

# 鋼棒緊結木造フレームに固定された杉板パネルの 変形性能

二重杉板パネル構法による木造耐力壁の水平加力試験

中園真人 (感性デザイン工学科) 富士尚俊 ((株)異設計コンサルタント)

盆子原和也 (感性デザイン工学専攻) 廣島希 (感性デザイン工学専攻)

稲井栄一 (感性デザイン工学科)

## Bearing Performance of Cedar Board Panel Fixed by Steel Joint Wooden Frame Horizontal Loading Test of Wooden Bearing Wall of Double Board Panel

Mahito NAKAZONO (Professor, Department of Perceptual Sciences and Design Engineering)

Naotoshi FUJI (Tatsumi Design Consultant .Co.Ltd)

Kazuya BONKOBARA (Graduate School of Perceptual Science and Design Engineering)

Nozomu HIROSHIMA (Graduate School of Perceptual Science and Design Engineering)

Eiichi INAI (Assoc. Professor, Department of Perceptual Sciences and Design Engineering)

Wall magnification of wooden shear wall constituted wood siding board is 0.6 times, and it is difficult to build house as a bearing wall. This research that is based on the previous experiment result, come out bearing force by differ from board width, come out advantage of through-bolt that get ready rarely large earthquake. Horizontal loading test has conducted with three test specimen which use through-bolt and differ from board width. As a result, initial stiffness of test specimen with high board has indicated high value, and wall magnification also has indicated twice or more value compared with the notification,

**Key Words:** *Double cedar board panel, Horizontal loading test, Wall magnification*

### 1. 序論

既往の落し込み板壁の水平加力試験結果<sup>文1)</sup>によれば、落し込み板壁の剛性、耐力はダボによる効果が大い点明らかにされている。

そこで、落し込み板を二重にしてダボの本数を増やすことにより、耐力・剛性の向上を図る目的で、半間幅の落し込み板壁の実験を行った<sup>文2)</sup>。その結果、落し込み板壁のダボの断面寸法が大きく本数が多いほど剛性、耐力は上がることが明らかとなり、スギ材の特性を活かした強くて粘りのある耐力壁として有効な工法であることが確認でき

た。しかし、落し込み二重板壁の柱脚部接合部に伝統工法による仕口を用いた場合、壁自体よりも柱脚部などの仕口部分が先行破壊し、柱脚部の柱の引き抜けにより耐力や剛性が決定されるため、引き抜け防止対策と板壁面内の耐力性能の評価については検討課題として残されている。

本論では、落し込み二重板壁の柱脚部接合部の仕口部分の先行破壊を抑制するため、試験体の軸組部(梁・土台)と実験装置の土台間に通しボルトを配し、また木造軸組構法住宅における耐力壁として用いる際の施工性の向上・コストダウンを図るため、板を工場でパネル化し軸組にはめ込む

Table.1 Specification List of Test Specimen

名称	板幅 (mm)	板厚 (mm)	板の 枚数	ダボ			込柱	間柱
				断面寸法 (mm ×	長さ (mm)	本数	断面寸法 (mm ×	寸法 (mm ×
No.0	-	-	-	-	-	-	18 × 18	120 × 60
No.1	135	30	32	15 × 45	90	8	18 × 18	120 × 60
No.2	190	30	24	15 × 45	120	8	18 × 18	120 × 60
No.3	225	30	20	15 × 45	120	8	18 × 18	120 × 60

Table.2 Component of Test Specimen

名称	材種	ヤング係数 ( $\times 10^3 \text{kN/mm}^2$ )	比重
柱	スギ(赤身)	10.1	0.40
土台	スギ(赤身)	8.6	0.43
梁	ベイマツ	12.5	0.54
壁板(135mm)	スギ(赤身)	8.3	0.58
壁板(190mm)	スギ(赤身)	4.8	0.52
壁板(225mm)	スギ(白身)	7.1	0.44

