

[木材学会誌 Vol. 52, No. 5, p. 312-319 (2006)]

## 合板張り軸組および筋かい入り軸組の水平せん断試験\*1

平嶋義彦\*2, 田原 賢\*3

## Racking Tests of Plywood Sheathed Frames and Braced Frames\*1

Yoshihiko HIRASHIMA\*2 and Masaru TAHARA\*3

Racking tests were conducted to clarify experimentally the structural performance of wooden frames sheathed with 9 mm-thick plywood and frames with braces 45 mm × 90 mm in cross section. In the plywood sheathed frames the only failure observed of the frames was by withdrawal of nails used for installation of the plywood. On the other hand, in the braced frames many sorts of failure were observed including brace buckling. The envelopes observed on load and shear deformation angle curves showed that the braced frames had lower values than the plywood sheathed frames for stiffness, maximum load, shear deformation angle at the maximum load, the load at eighty percent of the maximum load and deformation angle corresponding to it. The multipliers calculated from the test results were 2.84 and 1.91 for the plywood sheathed frame and the braced frame, respectively. The reference shear strengths for the plywood sheathed frame and the braced frame were determined by the load at the yield point and the load derived from the structural characteristic factor, respectively. The equivalent viscose damping factors were 0.139 and 0.104 for the plywood sheathed frame and the braced frame, respectively. The ratio of tensile to compressive force in the brace was 0.719.

*Keywords*: Racking test, plywood sheathed frame, braced frame.

9 mm 厚合板を張った軸組と断面45 mm × 90 mm の筋かいを挿入した軸組の水平せん断試験を行いそれぞれの持つ構造特性を実験的に明らかにした。破壊状況は合板張り軸組では合板を止めている釘の抜けただけが観察されたが、筋かい入り軸組では筋かいの座屈破壊をはじめとして多様なものが出現し複雑な状況を呈した。荷重-せん断変形角曲線の包絡線で剛性、最大荷重、最大荷重時変形角、最大荷重の80%相当点の荷重および変形角について比較するといずれも筋かい入り軸組が合板張り軸組よりも低い値を示すことが明らかになった。得られた倍率は合板張り軸組：2.84、筋かい入り軸組：1.91で、旧来の方法で算定したものに比べていずれも低い値であった。倍率算定に用いる基準せん断耐力は、合板張り軸組では降伏点荷重、筋かい入り軸組では構造特性係数に関連する因子により決定された。等価粘性減衰定数は合板張り軸組：0.139、筋かい入り軸組：0.104であった。引張筋かいが負担する力と圧縮筋かいが負担する力の比は0.719であった。

## 1. 緒 言

2000年の建築基準法改正を契機に、わが国の構造

設計はいわゆる性能を基盤とした設計に移行することとなった。このような設計で求められるのは、例えば耐力要素の水平力に対する性能で言えば、荷重

\*1 Received September 30, 2005; accepted April 12, 2006. 本報の一部は第52回日本木材学会大会（2002年4月、岐阜）において発表した。

\*2 名古屋大学大学院生命農学研究所 Graduate School of Bioagricultural Sciences, Nagoya University, Nagoya 464-8601

\*3 田原建築設計事務所 Tahara Architect Associates, Gose 639-2306

初期段階から終局に至るまでの復元力特性や履歴減衰特性などの情報であるが、これらは従来実験結果のとりまとめにおいてやや等閑視されてきたきらいがある。このような問題点を補うということもあって今般の基準法改正に伴い新たに耐力壁のせん断性能に関する試験法および評価法（以後新試験・評価法と呼ぶ）が制定された（例えば文献1）。これまで耐力壁の水平せん断試験は数多く行われてきているが（例えば文献2）、この新試験・評価法の制定以後はまだあまり時間が経っていないこともあって、これに従って行った実験と評価はまだ数が限られている（例えば文献3～6など）。またこれまで行われた実験は、試験体数が1～3体程度であり、具体的仕様の定まった軸組の力学的特性を、ばらつきを含めて定量的に評価するには十分な根拠を提供しているとはいいがたい。そこで本研究では、9mm厚合板を張った軸組と断面45mm×90mmの筋かいを挿入した軸組について、それぞれ8体ずつ水平せん断試験を行ってその結果を新試験・評価法および旧来の方法に従って評価・分析し、今後の研究や設計の参考となる情報を提供しようと考えた。

## 2. 試験方法

### 2.1 試験体

水平せん断試験に用いた試験体は、9mm厚合板張り軸組8体（以後P試験体、P1-P8という）および断面45mm×90mmの筋かい入り軸組8体（B試験体、B1-B8）の2種類合計16体である。柱、間柱

