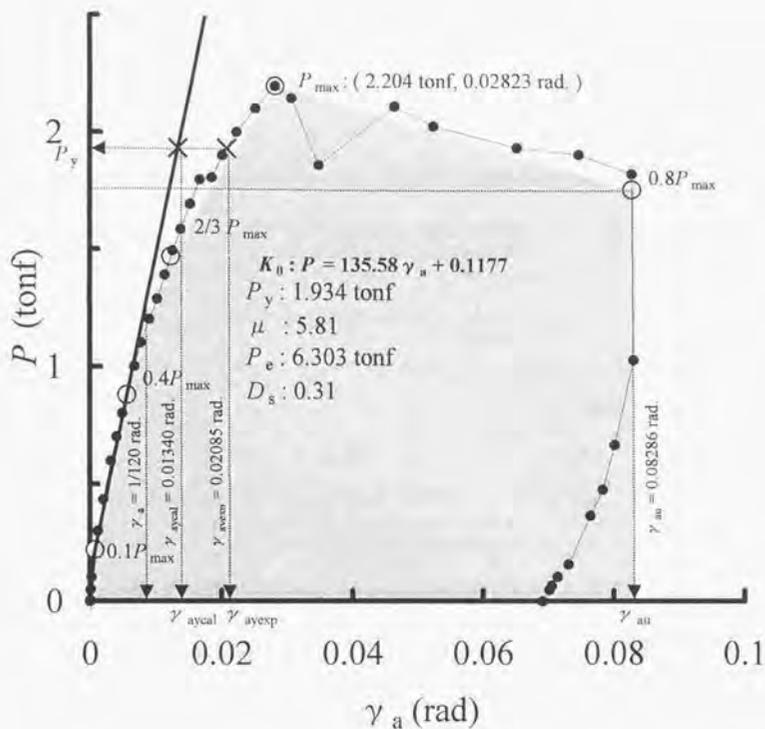


Fig.9.2.5. Deformation capacity by General method for Single wall A.

Notes: γ_a : Apparent shear deformation,
 γ_{aycal} : Calculated yield point for γ_a ,
 γ_{ayexp} : Experimental yield point for γ_a .

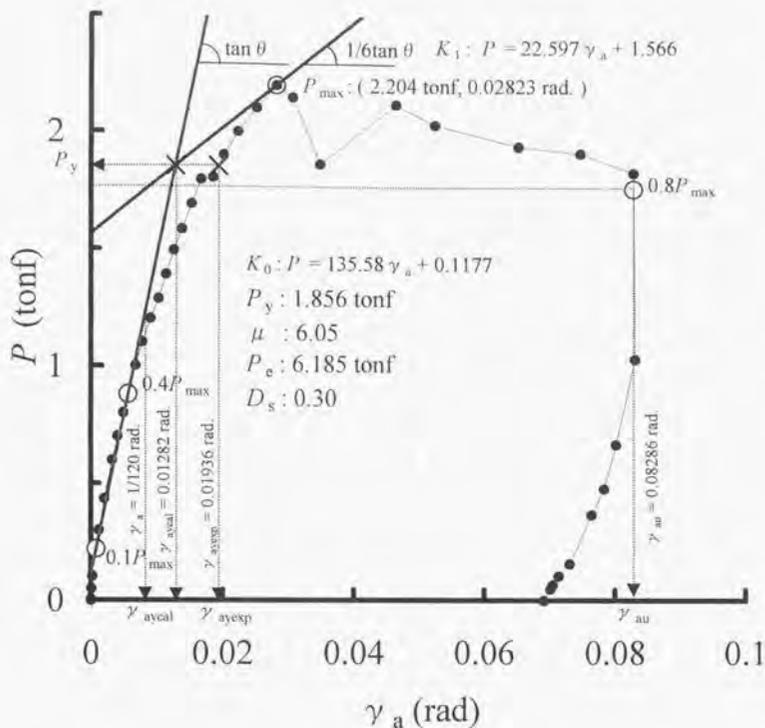


Fig.9.2.6. Deformation capacity by CEN method for Single wall A.

- Notes: γ_a : Apparent shear deformation,
 γ_{aycal} : Calculated yield point for γ_a ,
 γ_{ayexp} : Experimental yield point for γ_a .

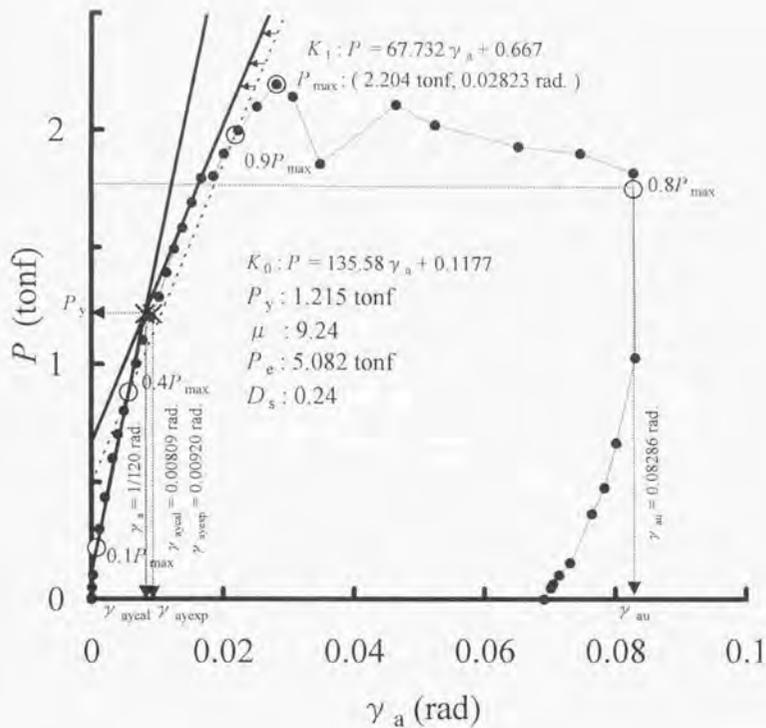


Fig.9.2.7. Deformation capacity by CEN improved method for Single wall A.

Notes: γ_a : Apparent shear deformation,

γ_{aycal} : Calculated yield point for γ_a ,

γ_{ayexp} : Experimental yield point for γ_a .

Table 9.1. Structural characteristics for wooden portal panel.

| | Method | K_{θ} (tonf/rad) | P_y (tonf) | μ | P_x (tonf) | D_x |
|--------------------|-------------------------|----------------------------|-----------------|-------|-----------------|-------|
| New single panel A | ASTM | 135.58 | 1.934 | 5.81 | 6.303 | 0.31 |
| | CEN | 135.58 | 1.856 | 6.05 | 6.185 | 0.30 |
| | CEN _{improved} | 135.58 | 1.215 | 9.24 | 5.082 | 0.24 |
| New single panel B | CEN | 152.76 | 1.728 | — | — | — |
| | CEN _{improved} | 152.76 | 1.185 | — | — | — |
| Old single panel A | CEN | 136.19 | 2.229 | — | — | — |
| | CEN _{improved} | 136.19 | 1.767 | — | — | — |
| Old single panel B | CEN | 106.06 | 2.269 | — | — | — |
| | CEN _{improved} | 106.06 | 1.725 | — | — | — |
| Old double panel | CEN | 302.47 | 3.822 | — | — | — |
| | CEN _{improved} | 302.47 | 3.123 | — | — | — |

よる構造特性に関する評価値を示す。

CEN 改良法による降伏耐力の評価値は ASTM 法や CEN 法に比して小さかった。CEN 改良法による降伏耐力時の変形量は約 $1/120\text{rad}$ であり、許容せん断耐力評価の値に近い事が確認された。これらの点は安村ら³⁹⁾の枠組壁工法耐力壁の報告と一致するものであった。また、 D_2 は ASTM 法や CEN 法による値は 0.3 程度であり、通常の本質構造物に与えられている値²²⁾とほぼ一致した。これに対して CEN 改良法による値はやや小さく、粘り強さをより大きく評価するものであった。

9.4. 結論

モデルプランの構造計算からプラン上の設計要求が顕在しながらも従来実現困難であった大開口を含む狭小開口住宅を本質複層門型パネルシステムにより実現可能であることを確認した。

また、本質門型パネルの構造特性係数 D_2 は 0.3 程度であり、通常の本質構造物とほぼ等しい値を示すものであった。

第10章 結言

本論文で得られた結果から以下のような結論に至った。

合板の面内力学的性状の測定方法について

- //h法および γ - δ 法は実大サイズの試験体の面内せん断弾性係数 G および面内曲げヤング率 E を測定できる。
- //h法および γ - δ 法は面材などの幅ノり背が小さい試験体では強さを測定するのは困難である。
- //h法および γ - δ 法においては、たわみ量を検討する場合には $\kappa = 1.2$ とすべきである。
- Two-Rail Shear法では G と面内せん断強さを測定できる。
- せん断弾性係数 G の評価は//h法、 γ - δ 法およびTwo-Rail Shear法のいずれの方法によってもほぼ等しい値が得られる。

合板の面内弾性係数について

各試験で得られたラワン合板(公称厚さ9mm, 5ply)および針葉樹合板(公称厚さ9mm, 3ply)の面内曲げヤング率 E 、面内せん断弾性係数 G および強度の測定値は、以下の通りであった。

- 上述のラワン合板および針葉樹合板(CSP)の面内曲げヤング率 E の測定値はそれぞれ約100tonf/cm²、約90tonf/cm²である。
- 上述のラワン合板、針葉樹合板(CSP)、針葉樹合板(ラジアータパイン)の面内せん断弾性係数 G の測定値はそれぞれ約6tonf/cm²、約5tonf/cm²、約8tonf/cm²である。
- 上述のラワン合板および針葉樹合板(ラジアータパイン)の面内せん断強さの測定値はそれぞれ約50kgf/cm²、約40kgf/cm²である。