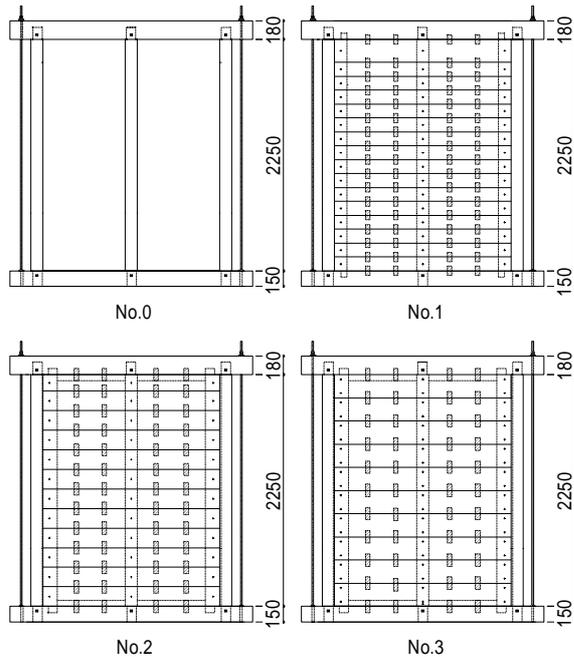


Fig.1 Elevation of Each Test Specimen

試験体を作製した。この仕様のもと、国土交通省の定める仕様規定<sup>文3)</sup>に合わせた一間幅の試験体の面内水平加力試験を行い、二重板パネルによる木造耐力壁としての耐力、剛性を明らかにすることを目的とする。

## 2. 二重杉板パネルの水平加力試験

### 2-1. 試験体

Table.1 に各試験体の仕様、Table.2 に各部材の概要、Fig.1 に各試験体の立面図を示す。試験体は半間の位置に間柱(120mm × 60mm のスギ)を入れた軸組のみの試験体 No.0、壁板の成がそれぞれ 135 mm、190 mm、225 mm と異なる試験体 No.1 ~ No.3 の計 4 体である。なお、いずれの試験体も幅 2340 mm、高さ 2580 mm で、柱間、横架材間は芯々でそれぞれ 1820 mm、2415 mm である。軸組部は、土台は 120 mm × 150 mm のスギ、梁は 120 mm × 180 mm のベイマツを用いた。またスギ板は、30 mm × 1700 mm を

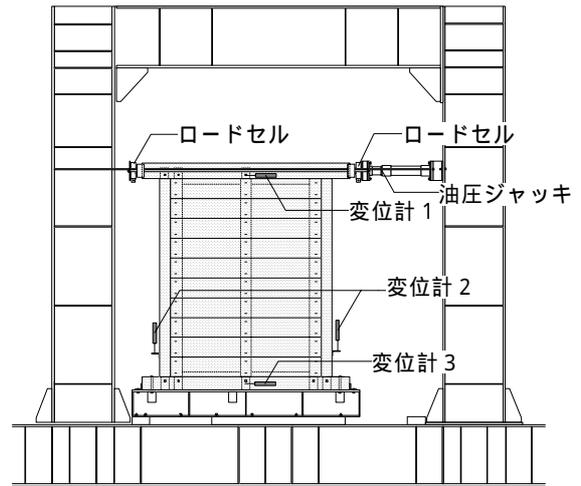


Fig.2 Experiment Equipment

用い、これに製作工場の機械でダボ穴を開けスギ板間にダボを打ち込み、あらかじめパネル化し、これを軸組に差し込み製作した。

### 2-2. 実験装置

Fig.2 に実験装置を示す。二重落し込み板壁の既往の実験<sup>文2)</sup>では、柱脚部仕口部が板壁よりも先に破壊したため、板壁面内の耐力性能の評価が難しくなっている。本実験は、試験体軸組部(梁・土台)と反力フレームに取り付けた装置土台を通しボルトで拘束し、柱頭・柱脚部仕口部の破壊を抑制し、面内水平加力試験を行い、加力部は、反力フレームに取り付けた PC 鋼棒を介して油圧ジャッキ、ロードセルを固定した。

### 2-3. 実験方法

本実験は以下の方法で行った<sup>文3)</sup>。加力方法は正負交番漸増繰返し加力とし、繰返し履歴は真のせん断変形角<sup>注)</sup>/600、1/450、1/300、1/200、1/150、1/100、1/75、1/50 rad の正負変形時に行う。繰返し加力は履歴の同一変形段階で 3 回の繰返し加力を行う。加力荷重が通しボルト