には断面寸法がそれぞれ105mm×105mmおよび45mm×105mmのスギ、土台および桁（以後横材という）には105mm×105mmのベイツガを用いた（Fig. 1）。軸組の仕口は両試験体とも大部分共通で、柱-横材はほぼ（75mm×35mm、長さ45mm）差し、間柱-横材は深さ5mmの溝欠きと2本のN90斜め打とし、さらに両脇の柱-桁は羽子板ボルト（日本住宅・木材技術センター認定金物SB-E）、柱-基礎はホールダウン金物（同S-HD15）を併用している。B試験体では、筋かい（断面45mm×90mm）にスギを用い、間柱を筋かいの厚さ分だけ切欠いて軸組に挿入し、端部は筋かいプレート（BP-2）で柱と横材に接合した。ここの接合は、柱および横材へスクリュー釘ZS50をそれぞれ5本、筋かいへ同じくZS50を7本と角根平頭ボルト（M12）1本としている。筋かいと間柱は3本のN75釘で接合している。B試験体ではこのほかに中間柱と土台の接合にかど金物（CP-T）を両面に、桁では筋かいプレートの反対側に併用している。P試験体では、構造用合板（日本農林規格1級、ラワン、厚さ9mm、905mm×2760mm）を使用し、N50釘を用いて間隔150mmで軸組に打ち付けた。使用した木材のうちベイツガは無節、スギは直径11mm以下の節が散在した状態であり、針葉樹の構造用製材の日本農林規格（JAS）の等級をあてはめればどちらの樹種の木材も1級に相当するものであった。これら木材の気乾密度はスギ328-457kg/m<sup>3</sup>（平均403kg/m<sup>3</sup>）、ベイツガ434-524kg/m<sup>3</sup>（平均482kg/m<sup>3</sup>）、含水率（電気抵抗式含水率

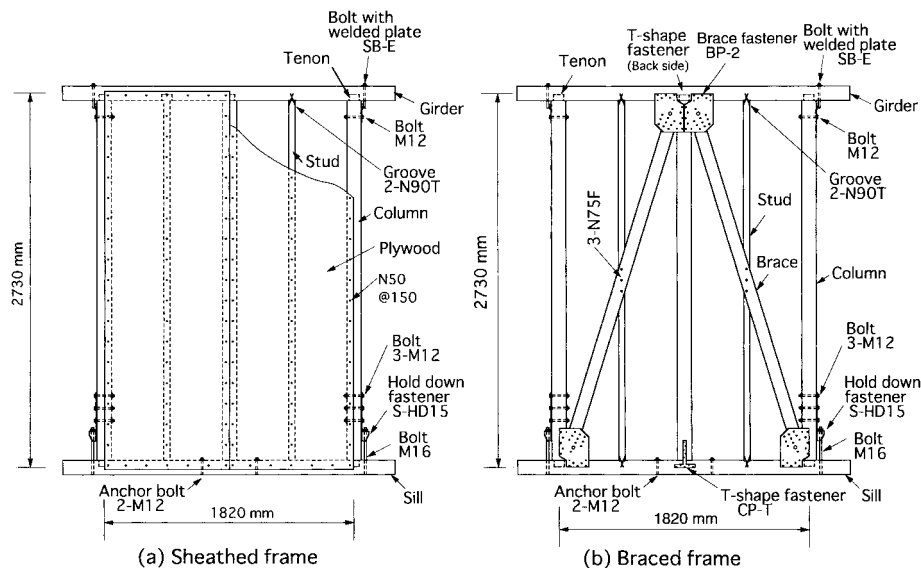


Fig. 1. Test specimens.

計で測定)は12.1-18.0% (平均14.1%)であった。

2.2 加力および測定方法

試験体は鋼製の加力用フレームにアンカーボルトおよびホールダウン金物を用いて緊結し, さらに土台両端部にストッパを設けて試験体の水平方向のすべりを防止した。桁の一端を加力フレームに固定されているアクチュエータ (島津製作所製構造物疲労試験機 EHF-JB10-20L, 容量静的荷重98 kN) にピンおよびローラーを介して連結した。加力は正負交番荷重で, 折返し点は試験体のせん断変形角が 1/200 rad, 1/120 rad, 1/60 rad, 1/30 rad, 1/15 rad となる 5 点とした。各折返し点の繰返し数は 3 回とした。試験体のせん断変形角が求められるように, 桁および土台付近の柱の水平方向変位と, 両脇柱の鉛直方向変位を測定した。このほかに P1-P4では, 各合板の対角線上に張ったピアノ線を対角線末端付近の合板に取付けた変位計 (4 個) に結び, 合板のせん断変形を測定した。B1-B4では筋かいの柱・横材へのめり込みを筋かい両端に取付けた変位計 (合計 4 個) で, 筋かいの圧縮・引張ひずみを筋かい中央部付近に貼ったワイヤストレンゲージ (4 枚) で測定した。荷重はアクチュエータ先端のロードセル (容量98 kN) で測定した。ロードセル, 変位計, ひずみゲージはスキニング式の多点デジタルひずみ測定装置 (日本電気三栄製7V14) に接続し一定時間間