袖壁部およびまぐさ部の剛性評価について

- 袖壁部およびまぐさ部の剛性評価は単純支持中央集中静的曲げ試験によるたわみ

量と面内ひずみ量から評価可能である。

- 曲げ剛性 EI は袖壁部で $5 \sim 8 \times 10^6 \text{tonf} \cdot \text{cm}^2$ 、まぐさ部で $8 \sim 10 \times 10^6 \text{tonf} \cdot \text{cm}^2$ である。
- せん断剛性 GA/κ は袖壁部で $250 \sim 480 \text{tonf}$ 、まぐさ部で 2500tonf 程度である。
- 袖壁部およびまぐさ部はスパンノリ背がそれぞれ 5.7、5.5 と大きく異ならないが、スパン中央部におけるたわみ量の曲げノせん断は、それぞれ 0.2~0.4、約 1.5 であり、とくに袖壁部はせん断による変形が支配的である。この結果は杉山ら⁴⁹⁾⁵⁰⁾が行ったボックスビームの単純支持3等分点荷重試験による結果と一致した。
- 袖壁部の曲げ剛性は組立て梁として計算可能である。
- 袖壁部のせん断剛性はウェブ面材のせん断剛性として計算可能である。ただし、壁のラッキングにおいては釘スリップを検討する必要がある。

木質門型パネルの力学的性状について

- 実用的な水平せん断耐力を持つ。
- 2枚複層すると約2倍のせん断剛性・耐力が確保される。
- 脚部回転が見かけのせん断変形の主因である。
- 袖壁部の面材には面外座屈が発生するのでスチフナを設ける必要がある。
- ラッキング試験方法として鉢巻き状の加力治具を用いると、破壊を抑制する可能性がある。
- 鉛直荷重は脚部回転変形を抑制する効果がある。
- スパン 5m の単層木質門型パネルの最大耐力は約 2tonf であり、このときの見かけのせん断変形量は $1/35 \sim 1/40$ である。
- スパン 5m の単層木質門型パネルの終局変形量を最大荷重履歴後の $0.8P/\max$ まで低下する点とすれば、 $1/12 \text{rad}$ である。
- 壁量計算システムに基づくスパン 5m の単層木質門型パネルのせん断剛性評価は、倍率 1 の壁 1m と比較して、1m あたり 1.32 倍で、全体としては 6.70 倍に相当する。
- スパン 5m の単層木質門型パネル最大荷重に至るまでの脚部水平移動量は 1mm 程度であり、袖壁脚部中心に配した座金付きボルトはこれを拘束する効果はない。
- 袖壁脚部中心に配した座金付きボルトは袖壁脚部の回転変形の偏りを抑制する効

果があり、ホールダウン金物の曲げ変形を均等化するので、部分的にホールダウン金物が極端に曲げ変形を受けることを防止する。

- 木質門型パネルの破壊の主因は袖壁-まぐさ接続部の合板の亀裂であり、木質門型パネルの崩壊形式は袖壁-まぐさ接続部の合板の亀裂によるラーメンの塑性ヒンジ化による。
- 他に破壊形状として、圧縮加力側にけおるまぐさ脇柱接合部のまぐさの引き抜け、圧縮加力逆側の袖壁における隅柱-上枠接合部の引き抜け、圧縮加力逆側の袖壁におけるまぐさ脇柱の破壊、両袖壁におけるまぐさ受け上端部の破壊(釘打ち部分の割れ)、両袖壁におけるホールダウン金物のくの字状曲げ変形、両袖壁における脚部浮き上がりとり込みが発生する。

木質門型パネルの荷重-変形予測について

- 木質門型パネルの荷重-変形関係の予測には、ラーメン・ダイアフラム併用モデルが適用可能である。
- ラーメン計算においては両端ピン支持門型ラーメンが適用できる。
- ラーメン計算では曲げおよびせん断変形を考慮するが、各変形の算出には袖壁部およびまぐさ部の曲げ剛性およびせん断剛性が適用できる。これらの部材剛性計算には組立て梁モデルを適用する。
- ダイアフラム計算には袖壁に杉山ら¹⁹⁾の無開口壁略算式の変法を適用できる。
- 杉山らの無開口略算式を適用する場合には、袖壁最外列の釘のみを評価する。
- ダイアフラム計算に釘スリップのパワー曲線を適用することで、ラーメン・ダイアフラム併用モデルは木質門型パネルの非線型挙動を予測できる。
- 複層化における剛性計算は単層パネルの剛性積和を適用する。

住宅設計への適用について

- モデルプランの構造計算からプラン上の設計要求が顕在しながらも従来実現困難であった大開口を含む狭小間口住宅を木質複層門型パネルシステムにより実現可能であることを確認した。

- 木質門型パネルの構造特性係数 D_0 は 0.3 程度であり、通常の木質構造物とほぼ等しい値⁵²⁾を示すものであった。

結語

本論文の研究により、従来の工場集約生産的な鉄骨ラーメンなどによる大開口にかわり、より現在の枠組壁工法に近く、実務的に適用し易い大開口システムを開発するに至った。さらに、本システムはパネル複層化の概念により必要耐力を特定壁線内にパネルを必要枚数だけで複層することで実現可能な柔軟なシステムも備えた。基本となる単層パネルの性能向上にはまだ改良の余地があり、今後より高性能なシステムが実現される可能性がある。設計方法については、ラーメン・ダイヤフラム併用モデルを提唱し、木質門型パネルの水平力に対する曲げ・せん断挙動を予測するに至った。

また本研究の過程において、実大面材の面内せん断弾性係数および面内曲げ弾性係数の測定方法として γ - δ 法を開発した。本測定法のようにせん断応力分布内の特定区間を測定する場合の補正概念として κ^s の概念を提唱した。

文 献

引用文献

- 1) 有馬孝禮：“1995年兵庫県南部地震災害にみる教訓”，*Timber Engineering News*, 木質構造研究会, No.23, 22-28 (1995).
- 2) 日本木材学会編：木造住宅の耐震，日本木材学会, p.7, 78, 120, 143 (1996).
- 3) 小松幸平，軽部正彦，福田一郎，原康之：“接合具の降伏を一部許容した集成材一層門型ラーメンの耐力・変形能力”，日本建築学会大会学術講演梗概集(北海道)，131-132 (1995).
- 4) 軽部正彦，原田真樹，小松幸平：“軸組構造を補剛する門型ラーメンの耐力と変形能力”，日本木材加工技術協会第14回年次大会講演要旨集, 50-51 (1996).
- 5) 樋木敬大，平野 茂，古沢 信，鈴木兼二，西山誕生，有馬孝禮：“木造軸組実大住宅の静的変形挙動(その1：耐力壁の偏在の影響と下屋部分の変形挙動)”，日本建築学会関東支部研究報告集, 37-40 (1996).
- 6) 樋木敬大，平野 茂，古沢 信，西山誕生，鈴木兼二，有馬孝禮：“木造軸組実大住宅の静的変形挙動(その2：耐力壁直下率、水平構面の影響と建物の許容耐力・余力)”，日本建築学会関東支部研究報告集, 41-44 (1996).
- 7) 福田一郎：“枠組壁工法における全面開口の実現—大断面構造用集成材を用いた門型ラメンプレートと2×4工法との融合構造”，*木材工業*, 51(9), 412-414 (1996).
- 8) 有馬孝禮：“木質系壁パネルの鉛直加力下の水平交番加力に対する面内せん断性能の実験的研究(第1報) 枠組壁工法による開口壁パネルのせん断耐力と変形性状(その1)”，日本建築学会関東支部研究報告集, 277-280 (1976).
- 9) 有馬孝禮：“木質系壁パネルの鉛直加力下の水平交番加力に対する面内せん断性能の実験的研究(第2報) 枠組壁工法による開口壁パネルのせん断耐力と変形性状(その2)”，日本建築学会大会学術講演梗概集(東海), 1671-1672 (1976).
- 10) B. Nören und E. Saarman: Schubversuche an Sperrholz. *Holz R.u.W* 16, 17-22 (1958).
- 11) 大熊幹章，継田視明，平井信二：“Panel Shearによる合板，ハードボードの剪断弾性係数(第1報) ASTM法による剪断弾性係数の測定”，*木材学会誌* 7, 242-246 (1961).
- 12) 大熊幹章，継田視明，平井信二：“Panel Shearによる合板，ハードボードの剪断弾性係数(第2報) 荷重-変曲線の形についての考察”，*木材学会誌* 8, 54-61 (1962).
- 13) 高見勇：*木材学会誌* 10, 1-9 (1964).
- 14) 佐々木光，満久崇麿：*木材研究* No.33, 37-46 (1964).
- 15) 大熊幹章：“Panel Shearによる合板，ハードボードの剪断弾性係数(第3報) 改良 Larsson - Wastlund法による剪断弾性係数の測定”，*木材学会誌* 8, 58-61 (1962).
- 16) 大熊幹章：“合板の機械的性質に関する研究”，*東京大学農学部附属演習林報告* No.63, 1-60 (1967).
- 17) 日本木材加工技術協会合板部会編：“南洋材等代替原料開発促進事業報告書”，*合板工業* No.118, 152-153 (1982).

