

木造住宅の床面剛性強化に関する研究

草 薙 敏 夫*

A study on giving good rigidity of floor framing in the wooden house

Toshio KUSAKARI

Abstract — Performance of seismic resistant of the wooden house is determined by the balance and amount of seismic resistant wall. It seems that using these seismic resistant wall more effectively improves the seismic resistant of the wooden house. Therefore the floor framing connected each seismic resistant wall must have high horizontal inplane rigidity. This report says experimental results of four test specimens which were executed for giving good rigidity of floor framing.

Key words: rigidity, floor framing, seismic resistant, wooden house

1. はじめに

1995年の阪神大震災以来、木造住宅に対する耐震規定等の整備が進んでいる。同年12月には木造住宅に対する耐震診断や耐震補強を積極的に実施することを盛り込んだ耐震改修促進法が制定され、2000年の建築基準法改正では耐力壁の配置や仕口・継手に関する構造規定が明文化されるとともに、耐震等級が盛り込まれた住宅の品質確保の促進等に関する法律が施行された。2004年には日本建築防災協会から木造住宅の耐震診断と補強方法が発行となり、このような耐震規定等の整備によって木造住宅には高い耐震性能が要求されるようになってきている。

木造住宅の耐震性能の確保は、耐力壁の量と配置によって確保されるのが一般的であるが、それは、地震時の力が確実に耐力壁に伝達されるという前提のものであり、それぞれの耐力壁を有効に機能させるためには、耐力壁相互を繋ぐ床が重要となってくる。

床の剛性が高ければ高いほど、耐力壁との一体性が増し、それによって耐震性が向上するものと考えられることから、木造住宅の耐震性向上においては、耐力壁も重要であるが、床の剛性も重要な要因と捉えることができる。

本テーマは、鋼材を組み合わせることで安価で施工性に優れ、大きな床面剛性を期待できる仕組みについて実験を通じて考えていくものであり、新築の住宅はもとより既存住宅の耐震改修においても利用可能となるように検討するものである。

2. 床面剛性の違いが耐震性におよぼす影響

2.1 想定住宅とその耐震性

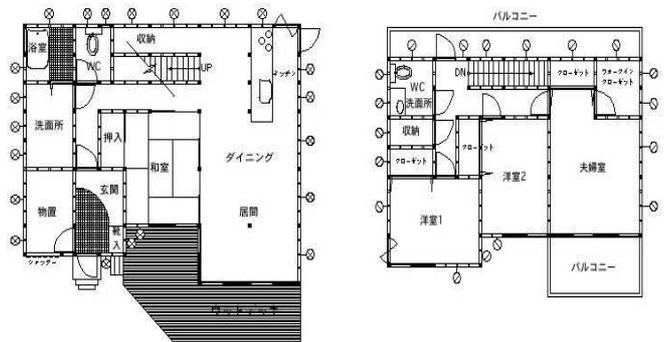
床面剛性の違いが耐震性にどのように影響をおよぼす

* 建築学科

のか、想定した住宅に対して解析を行い検討する。

想定した住宅は、夫婦と子ども2人の家族構成を考慮図1に示す住宅とした。

図中の⊗は、たすきがけ筋かいを示し、⊙は、片側筋かいを示している。この想定住宅の耐震性を評価するために、「木造住宅の耐震診断と補強方法」¹⁾に基づ



Y
↑
X
1階平面図 2階平面図
図1 想定住宅

いた一般診断法による耐震診断を行った結果、上部構造評点が1.58となり倒壊しない住宅であることが確認された。しかし、南側に開口部を大きく取るプランとなっていることから、南側に配置する耐力壁が少なくなり、偏心率がX方向で0.43と大きくなっている。建物重量は、1階が98.2kN、2階が63.6kNであった。

2.2 立体解析とその結果

弾性応力解析プログラム「FAP3」を使用し、想定した住宅に対して立体解析を行った。

解析にあたっては、柱・梁・筋かいを線材に置換し床を面材として扱った。荷重は図2に示すように、床面

に積載荷重として 1.3kN/m^2 を作用させ、同時に地震荷重として2階床面に 31.7kN を2階桁部分に 16.4kN をそれぞれ作用させた。

解析結果のうち、図3に変位図を例示する。柔床として解析した場合の2階床の最大変位は 14mm 程度となり、剛床として解析した場合には、 4.2mm 程度と柔床とした場合の3分の1以下におさまる結果となった。