隔 (0.5秒) でそれぞれの値を測定し, コンピュータに集録した。アクチュエータの変位速度は 2 mm/秒とした。筋かい入り軸組 B1-B4については水平せん断試験のあと, 筋かいからひずみゲージ貼付け部を中心として長さ180 mm の試験片を切出し, これを用いて圧縮試験を行った。

3. 試験結果と検討

3.1 荷重-せん断変形角曲線の形と試験体の破壊状況

荷重-せん断変形角曲線の例を Fig. 2 に示した。図中のせん断変形角は, 桁付近の柱の水平変位から土台付近の水平変位を差し引き, それを測定点間の距離で除したもので, いわゆる見かけのせん断変形角である。P 試験体においては, 荷重・せん断変形角曲線の形はどの試験体においてもほぼ同じであった。P 試験体の破壊状況はこれほどの試験体においても同じで, 合板を止めている釘が徐々に抜け出してくるというものであった。この釘の抜け出しは柱および横材のいずれにおいても生じていた。これとは対照的に B 試験体の破壊状況は複雑で, いくつかの種類のもが観察されている。これら破壊状況を試験体毎に Table 1 にまとめた。筋かいの座屈破壊 (Fig. 3(a)) は唐突に現れ, 荷重の急激な低下を引き起こしている。このことは Fig. 2 の試験体 B2 の

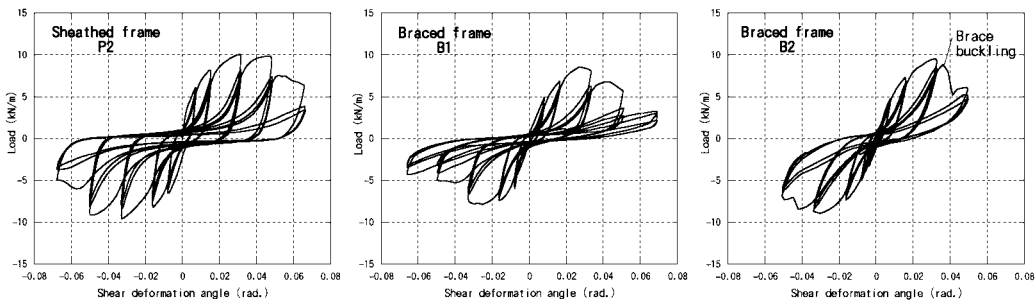


Fig. 2. Typical load and shear deformation angle curves.

Table 1. Failures in the test specimens with braced frames.

| Test specimen | Buckling failure of brace | Large deflection of brace by buckling | Split of girder | Withdrawal of nails from fastener | Failure at joint of brace end | Bending failure of stud | Separation of stud from joint |
|---------------|---------------------------|---------------------------------------|-----------------|-----------------------------------|-------------------------------|-------------------------|-------------------------------|
| B1            |                           |                                       | ○               | ○                                 |                               |                         |                               |
| B2            | ○                         |                                       | ○               | ○                                 | ○                             | ○                       |                               |
| B3            |                           |                                       |                 | ○                                 | ○                             |                         |                               |
| B4            | ○                         |                                       | ○               | ○                                 |                               | ○                       |                               |
| B5            |                           |                                       | ○               | ○                                 |                               |                         |                               |
| B6            |                           |                                       | ○               |                                   | ○                             |                         | ○                             |
| B7            |                           | ○                                     | ○               | ○                                 | ○                             |                         | ○                             |
| B8            |                           | ○                                     | ○               |                                   | ○                             |                         | ○                             |

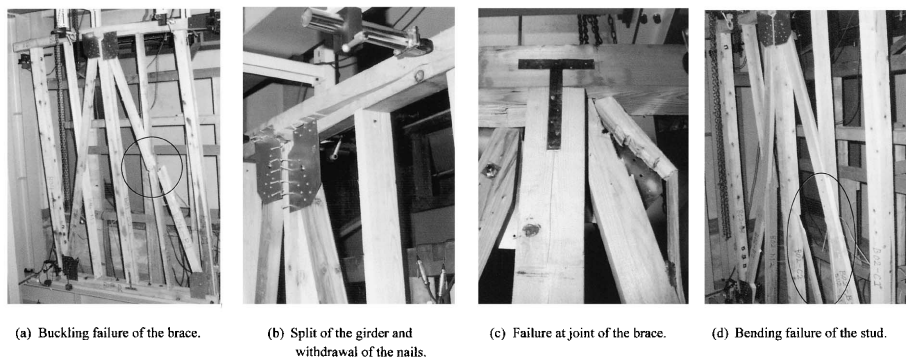


Fig. 3. Typical failures in the test specimens with braced frames.