- 18) 合板等強度性能委員会編：“建築用木材性能評価事業報告書”，日本住宅・木材技術センター，65-74 (1995)。
- 19) 渡沢龍也，海老原徹：“機能性ボードの研究 (VI) パーティクルボードのせん断性能”，日本木材学会 40 周年記念大会発表要旨集，p.145 (1995)。
- 20) Wangaard, F.F.: “Elastic Deflection of Wood-Fiberglass Composite Beams”, *For. Prod. J.*, **14** (6), 256-260 (1964)。
- 21) 海老原徹：“単板積層材(LVL)のせん断性能”，木材学会誌，**27**(11)，788-794 (1981)。
- 22) 董玉庫，中尾哲也，田中千秋，高橋徹，西野吉彦：“木質ボードの曲げヤング率に及ぼすせん断力，めり込み及びたわみ速度の影響”，木材学会誌，**40**(5)，481-490 (1994)。
- 23) 神谷文夫：“面材を釘打ちした耐力壁のせん断剛性および強度に関する理論的研究”，日本建築学会論文報告集，No.309，86-94 (1981)。
- 24) 野口弘行：“有限要素法による木質大型開口壁のせん断挙動の解析 その1”，日本建築学会大会学術講演梗概集(北陸)，2231-2232 (1983)。
- 25) 野口弘行：“有限要素法による木質大型開口壁のせん断挙動の解析 その2”，日本建築学会大会学術講演梗概集(関東)，2665-2666 (1984)。
- 26) 秦正徳，佐々木光：“釘打ちパネルのせん断変形と釘点の力伝達挙動の解析(第1報)”，木材学会誌，**33**(1)，12-18 (1987)。
- 27) 秦正徳，佐々木光：“釘打ちパネルのせん断変形と釘点の力伝達挙動の解析(第2報)”，木材学会誌，**34**(9)，718-723 (1988)。
- 28) 西森進，黒正清治：“有限要素法による木造耐力壁の枠材と面材の相対すべり(その1)”，日本建築学会大会学術講演梗概集(九州)，47-48 (1989)。
- 29) 岩田純明，西森進，黒正清治：“有限要素法による木造耐力壁の枠材と面材の相対すべり(その2)”，日本建築学会大会学術講演梗概集(中国)，193-194 (1990)。
- 30) 岩田純明，西森進，黒正清治：“構造用合板貼り耐力壁の剪断性状”，日本建築学会大会学術講演梗概集(中国)，191-192 (1990)。
- 31) Tuomi, R.L.; McCutcheon, W.J.: “Racking Strength of Light-Frame Nailed Walls”, *ASCE (American Society of Civil Engineers)*, **104**(ST7), 1131-1140 (1978)。
- 32) Hirashima, Y.: “Derivation of Racking Deformation Formula of Nailed Frame Panel”, *Mokuzai Gakkaishi*, **27**(2), 141-143 (1981)。
- 33) 杉山英男，松本忠史：“多数の開口を持つ合板釘打ち張り耐力壁のせん断耐力略算法(第1法)”，木材学会誌，**39** (1)，75-79 (1993)。
- 34) Sugiyama, H.; Matumoto, T.: “Empirical Equations for Estimation of Racking Strength of a Plywood-Sheathed Shear Wall with Openings”, *Summaries of Technical Papers of Annual Meeting A.I.J.(Tokai)*, 89-90 (1994)。
- 35) 鈴木秀三，藤野栄一：“合板釘打ち張り壁の釘接合部の挙動について”，日本建築学会大会学術講演梗概集(東海)，85-86 (1994)。
- 36) 枠組壁工法建築物設計の手引・構造計算指針編集委員会：“枠組壁工法建築物構造計算指針”，工業調査会 (1992)。
- 37) 西山誕生，榎本敬大，有馬孝禮，平野茂：“実大木造住宅および実大壁の構造特性係数 D_s 値の検討”，第47回日本木材学会大会研究発表要旨集，p.238 (1997)。

- 38) 安村基, 中神雄右: “木質系耐力壁のせん断耐力及びじん性の評価法”, 第47回日本木材学会大会研究発表要旨集, p.225 (1997).
- 39) 安村基, 中神雄右, 河合直人: “枠組壁工法耐力壁のせん断耐力評価法 その1”, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (関東), 209-210 (1997).
- 40) 住宅金融公庫建設サービス部: “枠組壁工法住宅工事共通仕様書 (解説付)”, 住宅金融普及協会 (1995).
- 41) 例えば, S.チモシェンコ: “材料力学 (上)”, 東京図書, p.113 (1973).
- 42) 例えば, S.チモシェンコ: “材料力学 (上)”, 東京図書, p.310 (1973).
- 43) 例えば, 谷資信・杉山英男: “建築構造力学演習 (1)”, オーム社, p.193 (1993).
- 44) 日本建築学会編: “木質構造設計基準・同解説”, 丸善, p.25 (1996).
- 45) チモシェンコ, グーティイ: “弾性論”, コロナ社, p.58 (1973).
- 46) Filon, L.N.G.: “On an Approximate Solution for the Bending of a Beam of Rectangular Cross-Section under any System of Load, with Special Reference to Points of Concentrated or Discontinuous Loading”, *Trans. Roy. Soc. (London), ser. A*, vol. 201, p.67 (1903).
- 47) Okuma, M.; Shida, S.; Ohhashi, M.: “Manufacture and Performance of Radiata Pine Plywood I. Basic Properties of the Plywood (1)”, *Mokuzai Gakkaishi* 29(6), 438-443 (1983).
- 48) 日本建築学会編: “木質構造設計基準・同解説”, 丸善, p.19 (1996).
- 49) 杉山英男, 徳田迪夫, 大城拓也: “ウェヴ合板を釘打ちした木質ボックスビームの設計(第1報) 実験解析とたわみ限度設計”, 木材学会誌 36(3), 174-179 (1990).
- 50) 杉山英男, 徳田迪夫, 大城拓也: “ウェヴ合板を釘打ちした木質ボックスビームの設計(第2報) 実験解析と終局耐力設計”, 木材学会誌 36(4), 276-284 (1990).
- 51) 日本建築学会編: “木質構造設計基準・同解説”, 丸善, p.20 (1996).
- 52) 日本建築学会編: “建築耐震設計における保有耐力と変形性能”, 丸善, p.215 (1990).

参考文献

- 1) 有馬孝禮: “エコマテリアルとしての木材”, 全日本建築士会 (1994).
- 2) 杉山英男: “地震と木造住宅”, 丸善 (1996).
- 3) 坂本功: “地震に強い木造住宅”, 工業調査会 (1997).
- 4) 田口武一: “建物とストレスの話”, 井上書院 (1985).
- 5) 日本木材学会・物理・工学編集委員会: “木材科学実験書I 物理・工学編”, 中外産業調査会 (1985).
- 6) 谷資信・杉山英男: “建築構造力学演習 (1)(2)”, オーム社 (1993).
- 7) 彦坂照, 崎山毅, 大塚久哲: “詳解 構造力学演習”, 共立出版 (1992).

- 8) 伊藤富雄, 前田幸雄: “構造力学”, オーム社 (1987).
- 9) S.P.モジシコ: “材料力学史”, 鹿島出版 (1992).
- 10) 大石健次: “現代 建築力学”, オーム社 (1984).
- 11) 平嶋政治・宮原玄: “静定構造の解法”, 森北出版 (1988).
- 12) 植谷栄次・町田恭一: “建築不静定構造力学入門”, 建築技術 (1997).
- 13) 西田正孝: “材料力学 光弾性で補説する”, 森北出版 (1977).
- 14) 益田義治: “入門 光弾性実験”, 日刊工業新聞社 (1970).
- 15) 菅野昭, 高橋寛, 吉野利男: “応力ひずみ解析”, 朝倉書店 (1993).
- 16) 佐藤和郎: “材料の強度と塑性”, 森北出版 (1980).
- 17) 後藤一雄: “木構造の計算”, 鹿島出版会 (1980).
- 18) 日本建築学会編: “木質構造設計基準・同解説”, 丸善 (1996).
- 19) 日本建築学会編: “木質構造設計ノート”, 丸善 (1996).
- 20) 日本木材学会 木材強度・木質構造研究会: “木質構造研究の現状と今後の課題 Part-II”, 日本木材学会 (1994).
- 21) Anderson, L.O.: “How to Build a Wood-Frame House”, DOVER (1977).
- 22) 木下工務店技術本部: “木造住宅施工の実務手順”, 彰国社 (1994).
- 23) 杉山英男: “デザイナ-のための木構造”, 彰国社 (1994).
- 24) 枠組壁工法建築物 木 3 共等計算事例編集委員会・社団法人 日本ツーバイフォー建築協会: “3 階建てツーバイフォー住宅の構造計算の手引き”, オーム社 (1996).
- 25) 坂本功, 他: “地震に強い[木造住宅]の設計マニュアル”, 建築知識 (1996).
- 26) 大熊幹章, 有馬孝礼, 川井秀一, 安藤直人, 神谷文夫, 古沢富志雄: “木材の工学”, 文永堂 (1991).
- 27) 日本建築学会編: “建築耐震設計における保有耐力と変形性能”, 丸善 (1990).
- 28) 神田順: “耐震建築の考え方”, 岩波書店 (1997).
- 29) 星睦廣: “保有水平耐力入門 上・下”, 建築技術 (1988).
- 30) 日本住宅・木材技術センター: “住宅部材安全性能向上事業報告書 (集成材の強度評価事業)”, 102-103 (1997).