の短期許容引張耐力を超える、最大荷重に達した後、最大荷重の 80%の荷重に低下する、または試験体の真の変形角が 1/15rad 以上に達するまで加力する。なお、真の変形角が 1/15rad を超えても最大荷重の 80%まで荷重が低下しない場合には、真の変形角 1/15rad を終局変形角とし、その時の荷重を最大荷重として扱う。

### 3. 実験結果

#### 3-1. 荷重 真のせん断変形角

Fig.3 に各試験体の荷重と真のせん断変形角の関係を示す。No.0 は 1/15rad. に達しても荷重は一定の上昇を見せるが、0.54kN(1/15rad.時)と他の試験体と比べて極めて低い。また、No.2、No.3 は変形角 1/150rad.前後から再び荷重の伸びが大きくなり、最大荷重が同程度の値(No.2 : 19.6kN、No.3:20.9kN)を示したが、No.1 は変形角 1/100rad.を越えたところから再び荷重の伸びが大きくなり、最大荷重 15.8kN で No.2、No.3 と比べて 3/4 程度であった。

#### 3-2. 破壊性状

Photo に各試験体の終局変形角時における柱脚部の变形状況を示す。通しボルトにより柱頭・柱脚部仕口部の破壊を抑制したので、柱頭・柱脚部仕口部よりも、加力側壁板パネル下端部は土台から、また加力側反対の壁板パネル上端部は梁からの壁板の浮き上がり量が大きくなっているが、浮き上がりが生じ始めたのは 1/100rad.付近であり、いずれの試験体も壁板及びダボの破壊は見られなかった。壁板パネルを間柱に留めたビスは一部に変形やせん断破壊が生じた。1 と 3 は変形角 1/50rad. から 1/30rad.の間で、引張り側の通しボルトがせん断破壊した。

#### 3-3. 剛性

Fig.4 に割線剛性と各変形角の関係を示す。最も高い初期変形時の剛性を示したのは、板成が大きい 3 の 2240.3(kN/rad.)で、最大耐力の値に近い No.2 の 382.2(kN/rad.)の約 5.8 倍を示した。No.0 を除く試験体は、いずれも変形が進むにつれ剛性は低下し、2 と 3 は 1/150rad、1 は 1/75rad から再び上昇し始め、1 と 3 は通しボルトがせん断破壊するまで、2 は荷重が通しボ