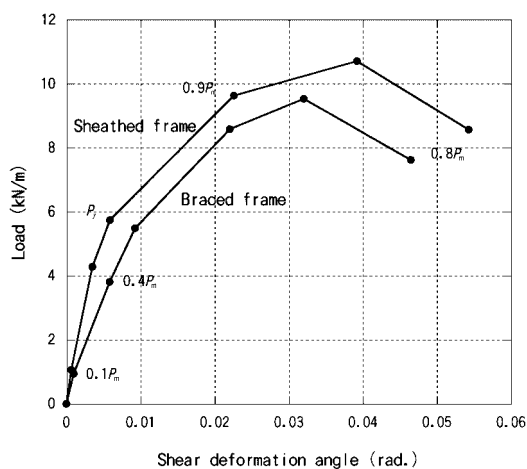


Fig. 4. Envelopes of the load and shear deformation angle curve.

図でよみとることができる。座屈破壊を起こした筋かいは、これに接合されている間柱を面外に引き出し、間柱にも曲げ破壊を起こしている (Fig. 3(d))。筋かいプレートの桁への止め付け部において、桁が引き裂かれるという破壊 (Fig. 3(b)) は、1 体を除いて全ての試験体に生じている。また筋かいプレートを止めている釘の抜けだし (Fig. 3(b)) も 2 体を除いて他の全ての試験体に現れている。筋かい端部の接合部において筋かいの一部分が座屈 (ローカルバックリング) を起こしているものも 5 体で観察された (Fig. 3(c))。またこれら以外に間柱が横材との接合部からはずれて面外に引き出されるというような状況も観察された。破壊形態と最大荷重および最大せん断変形角との間には特にこれといった傾向はみられなかった。なお木材中の節が破壊誘因に直接関係した兆候はみられなかった。包絡線は Fig. 4 にみられる 6 箇所目の点の荷重と変形角の平均値を求

め、これを線で結んだ折線で描いた。P 試験体の包絡線は、やや丸味を帯びた曲線で立ち上がり、変形角 0.04 (1/25) rad あたりでピークに達し、以後変形角の増大に伴って荷重は下がっていく様子を示している。一方 B 試験体では P 試験体に比べて剛性、最大荷重、最大荷重時変形角 (1/30 rad あたり)、最大荷重の 80% 相当点の荷重および変形角のすべてにおいて低い値を示している。

### 3.2 倍率

倍率は以前行われていた方法で算定したもの (以後旧倍率と呼ぶ) と新試験・評価法に従って算定したもの (新倍率) の双方について求めた。旧倍率は各試験体の包絡線から  $2/3P_m$  (以下記号の説明は Table 2, 3 参照),  $P_{0.57m}$ ,  $P_{1/120}$  それぞれの平均値を求め、そのうちの最小値を基準せん断耐力としてこれに  $3/4$  を乗じて許容せん断耐力とし、さらに基準とする耐力  $1.27 \text{ kN}$  (=  $130 \text{ kgf}$ ) で除して求めた。新倍率は  $2/3P_m$ ,  $P_y$ ,  $0.2P_u/D_s$ ,  $P_{1/120}$  を求め、その平均値および標準偏差から信頼度 75% の 50% 下側許容限界を計算してこれらのうちの最小値を基準せん断耐力とし、これに耐久性などに関わる耐力低減係数を乗じて許容せん断耐力を求め、さらに基準とする耐力  $1.96 \text{ kN}$  (=  $200 \text{ kgf}$ ) で除して求めた。本報では耐力低減係数をいずれも 1 としている。せん断試験から得られた最大荷重等を Table 2 に示した。また基準せん断耐力を求めるための各種耐力の平均値、変動係数、下側許容限界および倍率を Table 3 に示した。新倍率は P : 2.84, B : 1.91, 旧倍率は P3.61, B : 2.76 であった。新倍率の旧倍率に対する比は P : 0.79, B : 0.69 でいずれも新倍率が小さい値であった。ちなみにこの比の値を既往の値と比較してみると、P :  $0.92^{(1)}$ ,  $0.60^{(5)}$ , B :  $1.4^{(4)}$ ,  $0.59^{(5)}$  などとなっていて本報の値とはやや異なる結果となっている。これらの値は試験体数 1 の結果から導かれたも