謝 辞

本研究分野における偉大な先輩方、そして今後そう呼ばれるであろう方々に身近に接することができたことは大変名誉であり、幸運でありました。大熊幹章名誉教授には、合板の面内せん断弾性係数の測定法につきましてご指導賜りました。改良 LW 法の開発者であり、合板研究の大家であられる大熊先生に直接ご指導賜りました事は大変幸運でありました。また本論文審査委員会の主査をお引き受け下さいました有馬孝博教授には、修士課程の頃より直接のご指導賜り、本論文の作成に際しても多くの貴重なご助言を頂きました。木質構造分野の代表的研究者として著名な有馬先生のもことでこの様な研究を行う機会に恵まれた事は実に幸運でありました。太田正光教授には、合板の面内せん断弾性測定における応力分布問題に關しましてご指導賜り、感謝の念にたえません。指導教官の安藤直人助教授には日頃から、多角的な視野に立つてご助言を賜り、大変な励みとなりました。信田聡助教授には本論文の作成のみならず大学院において研究を進めるにあたって一方ならない御世話になりました。厚く御礼申し上げます。榎本敬大助手には、構造研究の初学者であった私に昼夜に渡り実験指導をして頂いたのみならず、日頃から研究のフィロソフィー、測定法、解析手法などディスカッションの相手として様々な問題提起を頂きました。修士課程時代の同期生とはいえ、並ならぬ誠実さをもって研究をサポートして頂き感謝の念にたえません。ここに深く御礼申し上げます。彼の様な友人に恵まれた事は人生の誇りでありました。

また、本研究、実験を進めるにあたり、他の研究機関の諸先生方、研究者の方々に支えて頂きました。建設省 建築研究所 主任研究員 中島史郎氏には複層門型フレームの試験設備、機会を与えて頂いただけでなく、公私にわたりひとかたならぬお世話になりました。ここに深く謝意を表します。農林水産省林野庁 森林総合研究所 構造性能研究室の神谷文夫室長、杉本健一氏、三井信宏氏には、木質門型パネルの実大加力試験を行うに当たり、設備、機会を与えて下さり、実験手法の細部にわたって絶大なご助力を賜りました。ダイヤフラム研究の大家であられる神谷先生にご指導頂ける機会を得たことは実に貴重な経験でありました。深く御礼申し上げます。杉本・三井両氏には、ご指導頂いたのみならず、試験を行うに当たり親身にご助下方りました。ここに厚く御礼申し上げます。農林水産省林野庁 森林総合研究所 複合化研究室 渡澤龍也氏には、合板の面内せん断弾性係数の測定にあたり、Two Rail Shear 法をご教授頂いただけでなく、公私にわたり励ましの言葉を賜り、誠に感謝の念に絶えません。学部学生時代の恩師であります東京農工大学農学部 鈴木正治名誉教授には、日頃より励ましのお言葉を賜りました。深く御礼申し上げます。御礼申し上げます。財団法人 日本住宅・木材技術センター 試験研究所 構造試験室 鷺海四郎室長には、構造特性係数に関する貴重な資料をご提供頂きました。厚く御礼申し上げます。京都大学 木質科学研究所 小松幸平助教授には、学会、研究会を通じてご助言頂き、厚く御礼申し上げます。島根大学総合理工学部 吉原浩助教授にはスパンノリ背法についてご助言を賜りました。さらに、当時の木質材料科学研究室の大学院生、研究生、4年生の皆様には実験遂行時や本学において研究生生活を送るに当たり、大変なご助力、励ましを頂きました。ここに心より御礼申し上げます。とくに博士課程卒業生の名波直道氏、岡崎泰男氏、佐久間博文氏、朝倉靖弘氏には日々のディスカッション、酒宴が大きな糧となりました。ここに厚く御礼申し上げます。

私の勤務先でもあります株式会社 木下工務店の木下長志社長、中澤守正技術本部長をはじめ皆様

には、快く不才を社会人博士課程に送り出して下さいましただけでなく、本研究の発案、実験実施、大会発表など多方面において絶大なる御支援を頂きました。本研究はこれらなくして成し得なかったものであり、いくら感謝の言葉を申しても足りないくらいであると認識しております。とくに、技術本部の門型フレーム開発スタッフおよび関係者の方々にはあらためて御礼申し上げたいと思います。また、開発研究部 千葉文博課長（当時）には木質複層門型パネルの基本システムにつきまして、開発研究の方針を形作る上でひとかたならぬお世話になりました。厚く御礼申し上げます。現サービス部 小沢直樹課長、工務部 佐々木進課長、塩田英明主任、現埼玉工場 森下政美課長、開発研究部 東郷寛樹氏には実験実施に際して、開発研究部 湯原理恵子主任には住宅構造計算における絶大なるバックアップを賜りました。ここに深謝申し上げます。

最後になりましたが、以上名前を挙げさせて頂きました皆様方、紙面の都合から割愛させて頂きました皆様方のご指導・ご協力により本論文をここに完成させることが出来ました。改めまして深く、御礼申し上げます。そして、私事ではありますが、もう一人、私が研究者となること、博士号を取得することを最も期待しつつも、生前に叶えられなかった亡き母タキにこの論文を捧げたいと思います。

1997年12月

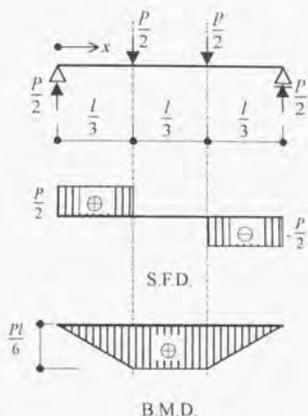
園田里見

付録 1 単純支持 3 等分点荷重曲げ試験による曲げ剛性とせん断剛性の導出法

単純支持静的 3 等分点荷重を受ける梁に働くせん断力 Q_x および曲げモーメント M_x

せん断力 Q_x

$$\begin{cases} Q_x = \frac{P}{2} & (0 \leq x < \frac{l}{3}) \\ Q_x = 0 & (\frac{l}{3} \leq x \leq \frac{2}{3}l) \\ Q_x = -\frac{P}{2} & (\frac{2}{3}l < x \leq l) \end{cases}$$



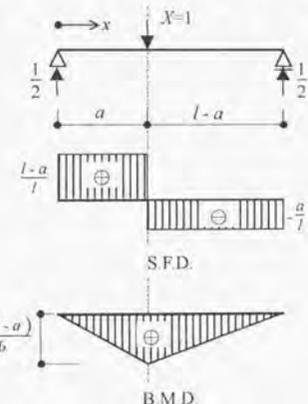
曲げモーメント M_x

$$\begin{cases} M_x = \frac{P}{2}x & (0 \leq x < \frac{l}{3}) \\ M_x = \frac{Pl}{6} & (\frac{l}{3} \leq x \leq \frac{2}{3}l) \\ M_x = \frac{P}{2}(l-x) & (\frac{2}{3}l < x \leq l) \end{cases}$$

単純支持静的集中荷重を受ける梁に働くせん断力 Q_x および曲げモーメント M_x

せん断力 Q_x

$$\begin{cases} Q_x = \frac{l-a}{l} & (0 \leq x \leq a) \\ Q_x = -\frac{a}{l} & (a \leq x \leq l) \end{cases}$$



曲げモーメント M_x

$$\begin{cases} M_x = \frac{l-a}{l}x & (0 \leq x \leq a) \\ M_x = \frac{a}{l}(l-x) & (a \leq x \leq l) \end{cases}$$

単純支持静的3等分点荷重を受ける梁に働く各せん断力 Q_x および曲げモーメント M_x を以下の様に定義する。

$$Q_x: Q_{01} = \frac{P}{2}, \quad Q_{02} = 0, \quad Q_{03} = -\frac{P}{2}$$

$$M_x: M_{01} = \frac{P}{2}x, \quad M_{02} = \frac{Pl}{6}, \quad M_{03} = \frac{P}{2}(l-x)$$

同様に、単純支持静的集中荷重を受ける梁に働く各せん断力 Q_x および曲げモーメント M_x を以下の様に定義する。

$$Q_x: Q_{11} = \frac{l-a}{l}, \quad Q_{12} = -\frac{a}{l}$$

$$M_x: M_{11} = \frac{l-a}{l}x, \quad M_{12} = \frac{a}{l}(l-x)$$

曲げモーメントによるたわみ y_M

梁の任意点 $x = a$ における曲げモーメントによるたわみ y_M は仮想仕事法により、以下の様に表現される。

$$y_M = \int \frac{M_0 M_1}{EI} dx \quad (\text{A.1.1})$$

ここで、

- y_M : 梁の任意点 $x = a$ における曲げモーメントによるたわみ、
- M_0 : 梁の曲げモーメント、
- M_1 : 梁の任意点 $x = a$ に仮想力 $X=1$ が作用したときの梁の仮想モーメント、
- EI : 梁の曲げ剛性。

式 A.1.1) より単純支持静的3等分点荷重を受ける梁の任意点 $x = a$ における曲げモーメントによるたわみ y_M を求めれば、以下の様に表現される。

1) $0 \leq a \leq \frac{l}{3}$ のとき

$$y_M = \int_0^a \frac{M_{01} M_{11}}{EI} dx + \int_a^{\frac{l}{3}} \frac{M_{01} M_{12}}{EI} dx + \int_{\frac{l}{3}}^{\frac{2}{3}l} \frac{M_{02} M_{12}}{EI} dx + \int_{\frac{2}{3}l}^l \frac{M_{03} M_{12}}{EI} dx$$

$$\therefore y_M = \frac{Pl^3}{36EI} \left(\frac{2a}{l} - \frac{3a^3}{l^3} \right) \quad (\text{A.1.2})$$

2) $\frac{l}{3} \leq a \leq \frac{2}{3}l$ のとき

$$y_M = \int_0^{\frac{l}{3}} \frac{M_{01} M_{11}}{EI} dx + \int_{\frac{l}{3}}^a \frac{M_{02} M_{11}}{EI} dx + \int_a^{\frac{2}{3}l} \frac{M_{02} M_{12}}{EI} dx + \int_{\frac{2}{3}l}^l \frac{M_{03} M_{12}}{EI} dx$$

$$\therefore y_M = \frac{PF^3}{12EI} \left(\frac{a}{l} - \frac{a^2}{l^2} - \frac{1}{27} \right) \quad (\text{A.1.3})$$