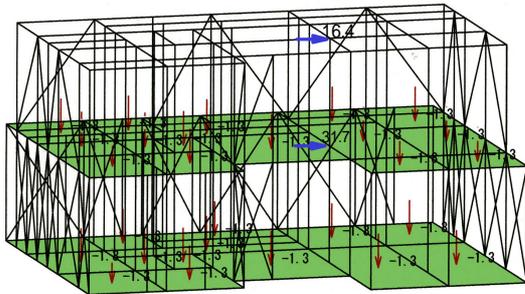
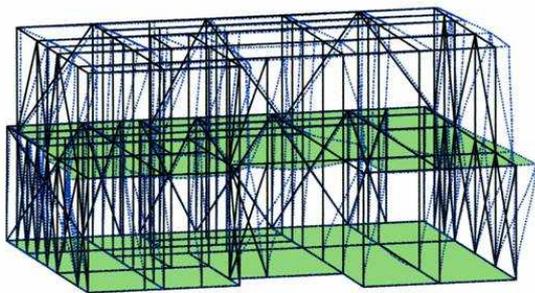
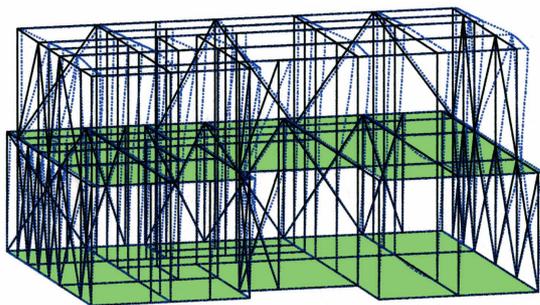


図2 荷重の作用状況



(a) 柔床の場合



(b) 剛床の場合

図3 解析結果 (変位図: 30倍に拡大)

3. 床面剛性強化に関する実験

3.1 試験体概要

本研究では4体の試験体を作成し実験を行った。基本構成を図4に示すが、試験体寸法は $1820\text{mm} \times 2730\text{mm}$ と共通であり、外周を構成するはり材の寸法も $105\text{mm} \times 180\text{mm}$ で共通である。なお、試験体1, 2のみ中央部に

$105\text{mm} \times 105\text{mm}$ の繋ぎ材を入れている。また、はり材はブレカットにより制作され、はり相互の接合形式は「あり掛け」とした。

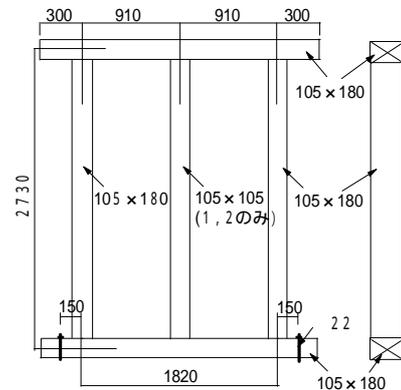


図4 床組の基本構成

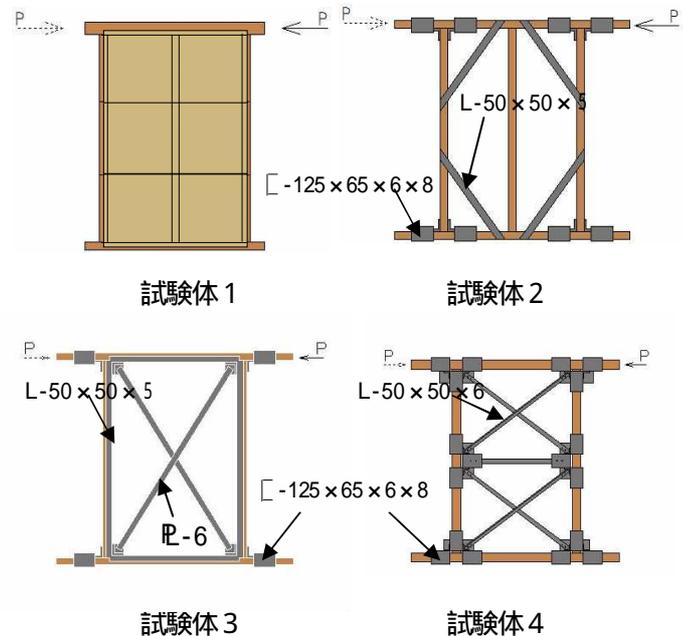


図5 試験体概要

各試験体の概要を図5に示すが、試験体1は、厚い構造用合板を直接はりに打ち付けていく工法(根太レス工法)の剛性を確認するためのものであり、厚さを 23mm 、 $900\text{mm} \times 1800\text{mm}$ の合板3枚を使用し、各合板は N70 のクギを 150mm ピッチではりに打ち付けている。試験体2は水平はりと垂直はりとのあり掛け接合部が弱点であるという試験体1の実験結果からその接合部の補強と斜材による剛性向上を意図したものである。試験体3, 4は中央部に補剛材がない床組形式であり、試験体3は山形鋼により矩形の枠を制作し、対角となる隅角部を厚さ 6mm の鋼板で結んでおり、接合部補強ならびにはり自体の補強と斜材による剛性向上を意図したものである。