Table 2. Results of racking tests.

| Test specimen  | Average or CV <sup>a)</sup> | $P_m^{a)}$ (kN/m) | $\gamma_m^{b)}$ ( $10^{-3}$ rad.) | $P_u^{c)}$ (kN/m) | $\gamma_u^{d)}$ ( $10^{-3}$ rad.) | $\mu^{e)}$ | $P_y^{f)}$ (kN/m) | $\gamma_y^{g)}$ ( $10^{-3}$ rad.) | $K^{h)}$ (kN/m/rad.) | $D_s^{i)}$ |
|----------------|-----------------------------|-------------------|-----------------------------------|-------------------|-----------------------------------|------------|-------------------|-----------------------------------|----------------------|------------|
| Sheathed frame | Average                     | 10.70             | 39.2                              | 9.63              | 55.3                              | 5.61       | 5.74              | 5.91                              | 979                  | 0.314      |
|                | CV                          | 0.096             | 0.220                             | 0.108             | 0.108                             | 0.100      | 0.117             | 0.112                             | 0.146                | 0.055      |
| Braced frame   | Average                     | 9.53              | 32.0                              | 8.35              | 46.5                              | 3.13       | 5.48              | 9.26                              | 562                  | 0.438      |
|                | CV                          | 0.057             | 0.183                             | 0.062             | 0.062                             | 0.104      | 0.076             | 0.158                             | 0.051                | 0.064      |

<sup>a)</sup>: Maximum load. <sup>b)</sup>: Shear deformation angle at  $P_m$ . <sup>c)</sup>: Ultimate load of bi-linear model for shear deformation angle curve.

<sup>d)</sup>: Ultimate shear deformation angle of bi-linear model. <sup>e)</sup>: Ductility factor. <sup>f)</sup>: Load at yield point.

<sup>g)</sup>: Shear deformation angle at yield point. <sup>h)</sup>: Initial stiffness. <sup>i)</sup>: Structural characteristic factor. <sup>j)</sup>: Coefficient of variation.

Table 3. Loads for derivation of the reference shear strengths and multipliers.

| Test specimen | $Av., CV$ or $TL^{a)}$ | $P_y$ (kN/m) | $0.2P_u/D_s$ (kN/m) | $2/3P_m$ (kN/m) | $P_{1/120}^{b)}$ (kN/m) | $P_{0.5\gamma_m}^{c)}$ (kN/m) | Multiplier derived from |            |
|---------------|------------------------|--------------|---------------------|-----------------|-------------------------|-------------------------------|-------------------------|------------|
|               |                        |              |                     |                 |                         |                               | new method              | old method |
| P             | Average                | 5.74         | 6.13                | 7.13            | 6.13                    | 8.26                          | 2.84                    | 3.61       |
|               | CV                     | 0.117        | 0.095               | 0.096           | 0.104                   | 0.163                         |                         |            |
|               | TL                     | 5.57         | 5.99                | 6.96            | 5.97                    | 7.92                          |                         |            |
| B             | Average                | 5.48         | 3.82                | 6.35            | 4.69                    | 7.21                          | 1.91                    | 2.76       |
|               | CV                     | 0.076        | 0.072               | 0.057           | 0.04                    | 0.091                         |                         |            |
|               | TL                     | 5.38         | 3.75                | 6.26            | 4.65                    | 7.05                          |                         |            |

<sup>a)</sup>: 50% lower tolerance limit with 75% confidence.

<sup>b)</sup>: Load corresponding to the shear deformation angle of 1/120 radian.

<sup>c)</sup>: Load corresponding to half of the shear deformation angle at  $P_m$ .

のであり、ここでは参考にとどめておく。

### 3.3 基準せん断耐力

新評価法によるP試験体の基準せん断耐力はがこれに相当した (Table 3 参照)。これは  $P_y$  のほうが  $P_{1/120}$  より低い値であったことを意味しているが、一方B試験体ではこの関係は逆転して  $P_{1/120}$  のほうが低い値を示している。このことは包絡線の形に由来し、前述したようにP試験体の包絡線はやや丸味を帯びた曲線で立ち上がっているために  $P_y$  が相対的に低い値となったものと考えられる。B試験体では、旧倍率は  $P_{1/120}$  により算定されるのに対し、新倍率は  $0.2P_u/D_s$  により算定された。構造特性係数  $D_s$  は木造では減衰定数を一律5%として  $1/\sqrt{2\mu-1}$  ( $\mu$ : 塑性率) で計算され、振動減衰性と靱性に応じて建物の必要保有水平耐力を低減する係数である。終局耐力  $P_u$  を  $D_s/0.2$  (0.2は倍率を用いる設計における標準せん断力係数) で除して低減するという新たに導入された考えは、保有水平耐力設計に準じたもので、耐力壁に必要な靱性を要求しているものである。塑性率  $\mu$  を Table 2 でみると、P試験体5.61、B試験体3.13となっており、両者に差があることがわかる。これから計算される  $D_s$  はP試験体0.314、B試験体0.438となっていて、B試験体はP試験体に比べて靱性が低いということを示している。ちな