とくに、 $a = \frac{l}{2}$ のときは中央たわみをあらわし、

$$y_M = \frac{23PF^3}{1296EI}$$

せん断力によるたわみ y_Q

梁の任意点 $x = a$ におけるせん断力によるたわみ y_Q は仮想仕事法により、以下の様に表現される。

$$y_Q = \int \frac{\kappa Q_0 Q_1}{GA} dx \quad (\text{A.1.4})$$

ここで、

y_Q : 梁の任意点 $x = a$ におけるせん断力によるたわみ、

Q_0 : 梁のせん断力、

Q_1 : 梁の任意点 $x = a$ に仮想力 $X=1$ が作用したときの梁の仮想せん断力、

κ : 梁のせん断変形に対する形状係数

GA : 梁のせん断剛性。

式 A.1.4) より単純支持静的 3 等分点荷重を受ける梁の任意点 $x = a$ におけるせん断力によるたわみ y_Q を求めれば、以下の様に表現される。

1) $0 \leq a \leq \frac{l}{3}$ のとき

$$y_Q = \int_0^a \frac{\kappa Q_{01} Q_{11}}{GA} dx + \int_a^{\frac{l}{3}} \frac{\kappa Q_{01} Q_{12}}{GA} dx + \int_{\frac{l}{3}}^a \frac{\kappa Q_{02} Q_{12}}{GA} dx + \int_a^{\frac{2}{3}l} \frac{\kappa Q_{02} Q_{12}}{GA} dx$$

$$\therefore y_Q = \frac{\kappa Pa}{2GA} \quad (\text{A.1.5})$$

2) $\frac{l}{3} \leq a \leq \frac{2}{3}l$ のとき

$$y_Q = \int_0^{\frac{l}{3}} \frac{\kappa Q_{01} Q_{11}}{GA} dx + \int_{\frac{l}{3}}^a \frac{\kappa Q_{02} Q_{11}}{GA} dx + \int_a^{\frac{2}{3}l} \frac{\kappa Q_{02} Q_{12}}{GA} dx + \int_{\frac{2}{3}l}^l \frac{\kappa Q_{03} Q_{12}}{GA} dx$$

$$\therefore y_Q = \frac{\kappa Pl}{6GA} \quad (\text{A.1.6})$$

曲げとせん断を考慮したたわみ量

曲げとせん断を考慮すれば、梁のたわみ量 y に関して以下の関係が成り立つと考えられる。

$$y = y_M + y_Q \quad (\text{A.1.7})$$

式 A.1.7) に式 A.1.2), A.1.3), A.1.5), A.1.6) を代入し、 a を x と置き換えれば、曲げとせん断を考慮した単純支持 3 等分点荷重を受ける梁のたわみ式が得られる。

$$\left\{ \begin{array}{l} y = \frac{Pl^3}{36EI} \left(\frac{2x}{l} - \frac{3x^2}{l^2} \right) + \frac{\kappa Px}{2GA} \quad \left(0 \leq x \leq \frac{l}{3} \right) \\ y = \frac{Pl^3}{12EI} \left(\frac{x}{l} - \frac{x^2}{l^2} - \frac{1}{27} \right) + \frac{\kappa Pl}{6GA} \quad \left(\frac{l}{3} \leq x \leq \frac{2}{3}l \right) \end{array} \right. \quad (\text{A.1.8})$$

$$\left\{ \begin{array}{l} y = \frac{Pl^3}{36EI} \left(\frac{2x}{l} - \frac{3x^2}{l^2} \right) + \frac{\kappa Px}{2GA} \quad \left(0 \leq x \leq \frac{l}{3} \right) \\ y = \frac{Pl^3}{12EI} \left(\frac{x}{l} - \frac{x^2}{l^2} - \frac{1}{27} \right) + \frac{\kappa Pl}{6GA} \quad \left(\frac{l}{3} \leq x \leq \frac{2}{3}l \right) \end{array} \right. \quad (\text{A.1.9})$$

たわみ量から曲げ剛性とせん断剛性の抽出

いま、単純支持静的 3 等分点荷重による梁の曲げ試験において、 $l/3 \leq x \leq 2l/3$ の区間内で中央から距離の異なる 2 点 x_1, x_2 におけるたわみ量 y_1, y_2 とその時の荷重 P が得られているとする。式 A.1.9) により以下の関係が得られる。

$$y_1 = \frac{Pl^3}{12EI} \left(\frac{x_1}{l} - \frac{x_1^2}{l^2} - \frac{1}{27} \right) + \frac{\kappa Pl}{6GA} \quad (\text{A.1.10})$$

$$y_2 = \frac{Pl^3}{12EI} \left(\frac{x_2}{l} - \frac{x_2^2}{l^2} - \frac{1}{27} \right) + \frac{\kappa Pl}{6GA} \quad (\text{A.1.11})$$

曲げ剛性 EI を求めるためには、式 A.1.11) - 式 A.1.10) よりせん断たわみ成分を相殺する。

$$y_2 - y_1 = \frac{Pl^3}{12EI} \left(\frac{x_1 - x_2}{l} - \frac{x_1^2 - x_2^2}{l^2} \right) \quad (\text{A.1.12})$$

$\Delta = y_2 - y_1$ と定義し、荷重-変位関係の傾き $dPl/d\Delta$ が既知であるとすれば、式 A.1.12) を整理すれば曲げ剛性の算出式が導かれる。

$$EI = \frac{P}{12} \frac{dPl}{d\Delta} \left(\frac{x_1 - x_2}{l} - \frac{x_1^2 - x_2^2}{l^2} \right) \quad (\text{A.1.13})$$

ここで、

EI : 梁の曲げ剛性

l : スパン

$dPl/d\Delta$: 荷重-変位関係の傾き

P : 荷重

Δ : $y_1 - y_2$

x_1, x_2 : 3等分点荷重曲げ試験におけるたわみ測定点 ($\frac{l}{3} \leq x_1, x_2 \leq \frac{2}{3}l$)

y_1, y_2 : x_1, x_2 における梁のたわみ量

せん断剛性 GA は、荷重 P と側定點 x (ただし、 $l/3 \leq x \leq 2l/3$) におけるたわみ量 y との関係の傾き dP/dy が既知であるならば、式 A.1.9) を整理すれば以下の式より求められる。

$$GA = \frac{\kappa l}{\left(\frac{dP}{dy}\right) - \frac{P^2}{2EI} \left(\frac{x}{l} - \frac{x^2}{l^2} - \frac{1}{27}\right)}$$

ここで、

GA : 梁のせん断剛性

κ : 梁のせん断変形に対する形状係数 (エネルギー法によれば、矩形断面で 1.2)

EI : 梁の曲げ剛性

l : スパン

dP/dy : 荷重-たわみ関係の傾き

P : 荷重

x : 3等分点荷重曲げ試験におけるたわみ測定点 ($\frac{l}{3} \leq x \leq \frac{2}{3}l$)

y : x における梁のたわみ量

付録2 組合わせ梁の中立軸を求める方法

いま Fig.A.2.1 に示すように、 n 個の異なるスパン方向の弾性係数を持つ材料からなる組合わせ梁を考える。Fig.A.2.2 に示すように、全部材の曲率半径 ρ が等しく、部材間に層内ズレが起きないものと仮定すると、以下の式が成り立つ。

$$\varepsilon_i = \frac{y_i}{\rho} \quad (\text{A.2.1})$$

ここで、

y_i : 中立軸 NN からの距離

ρ : 中立軸 NN の曲率半径

ε_i : 中立軸 NN から距離 y_i の繊維に生ずるスパン方向のひずみ

曲げ応力を σ 、スパン方向の弾性係数を E とすれば、 $\sigma = E\varepsilon$ であるから、式 A.2.1) は、以下のように表現できる。

$$\frac{1}{\rho} = \frac{\sigma_i}{E_i y_i} \quad (\text{A.2.2})$$

梁のスパン方向に軸方向荷重が作用していないとすれば、断面内の曲げ応力の総和は 0 となるから、

$$\sum_{i=1}^n \left(\int_{A_i} \sigma_i dA_i \right) = 0 \quad (\text{A.2.3})$$

ここで、

A_i : i 番目の部材の断面積

式 A.2.3) に式 A.2.2) を代入すれば、以下の様になる。

$$\begin{aligned} \frac{1}{\rho} \sum_{i=1}^n \left(E_i \int_{A_i} y_i dA_i \right) &= 0 \\ \therefore \sum_{i=1}^n \left(E_i \int_{A_i} y_i dA_i \right) &= 0 \end{aligned} \quad (\text{A.2.4})$$

Fig.A.2.3 に示す様に、断面の上辺 zz から中立軸 NN までの距離を y_0 、任意の縦繊維までの距離を y_2 とすると、 $y_i = y_2 - y_0$ であるから、

$$\int_{A_i} y_i dA_i = \int_{A_i} y_2 dA_i - y_0 A_i \quad (\text{A.2.5})$$

式 A.2.4) に式 A.2.5) を代入すれば以下のように、 zz 面から中立軸 NN までの距離 y_0 を求める式が得られる。

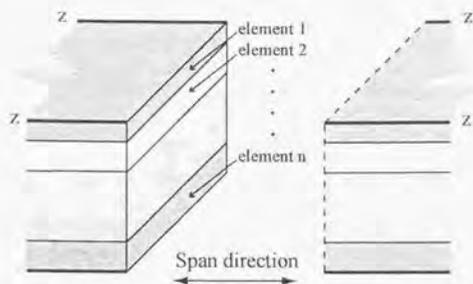


Fig. A.2.1. Built-up Beam.