試験体4は、接合部補強を強化できるように鋼材の組

み方を工夫し、それと斜材(L 50×50×6)とをボルトで
 接合ことにより剛性と施工性の向上を図ることを意図し
 たものである。

3.2 実験方法

試験体を加力用架台上に水平に設置した後、片側のは
 りを 22 のボルトにより架台に接合し、もう一方のはり
 に手動による油圧ジャッキにより荷重を加えた。加力な
 らびに計測状況を図 6 に示す。加力は図 7 に示すルール
 を基に変形角 1/600(変位 4.8mm) , 1/450(変位 6.5mm) ,
 1/300(変位 9.7mm) , 1/200(変位 14.5mm) , 1/150(変位
 19.4mm) , 1/100(29mm) , 1/75(変位 39mm) , 1/50(58mm)の
 それぞれの変形角において 3 サイクル実施する変位漸増
 正負繰返し加力を行った

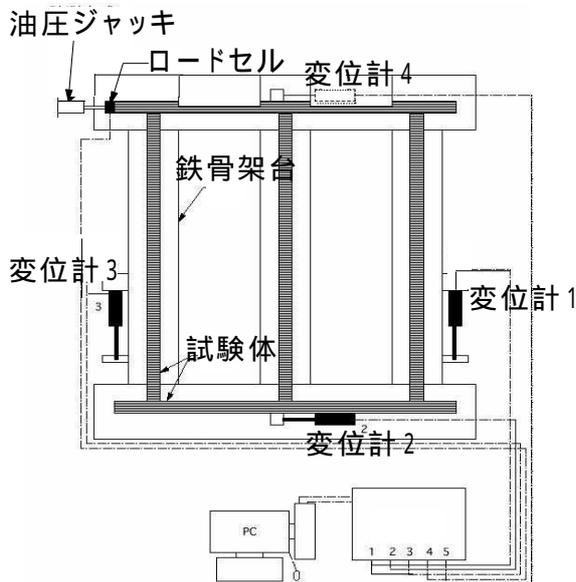


図6 加力・計測状況

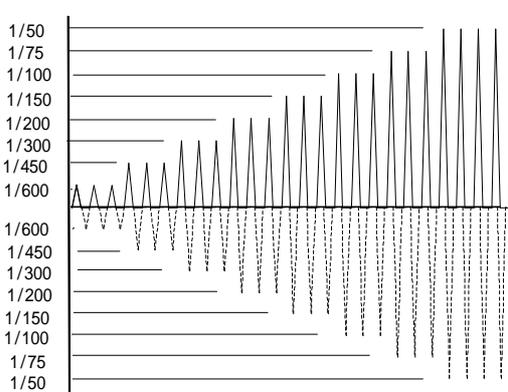


図7 加力ルール

3.3 実験結果

(1) 試験体 1 の実験結果

試験体 1 における荷重と変位計 4 の計測値との関係を
 図 8 に示す。試験体 1 の最大荷重は 7.5kN であり、その
 時の変形が 80mm であった。変形が 6mm の時に構造用合
 板にひび割れが発生し、14mm の時からあり掛け接合部
 において徐々に隙間が広がる傾向が見られた。この隙間は
 変形 38mm において 2mm 程度に広がり、同時に構造用合板
 間においてせん断ずれが見られた。最終的にはあり掛け
 接合部における割裂により破壊に至っている。

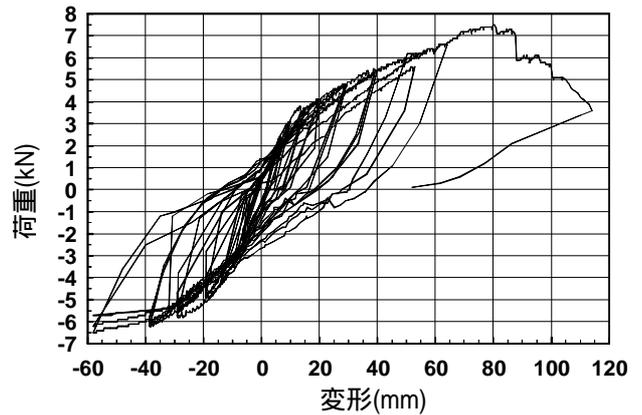


図8 試験体 1 の荷重 変形関係



写真1 試験体 1 の最終破壊状況

(2) 試験体 2 の実験結果

試験体 2 における荷重と変位計 4 の計測値との関係を
 図 9 に示す。最終段階まで目立った現象は認められず
 ジャッキの限界ストロークに達したために、実験を終了し
 た。その時の荷重は 6.9kN、変形は 105mm であった。