みに筋かいの座屈破壊を起こしたB2とB4の  $D_s$  はそれぞれ0.477、0.472で他のB試験体より大きな値であった。新倍率は旧倍率よりも小さい値であることは前述したが、基準とする耐力の違いに加えてP試験体では新たに導入された耐力  $P_y$  により、B試験体では靱性に関連する  $0.2P_u/D_s$  により新倍率が決定されたこともその理由の一つとなっている。

基準せん断耐力に対する最大耐力  $P_m$  の比はP試験体1.92、B試験体2.49であった。基準せん断耐力に対応するせん断変形角の値はP試験体  $5.91 \times 10^{-3}$  (1/169) rad、B試験体  $6.09 \times 10^{-3}$  (1/164) radで両者近い値を示し、これは1/120に対して28%ほど小さい値であった。

### 3.4 等価粘性減衰定数

終局せん断変形角  $\gamma_u$  以内の範囲において、繰り返し荷重第1回目について等価粘性減衰定数を求めた。これと履歴曲線のピークの変形角とがどのような関係にあるかをみると、全体的にP、B試験体ともに変形角の増大に伴い等価粘性減衰定数は漸減する傾向を示していたが相関係数は有意ではなかった。等価粘性減衰定数の平均値はP試験体0.139 (CV: 0.174, サンプル数  $n=32$ )、B試験体0.104 (CV: 0.149,  $n=32$ ) であった。

繰り返し荷重第2回目および3回目の履歴曲線で

求めた等価粘性減衰定数の値は第1回目の値より小さい値であった。それぞれの第1回目の値に対する比は、P試験体、B試験体ともほぼ同じ値で、2回目0.75、3回目0.68であった (CV: 0.15~0.16,  $n=23\sim 29$ )。この比の値とせん断変形角との関係にはこれといった傾向は見いだされなかった。

### 3.5 せん断変形角間の関係

これまでは見かけのせん断変形角 (以後  $\gamma_1$ ) だけを用いていたが、ここで回転角 (試験体両端の浮き上がり量と沈み込み量をたし測定点間隔で除したものを、 $\gamma_2$ ) および合板のせん断変形による変形角 ( $\gamma_3$ ) それぞれの関係について検討する。 $\gamma_1$  から  $\gamma_2$  を引いたものは試験体の実際のせん断変形角と考えられるのでこれを実せん断変形角と呼ぶ ( $\gamma_3$ )。  $\gamma_3$  は  $\gamma_2$  と合板をとめている釘接合部のずれに起因する変形の和である<sup>7)</sup>。本試験における最大荷重の最大値を合板のせん断応力度に換算すると  $1.5 \text{ N/mm}^2$  で、これは構造用合板の短期せん断許容応力度<sup>8)</sup>  $2.4\sim 2.85 \text{ N/mm}^2$  に比べて十分小さい値であり、せん断応力に対して合板は弾性限度内にあったことが推測される。実せん断変形角は見かけのせん断変形角に対して初期変形の段階では60~80%を占めているが、変形の増大に伴って徐々に増大し、最大荷重の段階では90%以上となっている。この実せん断変形角に占める合板のせん断変形角の割合は、初期段階では20%程度であるが、変形の増大に伴って徐々に減少し、最大荷重の段階では5%以下となっている。このことは試験体変形の増大に伴って合板を止めている釘接合部のずれが増大していくことを示唆している。

### 3.6 引張筋かいおよび圧縮筋かいが負担する力

筋かいから切り出した短柱試験片の圧縮試験から、8体の平均値としてヤング係数  $8.3 \text{ kN/mm}^2$ 、圧縮強さ  $38.4 \text{ N/mm}^2$  が得られた。試験体中の2本の筋かいは一方が引張力を負担し (引張筋かい) 他方は圧縮力を負担 (圧縮筋かい) することになるが、それぞれ負担する力の大きさは接合部を含めた筋かい全体の軸方向剛性によって定まる。ちなみに今回の実験では、 $P_m$  時の接合部の軸方向変位の値で最大のもは接合部1箇所です約30 mm、筋かい自体の変形 (伸びまたは縮み) は約3.5 mm で圧倒的に接合部変位が大きかったことを示している。一つの試験体において圧縮筋かいと引張筋かいそれぞれが負担する力を直交座標上にプロットした例を Fig. 5 に示した。ここで正の力は引張力を、負の力は圧縮力を表す。試験体に相対して筋かいを左側、右側と区別すると、第2象限のデータは左側筋かいが引張力を