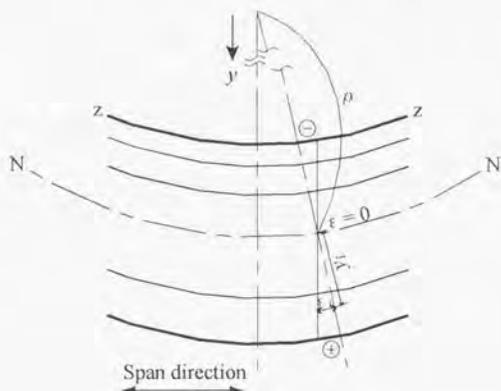


Fig.A.2.2. Bending Strain in Built-up Beam.

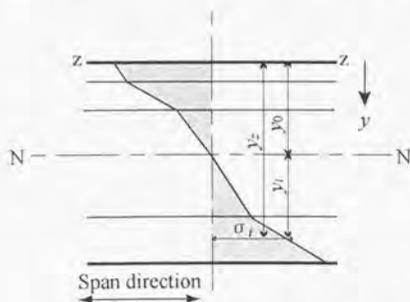


Fig.A.2.3. Bending Stress in Built-up Beam.

$$\sum_{i=1}^n (E_i \int_{A_i} y_z dA_i - y_0 E_i A_i) = \sum_{i=1}^n (E_i \int_{A_i} y_z dA_i) - y_0 \sum_{i=1}^n (E_i A_i) = 0$$

$$\therefore y_0 = \frac{\sum_{i=1}^n (E_i \int_{A_i} y_z dA_i)}{\sum_{i=1}^n (E_i A_i)} \quad (\text{A.2.6})$$

$n=1$ のとき、式 A.2.6)は、

$$y_0 = \frac{E \int_A y_z dA}{EA} = \frac{\int_A y_z dA}{A}$$

これは、単一材 (E が均一)のとき)の zz 面から中立軸までの距離をあらわす。
式 A.2.6)において、 zz 面から i 番目の部材の中立軸までの距離 y_{0i} を考えると、

$$y_{0i} = \frac{E_i \int_{A_i} y_z dA_i}{E_i A_i} = \frac{\int_{A_i} y_z dA_i}{A_i}$$

$$\int_{A_i} y_z dA_i = y_{0i} A_i \quad (\text{A.2.7})$$

式 A.2.7)を式 A.2.6)に代入して、

$$y_0 = \frac{\sum_{i=1}^n (E_i y_{0i} A_i)}{\sum_{i=1}^n (E_i A_i)} \quad (\text{A.2.8})$$

これは、各部材の中立軸が既知の場合に、各部材のヤング率と断面積から組合わせ梁の中立軸を求める式である(実用例については、本論文の8章を参照されたい)。

いま、 $E_0 A_i' = E_i A_i$ が成り立つ E_0 、 A_i' を考え、式 A.2.8)に代入すると、

$$y_0 = \frac{\sum_{i=1}^n (y_{0i} A_i')}{\sum_{i=1}^n A_i'} \quad (\text{A.2.9})$$

これは、一般的によく知られている組合わせ梁の中立軸を求める公式である。ところで、 A_i' は等価断面積と呼ばれ、以下の様にあらわされる。

$$A_i' = \frac{E_i}{E_0} A_i \quad (\text{A.2.10})$$

ここで、

A_0 : 等価断面積

E_0 : 基準とするヤング率

参考文献

- 1) 平 修二 : "現代材料力学", オーム社, p.90-92 (1970).
- 2) 平嶋政治・宮原玄 : "静定構造の解法", 森北出版, p.162-167 (1988).

付録3 曲げと軸力を受ける材のひずみ

いま、Fig A.3.1 に示すように、曲げモーメント M と軸力 N をうける部材のひずみを考える。

$$\varepsilon_i = \varepsilon_{M0} + \varepsilon_N \quad (\text{A.3.1})$$

ここで、

- ε_i : 材中のある点 i における x 軸方向のひずみ
- ε_{M0} : 材中のある点 i における x 軸方向の曲げひずみ成分
- ε_N : 材中の x 軸方向の軸力ひずみ成分

曲げに関して、全部材の曲率半径 ρ が等しく、部材内に層内ズレが起きないものと仮定すると、以下の式が成り立つ。

$$\varepsilon_{M0} = \frac{y_i}{\rho} \quad (\text{A.3.2})$$

ここで、

- y_i : 中立軸 NN からの距離
- ρ : 中立軸 NN の曲率半径
- ε_{M0} : 中立軸 NN から距離 y_i の繊維に生ずるスパン方向のひずみ

曲げ応力を σ_M 、 x 軸方向の弾性係数を E とすれば、 $\sigma_M = E \varepsilon_M$ であるから、式 A.3.2) は、以下のように表現できる。

$$\frac{1}{\rho} = \frac{\sigma_{M0}}{E y_i} \quad (\text{A.3.3})$$

点 i を含む x 軸方向に直行する面の曲げ応力 σ_M とモーメント M のとのつりあいから、

$$\begin{aligned} M - \int_A y \sigma_M dA &= 0 \\ \therefore M &= \int_A y \sigma_M dA = \frac{E}{\rho} \int_A y^2 dA = \frac{E}{\rho} I = \frac{\sigma_M}{y} I \\ \therefore \sigma_M &= \frac{M}{I} y \\ \therefore \varepsilon_{M0} &= \frac{M}{EI} y_i \end{aligned} \quad (\text{A.3.4})$$

ここで、

- A : 部材の x 軸方向に直行する面の断面積
- I : 部材の x 軸方向に直行する面の断面 2 次モーメント

次に軸力に関しては、部材内に均一に軸応力 σ_N が働いているとすれば、

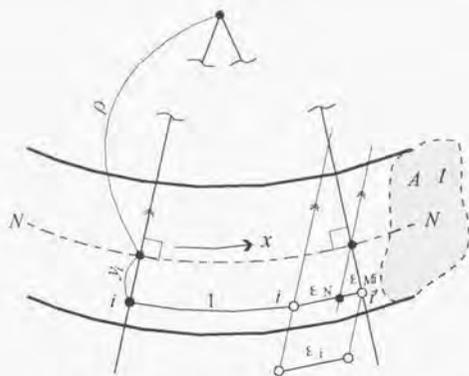


Fig.A.3.1. Bending Strain and Axial Strain in Beam.

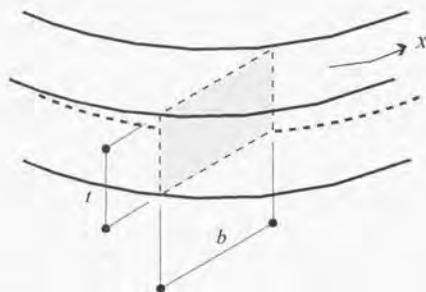


Fig.A.3.2. Case of rectangular cross section.

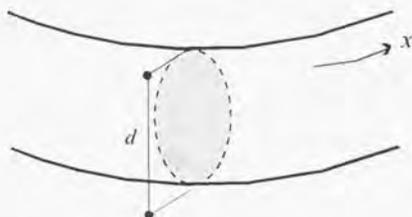


Fig.A.3.3. Case of circular cross section.

$$\frac{N}{A} = \sigma_N = E \varepsilon_N$$

$$\therefore \varepsilon_N = \frac{N}{EA} \quad (\text{A.3.5})$$

式 A.3.1) に式 A.3.2) と A.3.3) を代入すると、

$$\varepsilon_1 = \frac{M}{EI} y_1 + \frac{N}{EA} \quad (\text{A.3.6})$$

いま、 x 軸方向に垂直な面上の異なる 2 点を考え、 $y_1 \neq y_2$ とすると、

$$\varepsilon_1 = \frac{M}{EI} y_1 + \frac{N}{EA} \quad (\text{A.3.7})$$

$$\varepsilon_2 = \frac{M}{EI} y_2 + \frac{N}{EA} \quad (\text{A.3.8})$$

式 A.3.7) + 式 A.3.8) から、

$$\varepsilon_1 + \varepsilon_2 = \frac{M}{EI} (y_1 + y_2) + \frac{2N}{EA}$$

$$\therefore N = \frac{EA}{2} \left\{ (\varepsilon_1 + \varepsilon_2) - \frac{M}{EI} (y_1 + y_2) \right\} \quad (\text{A.3.9})$$

式 A.3.7) - 式 A.3.8) から、

$$\varepsilon_1 - \varepsilon_2 = \frac{M}{EI} (y_1 - y_2)$$

$$\therefore M = \frac{EI(\varepsilon_1 - \varepsilon_2)}{y_1 - y_2} \quad (\text{A.3.10})$$

式 A.3.9) に式 A.3.10) を代入すれば、

$$N = \frac{EA}{2} \left\{ (\varepsilon_1 + \varepsilon_2) - (\varepsilon_1 - \varepsilon_2) \frac{y_1 + y_2}{y_1 - y_2} \right\}$$

$$\therefore N = \frac{EA(\varepsilon_2 y_1 - \varepsilon_1 y_2)}{y_1 - y_2} \quad (\text{A.3.11})$$

となり、式 A.3.10)、A.3.11) が中立軸から異なる距離の 2 点のひずみから曲げモーメント M および軸力 N をあらわす式となる。

さらに、点 1、点 2 が中立軸を挟んで同距離 y にあるとき、 $y_1 = -y_2 (= y)$ であるから、式 A.3.10)、A.3.11) に代入すると、

$$M = \frac{EI(\varepsilon_1 - \varepsilon_2)}{2y} \quad (\text{A.3.12})$$

$$N = \frac{EA(\varepsilon_1 + \varepsilon_2)}{2} \quad (\text{A.3.13})$$

となる。

特に Fig.A.3.2 に示すように、部材の断面形状が矩形のときは、

$$I = \frac{b t^3}{12}$$

$$A = b t$$

式 A.3.10) および式 A.3.11) に代入すれば、それぞれ、

$$M = \frac{E b t^3 (\varepsilon_1 - \varepsilon_2)}{12 (y_1 - y_2)} \quad (\text{A.3.10}')$$

$$N = \frac{E b t (\varepsilon_2 y_1 - \varepsilon_1 y_2)}{y_1 - y_2} \quad (\text{A.3.11}')$$