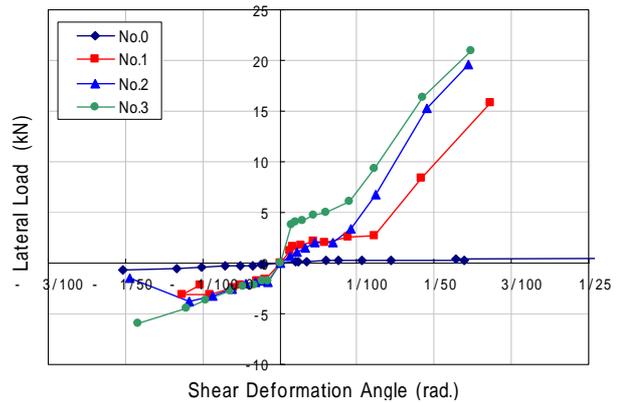


Fig.3 Load Displacement Skeleton Curb

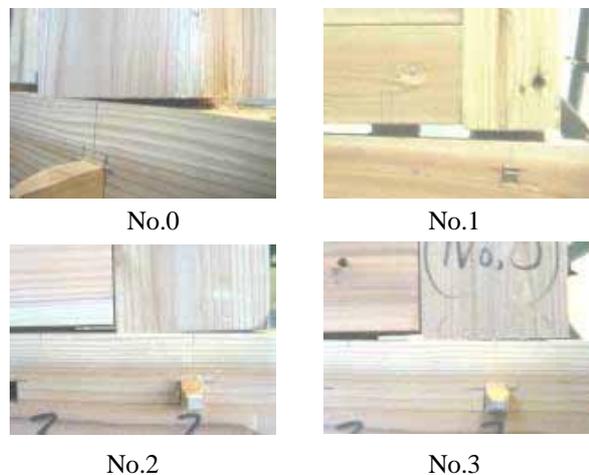


Photo. Pedestal Situation at Time of Destruction

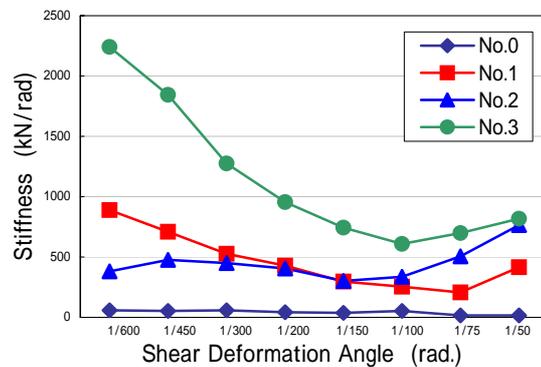


Fig.4 Stiffness Displacement Relationship

ルトの短期許容引張耐力に達するまで、剛性は上昇していた。

### 4. 二重落し込み板パネルの解析

#### 4-1. 水平荷重 - せん断変形角モデル

壁板パネルを用いた試験体の実験結果から、水平荷重 - せん断変形角の解析モデルを作成し、実験結果と比較する。

落し込み板壁の剛性・耐力の発現メカニズムおよび設計式に関しては、稲山正弘氏により、落し込み板壁の面内せん断変形角は、以下の6つの要因から生じているとしている<sup>文4)</sup>。

R 真のせん断変形角

- = 板と軸材間のすき間による初期すべり変形角
- + 板相互のずれ(ダボと摩擦で抵抗)による変形角
- + 板のせん断変形角
- + 板の圧縮筋かいゾーンの縮みによる変形角
- + 板端部の柱へのめり込みによる変形角
- + 板端部の横架材へのめり込みによる変形角

また、落し込み板壁の面内せん断耐力が降伏に至る降伏点は以下の要因で決まるとされている。

$P_y = \min[$  ダボが降伏するときの耐力、板の圧縮筋かいゾーンの上下端部領域が全塑性圧縮に達するときの耐力]

つまり落し込み板壁は板と横架材の内側にはめ込まれた板壁が圧縮筋かいの様に抵抗する耐力壁である。変形初期は板壁と柱及び上部横架材との隙間にスリップ変形が生じ、内法の対角部分が軸組部に当たると圧縮筋かいとして利き始める。さらに板全体が圧縮筋かいとして作用する場合のせん断変形角は、上記 と の成分が全体の9割を占め、 、 の成分による変形角は全体の1割以下のため、無視して扱っても剛性評価にさほど影響はないとされる。

以上の要素に加え、本実験の二重落し込み板パネルでは以下の2点を考慮する必要がある。

(1)板相互のずれにおいてパネル化によるビスの抵抗も考慮する必要があり、ビスによるせん断剛性を各抵抗要素の剛性算定式に加える。また、各抵抗要素の剛性は、壁板1段当りの抵抗要素が2倍に増加するため、各抵抗要素の剛性を2倍して算定した。

(2)落し込み板壁は変形が進むにつれ、各変形段階において抵抗し始める各抵抗要素が異なる。初期クリアランス変形角時においてはダボとビスで抵抗していると考えられる。実験結果の1/150付近での剛性の上昇は、ビスの降伏に伴い板相互のずれが生じ始め、軸部に接する面積が広がったために起こったものと仮定し、それに伴い板のせん断剛性、および柱・横架材へのめり込み剛性が高まったと考えられる。しかし、いずれの試験体もグラフに明瞭な降伏点はなく、パネル自体の降伏耐力は非常に高いと仮定する。

以上の変形メカニズムを仮定し、Fig.5 に二重落し込み板パネルの水平荷重 - せん断変形角モデル、剛性・耐力の算定式を示す。

二重落し込み板パネルの剛性・耐力の算定理論式

1)各抵抗要素の剛性算定式

- ・ダボによるせん断剛性 ( $kN/rad$ )
- $K1 = 2 \cdot a \cdot nd \cdot kd \dots \dots \dots (1)$
- ・板のせん断剛性 ( $kN/rad$ )
- $K2 = 2 \cdot G \cdot L \cdot t \dots \dots \dots (2)$
- ・板の圧縮筋かい剛性 ( $kN/rad$ )
- $K3 = \frac{2 \cdot E \cdot L \cdot t}{2 \log(\cos \theta) + 1 / \cos^2 \theta} \dots \dots \dots (3)$
- ・板木口の柱へのめり込み剛性 ( $kN/rad$ )
- $K4 = \frac{2 \cdot a \cdot H \cdot C_{yc} \cdot E_{\perp} b}{4dc} \dots \dots \dots (4)$
- ・板木口の横架材へのめり込み剛性 ( $kN/rad$ )
- $K5 = \frac{2 \cdot L^3 \cdot t \cdot C_{yb} \cdot E_{\perp} b}{15H \cdot db} \dots \dots \dots (5)$