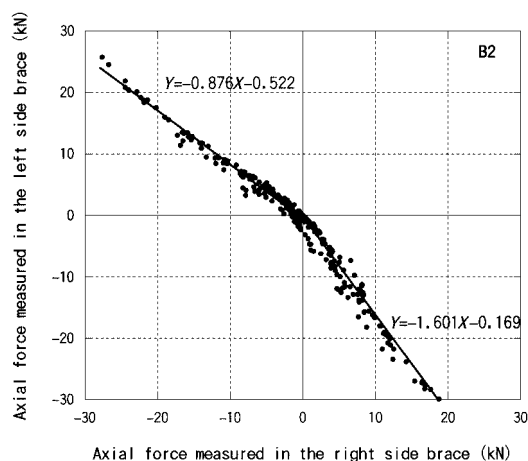


Fig. 5. Relationship between the axial forces measured in the right and left side braces.

負担し、右側筋かいが圧縮力を負担している状態が得られたものとなる。第2象限に落ちたデータにあてはめた回帰直線の傾きの絶対値0.876は、引張筋かいが負担する引張力の圧縮筋かいが負担する圧縮力に対する比を表すことになる。また第4象限においては直線の傾きの逆数の絶対値0.625が同じく引張力の圧縮力に対する比を表すことになる。8本の筋かいでこの値は0.511~0.901、平均0.719であった。これはまた引張筋かいの圧縮筋かいに対する軸方向剛性の比でもある。モデルを使った解析<sup>9)</sup> でこの比の値をみると、具体的数値は示されていないが表示された図より読みとった値では0.64程度であった。

### 3.7 筋かいの座屈

筋かいの座屈長さを筋かい端部から間柱までの距離にとると細長比は104程度となる。軸組のせん断試験でそれぞれの筋かいに生じた最大圧縮応力度の圧縮強さに対する比は、0.14~0.29、平均0.23であった。これと細長比の値とを考慮すると、筋かいが座屈を起こすとすればそれは弾性座屈 (オイラー座屈) であると考えられる。両端をピン支持としてオイラー座屈と考えた場合の座屈荷重と、正負交番荷重によって左右それぞれの筋かいに実際に生じた最大の圧縮力および最大圧縮力/座屈荷重を Table 4 にまとめた。最大圧縮力/座屈荷重が1以上であるケースが多く存在している理由は、筋かいプレートによる接合がピン支持ではなく、ピンと固定の中間にある半固定ではないかと考えられる。最大圧縮力/座屈荷重が1未満のケースも存在するが、これは筋かいの座屈荷重に達する前に他の要因で破壊が生じたこ

Table 4. Comparisons of the calculated buckling force and the maximum compressive force measured in the brace.

| Test specimen | Brace           | A <sup>a)</sup> | B <sup>b)</sup> | B/A  |
|---------------|-----------------|-----------------|-----------------|------|
| B1            | R <sup>c)</sup> | 22.3            | 31.9            | 1.43 |
|               | L <sup>d)</sup> | 27.4            | 23.2            | 0.85 |
| B2            | R               | 32.7            | 24.7            | 0.75 |
|               | L               | 34.0            | 29.3            | 0.86 |
| B3            | R               | 31.1            | 34.8            | 1.12 |
|               | L               | 33.5            | 39.7            | 1.18 |
| B4            | R               | 30.5            | 33.7            | 1.10 |
|               | L               | 38.2            | 45.6            | 1.19 |

a) Calculated buckling force (kN).

b) Maximum compressive force measured in the brace (kN).

c) Brace installed at right side of the frame.

d) Brace installed at left side of the frame.