とくに、 $y_1 = -y_2 = t/2$ のときは、

$$M = \frac{E b t^2 (\varepsilon_1 - \varepsilon_2)}{12}$$

$$N = E b t (\varepsilon_1 + \varepsilon_2)$$

同様に Fig.A.3.3 に示すように、部材の断面形状が円形のときは、

$$I = \frac{\pi d^4}{64}$$

$$A = \frac{\pi d^2}{4}$$

式 A.3.10) および式 A.3.11) に代入すれば、それぞれ、

$$M = \frac{\pi E d^4 (\varepsilon_1 - \varepsilon_2)}{64 (y_1 - y_2)} \quad (\text{A.3.10}'')$$

$$N = \frac{\pi E d^2 (\varepsilon_2 y_1 - \varepsilon_1 y_2)}{4 (y_1 - y_2)} \quad (\text{A.3.11}'')$$

とくに、 $y_1 = -y_2 = d/2$ のときは、

$$M = \frac{\pi E d^3 (\varepsilon_1 - \varepsilon_2)}{64}$$

$$N = \frac{\pi E d^2 (\varepsilon_1 + \varepsilon_2)}{4}$$

参考文献 平嶋 政治, 宮原 玄: "静定構造の解法", 森北出版, 164-167 (1988).

付録4 構造特性係数 D_s の算出方法

終局変位と降伏耐力の関係については、低層建物では比較的固有周期が短いため「エネルギー一定則」が、高層建物では比較的固有周期が長い「変位一定則」が成り立つとされている。木質構造建物は低層建物であるため、エネルギー一定則に従うと考えられる。Fig A.4.1 にエネルギー一定則の概念を示す。曲線 OABCMU は実験などで得られる構造体の荷重-変位関係を示している。折線 OYU' はこの構造体を完全弾塑性とした bi-linear モデルの荷重-変位関係を示している。直線 OE はこの構造体を完全弾性とした仮想弾性モデルの荷重-変位関係を示している。

初期剛性 K_0

荷重-変位関係の包絡線上における最大耐力 P_{max} の 10% と 40% の点を通る割線の傾きを初期剛性 K_0 とする。

終局変位 δ_u

荷重-変位関係において、最大耐力履歴後、 $0.8P_{max}$ に達する点もしくは、それ以前に破壊した場合は破壊点を終局点 U' として、その時の変位を終局変位 δ_u とする。

降伏耐力 P_y

荷重-変位関係の包絡線における吸収エネルギーと等価な吸収エネルギーを有する bi-linear 曲線の弾性限界を降伏点 Y として、その時の荷重を降伏耐力 P_y とする。すなわち、原点 O から終局点 U' に至るまでの荷重-変位関係の包絡線と変位軸とで囲まれる図形の面積（吸収エネルギー） S と等しい面積 OYU'G を持ち、弾性域の剛性を K_0 とする bi-linear 曲線 OYU' における降伏点 Y における荷重である。

面積 OYU'G は台形面積であるから、これが S と等しいとすると以下の関係が成り立つ。

$$S = \frac{1}{2} (2\delta_u - \delta_y) P_y \quad (\text{A.4.1})$$

$\delta_y = P_y / K_0$ を式 A.4.1) に代入すれば、

$$S = \frac{1}{2} \left(2\delta_u - \frac{P_y}{K_0} \right) P_y$$

$$\frac{1}{K_0} P_y^2 - 2\delta_u P_y + 2S = 0 \quad (\text{A.4.2})$$

P_y を求めるためには、 P_y の 2 次関数である式 A.4.2) の解を求めればよいから、

$$P_y = \frac{2\delta_u \pm \sqrt{4\delta_u^2 - 4\frac{2S}{K_0}}}{\frac{2}{K_0}}$$

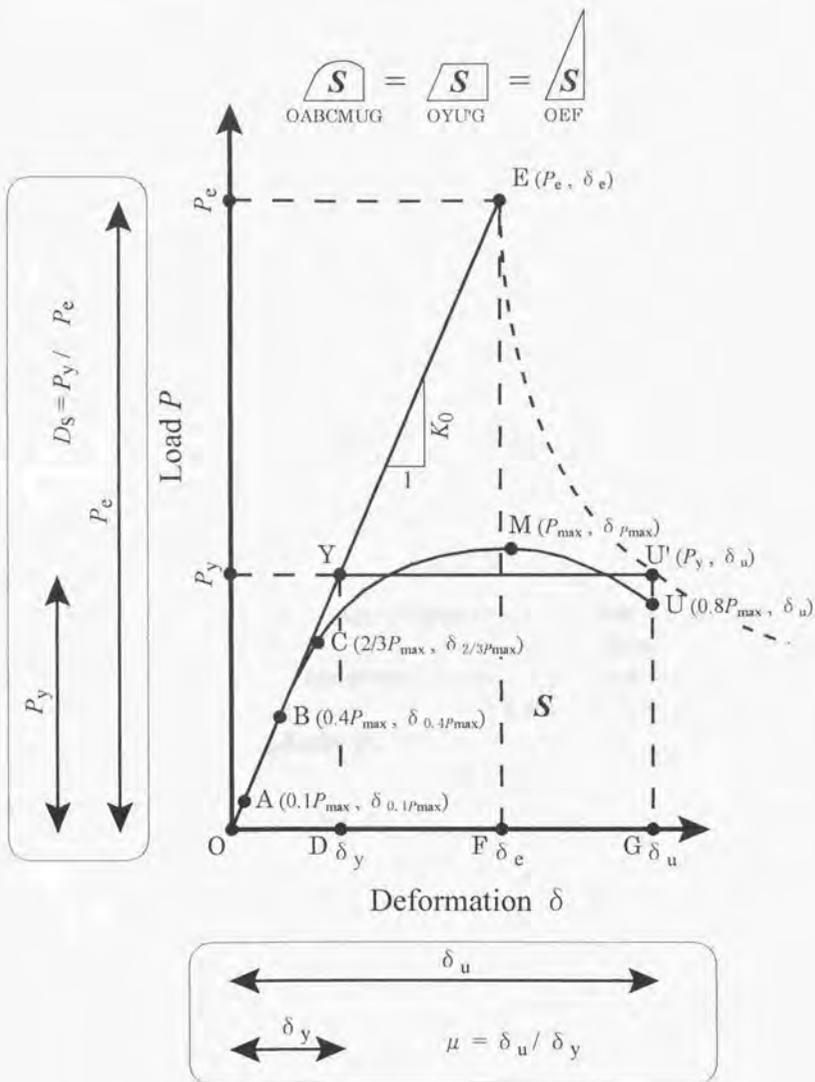


Fig.A.4.1. Schematic diagram of Property of Energy Conservation.

$$P_y = K_0 \delta_u \pm \sqrt{(K_0 \delta_u)^2 - K_0 S} \quad (\text{A.4.3})$$

各変数が正で、 $P_y = K_0 \delta_y$ かつ $\delta_u > \delta_y$ であるから、

$$P_y - K_0 \delta_u < 0 \quad (\text{A.4.4})$$

式 A.4.3)が式 A.4.4)を満たすためには、式 A.4.3)の右辺の根号でくられた項は負でなければならないから、 P_y は以下の式で表現される。

$$P_y = K_0 \delta_u - \sqrt{(K_0 \delta_u)^2 - K_0 S}$$

村上¹⁾は同様の考え方から以下の式を提案している。

$$P_y = \frac{-b - \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a}$$

ここで、 $a = \frac{\delta_u - 0.4P_{\max}}{2 \times 0.4P_{\max}}$ 、 $b = \delta_u$ 、 $c = S$ 。

降伏耐力の決定方法は原義的には上述の通りであるが、荷重-変位関係の包絡線の P_{\max} までのデータのみを用いて評価する方法として欧州規格である CEN 法、その改良方法である安村ら²⁾による CEN 改良法がある。CEN 改良法では、枠組壁工法のタイロッド式試験における真のせん断変形角 1/300 時の荷重と P_y とが良く一致する事が知られている。CEN 改良法による P_y は他の二つの方法に比してやや小さい値を示す。

近似的に包絡線の吸収エネルギー S を求める一般的な方法として、包絡線上の原点 O、 $0.1P_{\max}$ の点 A、 $0.4P_{\max}$ の点 B、 $2/3P_{\max}$ の点 C、 P_{\max} の点 M、終局点 U および変位軸上の終局点変位の点 G で囲まれる多角形 OABCMUG の面積を吸収エネルギー S とする方法がある。この場合、 S は実際の値よりも若干小さくなるが安全側である。ただし、初期スリップなどがある場合は初期スリップ分をオフセットとした原点を用いる。

塑性率 μ

「エネルギー一定則」に基づき、終局変位 δ_u と降伏変位 δ_y との比を塑性率 μ とする。

$$\mu = \frac{\delta_u}{\delta_y} = \frac{K_0 \delta_u}{P_y}$$

$\delta_u \geq \delta_y > 0$ であるから、 $\mu \geq 1$ とする。

弾性応答せん断力 P_e

荷重-変位関係において構造体が終局変位に至る間の吸収エネルギーと等価な吸収エネルギーを有する仮想弾性モデルの最大荷重を弾性応答せん断力 P_e とする。すなわち、原点 O から終局点 U に至るまでの荷重-変位関係の包絡線と変位軸とで囲まれる図形の面積 (吸収エネルギー) S と等しい面積 OEF を持ち、剛性が K_0 である三角形の頂点 E における荷重である。