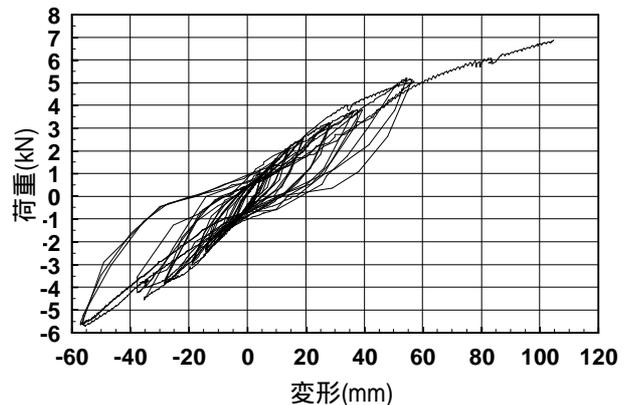


図9 試験体 2 の荷重 変形関係



写真2 試験体2の最終破壊状況

(3) 試験体3の実験結果

試験体3における荷重と変位計4の計測値との関係を図10に示す。試験体3の最大荷重は、7.6kN、その時の変形が68mmであった。変形が29mmに向かう途中からミシミシという音が鳴り出し、斜材として使用した6mmの鋼板は、変形の増大に伴って中央部におけるたわみが大きくなった。その後、あり掛け接合部においてひび割れが発生し、最終的に試験体1と同様に接合部の割裂により破壊に至っている。

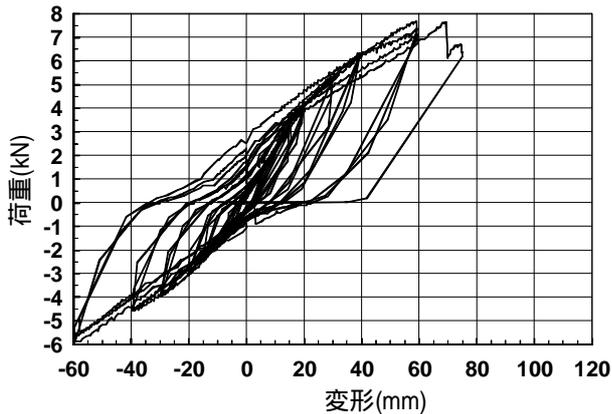


図10 試験体3の荷重 変形関係



写真3 試験体3の最終破壊状況

(4) 試験体4の実験結果

試験体4における荷重と変位計4の計測値との関係を図11に示す。変位14mmを過ぎるあたりからミシミシという音が発生し、架台とボルト接合されていた梁のねじれが生じてきた。その後の変形の増大に伴って、あり掛

け接合部にひび割れが発生し、最終的には試験体1,3と同様に、接合部の割裂により破壊に至っている。最大耐力が11.8kN、その時の変位が85.6mmであった。

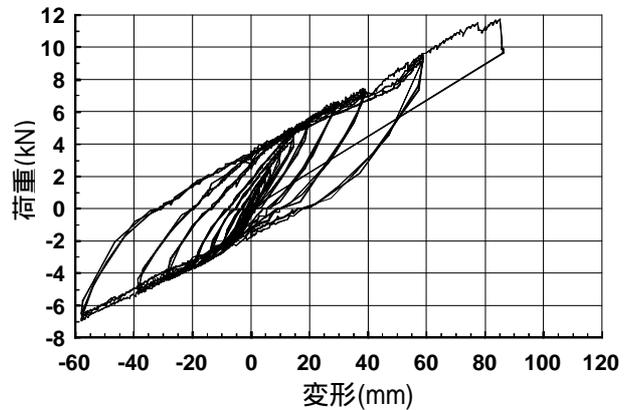


図11 試験体4の荷重 変形関係



写真4 試験体4の最終破壊状況

4. 床の性能評価

床の性能を評価するにあたっては、木造耐力壁およびその倍率性能試験における評価方法²⁾に準じて行った。

この評価方法では短期許容せん断耐力ならびに倍率を求めることになるが、その基準となるせん断耐力を求めるために、各試験体の正加力時の包絡線を基に、図12に示す誘導法により算定を行った。その結果を図13および表1に示す。なお、耐力低下の生じていない試験体2については除外している。