これにビスの抵抗を考慮し、ビスのせん断剛性  $K6$  を加える。

- ・ビスによるせん断剛性 ( $kN/rad$ )
- $K6 = 2 \cdot \dots \cdot mn \cdot kn \dots \dots \dots (6)$

2)各変形段階における壁の剛性

- ・第1剛性  $K_0$  (クリアランスによる初期変形終了まで)
- $K_0 = 1 / \left( \frac{1}{K1} + \frac{1}{K6} \right) \dots \dots \dots (7)$
- ・第2剛性  $K$  (ビスの降伏変形終了まで)
- $K = 1 / \left( \frac{1}{K1} + \frac{1}{K2} + \frac{1}{K3} + \frac{1}{K4} + \frac{1}{K5} + \frac{1}{K6} \right) \dots \dots \dots (8)$
- ・第3剛性  $K'$  (壁パネルの降伏変形終了まで)
- $K' = 1 / \left( \frac{1}{K1} + \frac{1}{K2} + \frac{1}{K3} + \frac{1}{K4} + \frac{1}{K5} \right) \dots \dots \dots (9)$

3)降伏耐力

- ・ダボのせん断で決まる耐力
- $P_{yd} = 2 \times nd \cdot P_{yd} \cdot \left( 1 + \mu \cdot \frac{H}{L} \right) \dots \dots \dots (10)$
- ・対角長さの5%端部領域が全塑性圧縮に至るときの耐力
- $P_{ya} = \frac{2 \times 0.05 \times H \cdot t \cdot F}{\sin^2 \theta} \dots \dots \dots (11)$

これに、ビスのせん断で決まる耐力  $P_{yn}$  を加え、 $P_{yd}, P_{ya}$  及び  $P_{yn}$  の最小値を降伏耐力  $P_y$  とする。

- ・ビスのせん断で決まる耐力
- $P_{yn} = \frac{P_{yn} \cdot a \cdot kd}{\dots \cdot kn} \dots \dots \dots (12)$
- ・降伏時の変形角  $R_y$
- $R_y = \frac{(P_y - P_0)}{K} + R_0 \dots \dots \dots (13)$
- ・1/150 rad 時の耐力  $P_{150}$
- 1/150 <  $R_y$  の場合  $P_{150} = K(1/150 - R_0) + P_0 \dots \dots \dots (14)$
- 1/150 >  $R_y$  の場合  $P_{150} = K'(1/150 - R_y) + P_y \dots \dots \dots (15)$
- ・許容耐力  $P_a = \min(P_{150}, P_y) \dots \dots \dots (16)$