面積 OEF は三角形面積であるから、これが S と等しいとすると以下の関係が成り立つ。

$$S = \frac{1}{2} \delta_e P_e$$

$\delta_e = P_e / K_0$ を代入すれば、

$$S = \frac{1}{2} \frac{P_e^2}{K_0}$$

$$P_e^2 = 2 K_0 S$$

式 A.4.1) を代入すれば、

$$P_e^2 = K_0 P_y (2 \delta_u - \delta_y)$$

$K_0 = P_y / \delta_y$ を代入すれば、

$$P_e^2 = P_y^2 \frac{2 \delta_u - \delta_y}{\delta_y}$$

$\mu = \delta_u / \delta_y$ を代入すれば、

$$P_e^2 = P_y^2 (2\mu - 1)$$

$$P_e = P_y \sqrt{2\mu - 1}$$

(A.4.5)

通常の木質構造住宅は低層建物であるので、先に述べたように「エネルギー—定則」に基づくと考えられるから P_e は式 A.4.5) の様に表現される。

構造特性係数 D_s

降伏耐力 P_y と弾性応答せん断力 P_e との比を構造特性係数 D_s とする。

$$D_s = \frac{P_y}{P_e}$$

(A.4.6)

$P_e \geq P_y > 0$ であるから、 $0 < D_s \leq 1$ とする。

式 A.4.6) に式 A.4.5) を代入すれば、

$$D_s = \frac{1}{\sqrt{2\mu - 1}}$$

(A.4.7)

式 A.4.7) をみると、塑性率 μ が大きいほど D_s は小さく評価されることがわかる。二次設計において保有耐力計算を行う場合は、構造体の保有水平耐力 $Q_u >$ 必要保有水平耐力 Q_m をチェックし、その建築物の耐用年数内で 1 度発生する可能性がある大地震に対して損傷を受けても倒壊しないことを確認することとなっている。必要保有水平耐力 Q_m は以下の式で算出される。

$$Q_m = D_s F_{cs} Q_{ud}$$

ここで、 Q_m : 各階の必要保有水平耐力

D_s : 構造特性係数

R_{∞} : 剛性率・偏心率を考慮した各階の形状特性を現わす係数

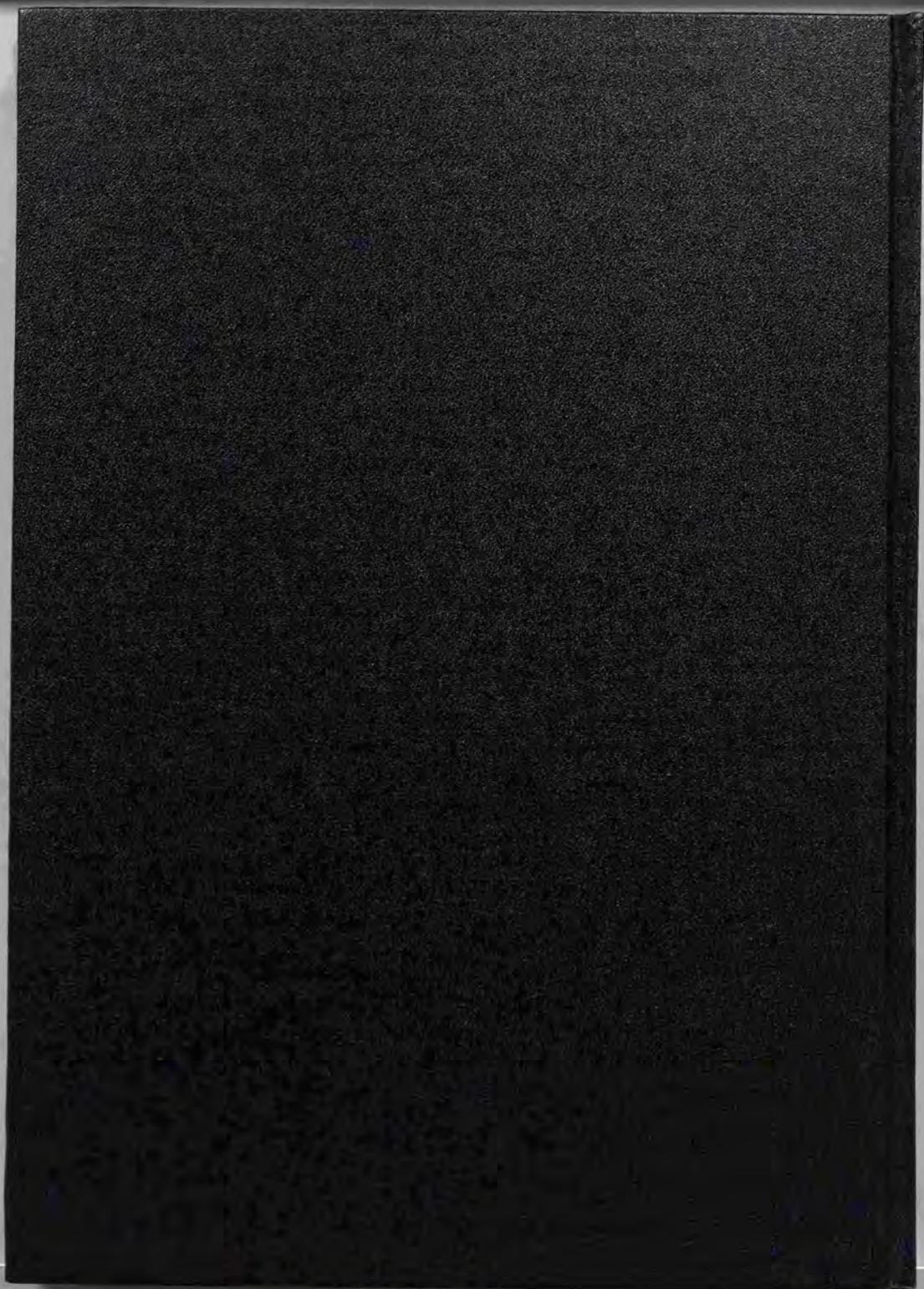
Q_{∞} : 地震力によって各階に生ずる水平力

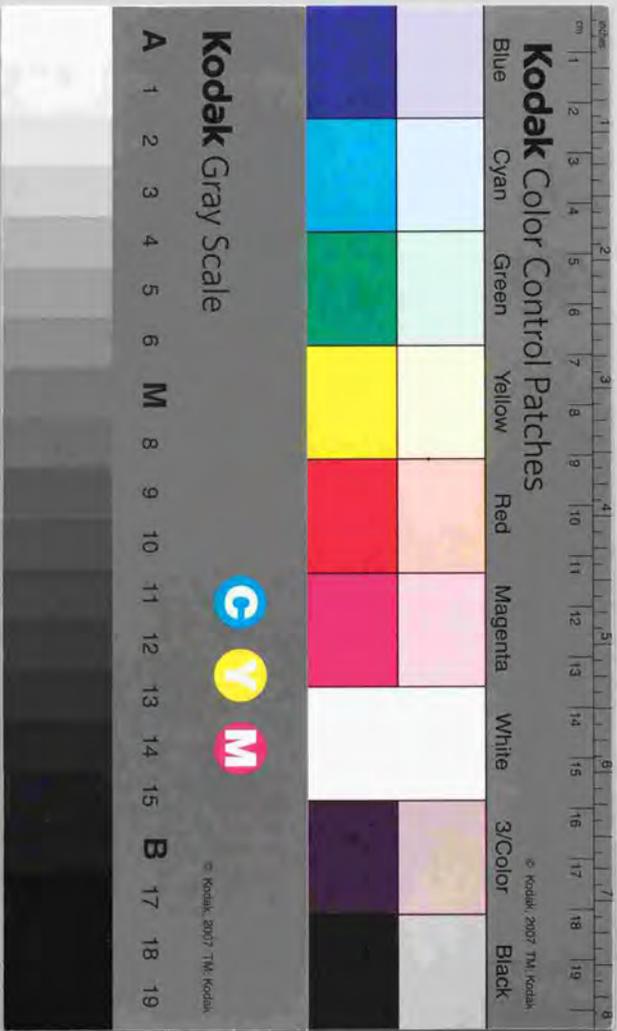
ここで、 D_s が過小評価されていると保有耐力判定が甘くなり危険であるので注意を要する。

木質構造物においては、建設大臣の定めるところにより架構形式ごとに D_s が与えられている (建設省告示 1792 号, 1980 年, に対する改正, 建設省告示 1917 号, 1987 年)。

参考文献

- 1) 日本住宅・木材技術センター編：“住宅部材安全性能向上事業報告書（集材材の強度性能評価事業）平成9年3月”，(1997).
- 2) 安村 基, 中神雄右, 河合直人：“枠組壁工法耐力壁のせん断耐力評価法 その1”，日本建築学会大会学術講演梗概集(関東)C, 209-210 (1997).
- 3) 西山誕生, 樋本敬大, 有馬孝礼, 平野 茂：“実大木造住宅および実大壁の構造特性係数値 D_s の検討”，第47回日本木材学会大会研究発表要旨集, 238 (1997).
- 4) 日本木材学会編：“木材の工学”，文永堂, 162-163 (1991).
- 5) 日本建築学会編：“建築耐震設計における保有耐力と変形性能(1990)”，丸善, (1995).
- 6) 柴田明德：“最新 耐震構造解析”，森北出版, (1981).
- 7) 日本建築構造技術者協会編：“これからの耐震設計”，オーム社, (1996).
- 8) 金田勝徳 他：“建築の耐震・耐風入門”，彰国社, (1995).
- 9) 神田 順：“耐震建築の考え方”，岩波書店, (1997).
- 10) 星 睦廣：“保有水平耐力入門 上・下”，建築技術, (1989).





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

C Y M

© Kodak, 2007 T.M. Kodak