とを意味している。しかし B2-R については座屈破壊が生じていてしかも最大圧縮力は予想座屈荷重よりもかなり小さい値である。この理由として、筋かい中央部における間柱との接合部において、何らかの支持条件の変化が起きたということを挙げるができるかもしれない。接合部の釘の抜けだしや間柱の面外へのはらみだしなどは支持条件の変化となりこれらは座屈荷重の低下につながる。座屈長を筋かい全長に拡大し、間柱との接合部をバネ固定に置換したモデルで検討した研究があるが<sup>10)</sup>、本報では間柱の面外曲げのほかに、間柱と筋かいの接合部における釘の抜け出しすなわち間柱と筋かいの分離も起きていて、このモデルを適用するにはいたらなかった。この点は今後の研究にまつことにする。

#### 4. 結 言

合板張り軸組および筋かい入り軸組の水平せん断試験結果は次のようにまとめられる。

- 1) 合板張り軸組の破壊は、合板を止めている釘の抜けだしであった。
- 2) 筋かい入り軸組の破壊は、筋かいの座屈破壊のほかに多様なものが出現し、複雑な状況を呈した。
- 3) 合板張り軸組の倍率は、新倍率2.84, 旧倍率3.61, 新旧倍率の比0.79, 筋かい入り軸組は新倍率1.91, 旧倍率2.76, 新旧倍率の比0.69であった。
- 4) 新評価法による基準せん断耐力は、合板張り軸組では  $P_s$ , 筋かい入り軸組では  $0.2P_{\parallel}D_s$  によって決定された。
- 5) 最大荷重の基準せん断耐力に対する比は、合板張り軸組1.92, 筋かい入り軸組2.49であった。
- 6) 基準せん断耐力に対応するせん断変形角は、合

板張り軸組1/169 rad, 筋かい入り軸組 1/164 rad であった。

- 7) 繰り返し荷重第 1 回目について求めた等価粘性減衰定数は、合板張り軸組0.139, 筋かい入り軸組0.104であった。
- 8) 実せん断変形角は見かけのせん断変形角に対して初期変形の段階では60-80%を占めているが、変形の増大に伴って徐々に増大し、最大荷重の段階では90%以上となった。この実せん断変形角に占める合板のせん断変形角の割合は、初期段階では20%程度であるが、変形の増大に伴って徐々に減少し、最大荷重の段階では5%以下となった。
- 9) 引張筋かいが負担する力と圧縮筋かいが負担する力の比は、平均0.719であった。

新試験・評価法により耐力壁には靱性が求められることになり、合板張り軸組と筋かい入り軸組を比較した場合、筋かい入り軸組の靱性が低いこと、それにつれて倍率も低く評価されることが明らかになった。また減衰性も筋かい入り軸組のほうが低いことが実験で示された。合板張り軸組は合板周辺に48本の釘が打たれ、これらが協働してせん断力に抵抗する仕組みになっているが、筋かい入り軸組では筋かいだけで抵抗し筋かいに大きな応力を発生させる。また筋かいは木材の弱点である横方向引張応力をその接合部に引き起こす。力の分散という観点からすると対極に位置する合板張り軸組と筋かい入り軸組は今回の実験から耐力、靱性、減衰性などの特性値にその差が現れているが、破壊性状もまたその特徴を反映している。一般に構造要素の耐力を予測するためにはその破壊がどこにどのように起こるかを予測する必要がある。筋かい入り軸組は本実験でも明らかになったように、極めて複雑な破壊性状を呈し、その予測には多くの困難が伴うと思われる。筋かい入り軸組を構造要素として使う際は、以上述べてきたような問題点をよく認識することが必要であり、またこのような問題点の早急な解決をめざす研究が求められている。

#### 文 献

- 1) 日本建築センター：ビルディングレター 443号, 27-32 (2003).
- 2) 平嶋義彦, 金谷紀行, 畑山熾男, 神谷文夫：木材学会誌 27(12), 845-854 (1981).
- 3) 杉本健一, 三井信宏, 神谷文夫：日本建築学会大会学術講演梗概集, 319-320 (2001).

- 4) 前川秀幸, 渋谷 泉: 日本建築学会大会学術講演梗概集, 179-180 (2002).
- 5) 北尾聡子, 小坂郁夫, 中村 武: 構造工学論文集 Vol. 48B, 65-72 (2002).
- 6) 桑原慎治, 笹川 明, 五十田博, 森 拓郎, 落岩 広一, 神戸 渡: 日本建築学会大会学術講演梗概集, 185-186 (2002).
- 7) Hirashima, Y.; *Mokuzai Gakkaishi* **27** (2), 141-143 (1981).
- 8) “木質構造設計規準・同解説－許容応力度・許容耐力設計法－”, 日本建築学会, 東京, 2002, pp. 349-350.
- 9) 神戸 渡, 笹川 明, 五十田博, 田守伸一郎, 森 拓郎, 落岩 広一, 桑原慎治: 日本建築学会大会学術講演梗概集 187-188 (2002).
- 10) 成田敏基, 槌本敬大, 安藤直人: 日本建築学会大会学術講演梗概集, 291-292 (2001).