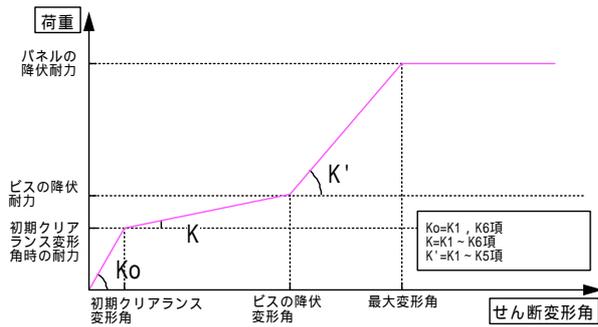


Fig.5 Load Displacement Relationship Analysis Model

Table.3 Calculation Result of Strength and Stiffness

	No.1	No.2	No.3
K1(kN/rad)	5618.67	5230.68	8311.25
K2(kN/rad)	56477.40	32548.20	48174.60
K3(kN/rad)	1481.59	853.89	1263.69
K4(kN/rad)	14889.02	20954.92	24815.04
K5(kN/rad)	20784.29	20784.29	20784.29
K6(kN/rad)	577.20	562.40	999.00
Ko(kN/rad)	523.43	507.80	891.81
K(kN/rad)	367.86	306.10	494.60
K'(kN/rad)	1014.29	671.66	979.60
Po(kN)	0.46	0.45	1.58
Pyd(kN)	34.29	45.72	45.72
Pyn(kN)	3.89	2.57	3.45
Pya(kN)	34.24	34.24	34.24
Py(kN)	3.89	2.57	3.45
P150(kN)	2.66	2.27	6.25
Pmax(kN)	34.24	34.24	34.24
Pa(kN)	2.66	2.27	3.45
P150(kN)(実)	2.21	2.02	4.97
壁倍率(計)	0.75	0.64	1.75
壁倍率(実)	0.62	0.57	1.39

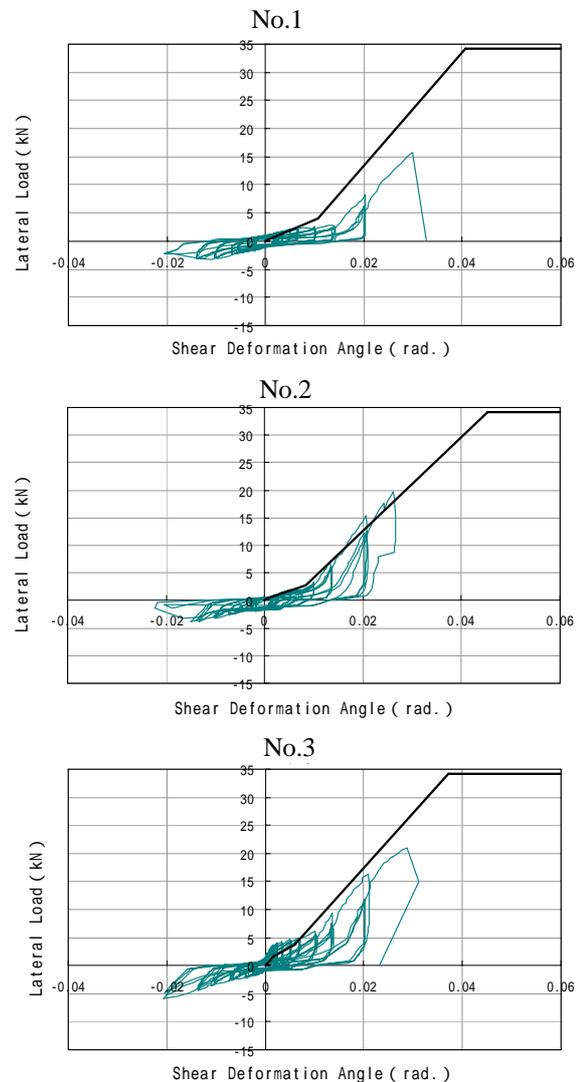
(実)...実験値 (計)...計算値

#### 4-2. 解析結果

Table.3 に剛性・耐力の算定結果および壁倍率の算定結果、Fig.6 に実験値と計算値の比較グラフを示す。繊維方向ヤング係数  $E_{\parallel}$  は、試験体の柱・梁・土台・板に曲げ試験の試験結果より算出し、繊維直交方向ヤング係数  $E_{\perp}$  は  $E_{\parallel}/50$  として算出した。さらに、ダボ 1 本の降伏耐力  $P_{yd}$  およびダボ 1 本のせん断剛性  $kd$  は、ダボを上下の杉板に 60mm ずつ打ち込んだ 1 面せん断として、「木質構造設計基準・同解説」<sup>文5)</sup> のボルト接合の算定式 (6.9) および解説に記されているすべり剛性  $k_s$  の算定式を用いて算出した。

Table.3 の剛性の算定結果をみると、 $K1 \sim K6$  の 6 つの剛性要素のうち、板のせん断剛性  $K2$  が最も高い値をしめし、次いで板木口の横架材へのめり込み剛性  $K5$ 、さらに板木口の柱へのめり込み剛性

Fig.6 Comparison Experiment Value with Calculation Value



$K4$  の順となっている。これら 3 要素の剛性は他の要素の剛性よりもはるかに高く、二重落し込み板パネルの変形要素はダボとビスがせん断抵抗しながら板相互がずれる変形と、板壁が対角方向に圧縮されて縮む変形の 2 つが支配的だと言える。

降伏耐力  $P_y$  はビスのせん断耐力  $P_{yn}$  によって決定しているが、ダボのせん断耐力  $P_{yd}$  や板の圧縮によるつぶれで決まる耐力  $P_{ya}$  は非常に高いため、ビスが降伏してもパネル自体の耐力は低下せず、板相互のずれによって軸部との圧縮面積が広がり、壁板パネルが本来もっている抵抗力を発揮するものと考えられる。よって、この試験体での許容耐力  $P_a$  は降伏耐力  $P_y$  ではなく  $P_a = P_{150}$  を用いて壁倍率の算定を行い、板成の最も高い No.3 で壁倍率 1.7 を得た。計算値と実験値との開きに検討の必要があるが、各試験体における荷重 - せん断変形

角履歴曲線と計算モデルは比較的近似した値を示している。したがって、二重落し込み板パネルの剛性・耐力を概ね推定できると考えられる。

## 5. 結論

本論では、二重落し込み板パネルの水平加力実験結果より、耐力・剛性及び変形性能を示し、荷重-せん断変形角の関係についてモデル化を行い、以下の知見が得られた。

- 1) No.2 及び No.3 の最大荷重は同程度の値 (No.2 : 19.6kN、No.3 : 20.9kN) を示したが、初期変形時の剛性は板成の高い 3 が 2240.3(kN/rad.) で、No.2 の約 5.8 倍を示した。また、No.0 を除く試験体は、いずれも変形が進むにつれ剛性は低下し、2 と 3 は 1/150rad、1 は 1/75rad から再び上昇し始めるが、これはビスが降伏して板相互のずれにより軸部との圧縮面積が広がり、壁板パネルが本来もっている抵抗力を発揮するものと考えられる。
- 2) 変形要素は、ダボとビスがせん断抵抗しながら板相互がずれる変形と、板壁が対角方向に圧縮されて縮む変形の 2 つにより決定されると考えられる。
- 3) 板成の最も高い No.3 の壁倍率は実験結果より 1.39、解析結果より 1.75 と国土交通省の定める 0.6 よりも高い値を示した。

今後の課題として、柱脚部仕口部を拘束するために用いた通しボルトの破壊を防ぐため、柱脚部仕口部の改良を行う必要がある。また、実際の建物に二重落し込み板パネルを用いた場合にどのような性能を示すか等の実用化に向けた検討が必要である。

## 脚注

注) 真のせん断変形角とは見かけのせん断変形角から脚部のせん断変形角を減じたものである。見かけのせん断変形角は梁材の水平方向変位から土台の水平方向変位を減じ、これを変位計間距離で除したものである。脚部のせん断変形角は柱脚部の鉛直方向変位からもう一方の柱脚部の鉛直方向変位を減じ、これを変位計間距離で除した値である。

## 参考文献

- 1) 土塗壁等告示に係る技術解説書作成編集委員会:「土塗壁・面格子壁・落し込み板壁の壁倍率に係る技術解説書」:(財)日本住宅・木材技術センター, pp.34~35,2004.12
- 2) 中園真人,岩田真二,富士尚俊:二重落し込み板パネルによ

る木造耐力壁の開発,山口大学工学部研究報告 Vol.55, No.1, pp.53-57, 2004.8

3) (財)日本住宅・木材技術センター:「木造軸組工法住宅の許容応力度設計」,(財)日本住宅・木材技術センター, 2001.12

4) 稲山正弘他:「建築知識 地震に強い[木造住宅]パーフェクトマニュアル」,(株)エクスマレッジムック, pp.274~279,2003.1

5) 日本建築学会:「木質構造設計規準・同解説」,日本建築学会,丸善, 2002.10

6) 浅野真実,富士尚俊,中園真人:木造軸組工法住宅用落し込み板壁の耐力性能に関する実験的研究 その 3,日本建築学会中国支部研究報告集, pp73-76, 2005.3

7) 富士尚俊,浅野真実,中園真人:木造軸組工法住宅用落し込み板壁の耐力性能に関する実験的研究 その 4,日本建築学会中国支部研究報告集, pp77-80, 2005.3