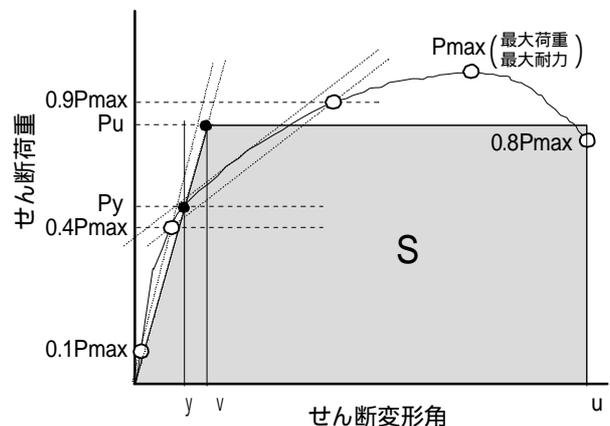


図12 降伏耐力、終局耐力および塑性率の算出方法

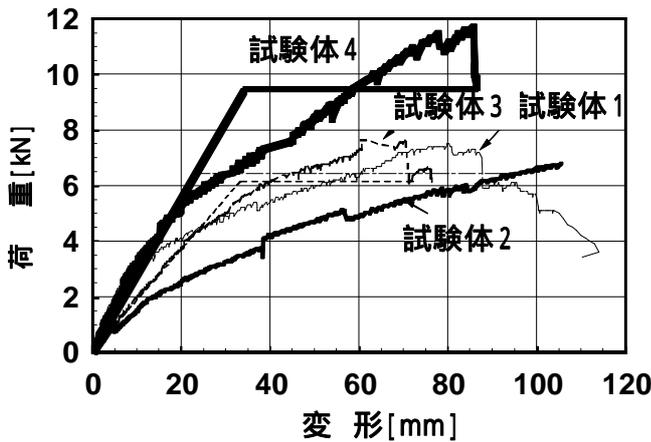


図13 各試験体の評価

表1 算定結果

	試験体1	試験体3	試験体4
降伏耐力 Py(kN)	3.7	4.8	5.4
降伏変位 y(mm)	13.0	26.7	19.3
終局耐力 Pu(kN)	6.2	6.0	9.2
終局変位 u(mm)	88.2	70.2	86.1
降伏点変位 v(mm)	21.6	32.9	34.0
塑性率 ¹⁾ μ	4.1	2.2	2.5
構造特性係数 ²⁾ Ds	0.37	0.54	0.50

1) $\mu = u / v$ 2) $D_s = 1 / \sqrt{2\mu - 1}$

短期基準せん断耐力(P_0)は、

- (1)降伏耐力 P_y
- (2)終局耐力 P_u に $(0.2/D_s)$ を乗じたもの
- (3)最大耐力の $2/3$

の中で最小の値とし、ばらつき係数を乗じて求められる。

ここでは、ばらつき係数は慣例的に使用されている $3/4$ を使用した。これを計算すると P_0 は試験体1で2.2kN、試験体3で1.6kN、試験体4で2.4kN となった。

短期許容せん断耐力(P_a)は(1)式より算定される。

$$P_a = P_0 \times \dots \dots (1)$$

式中の α は、耐力低減係数であるが今回の試験では正負交番繰返し加力としたため、1.0とした。

耐力壁と同様に(2)式を用いて倍率を求めると、試験体1は0.62、試験体3は0.45、試験体4は0.67となった。

$$\text{倍率} = P_a \times (1/1.96) \times (1/L) \dots \dots (2)$$

原点と(P_y, y)とを結ぶ直線の傾きを初期剛性(K_0)とし、文献1を参考に、無載荷式であることから見かけのせん断変形角が $1/120 \text{ rad}$ (変位24.5mm) 時の値を採用して割線剛性を求めた。その結果を表2に示す。

表2 剛性の比較

	試験体1	試験体3	試験体4
初期剛性 $K_0(\text{kN/rad})$	840	530	825
割線剛性 $K_i(\text{kN/rad})$	540	552	720

以上の結果から、試験1と試験体4は同程度の倍率を有する床組であることがわかったが、剛性においては試験体4が大きな変形においても高い剛性を有していることが明らかとなった。

5. まとめ

今回実施した想定住宅に対する解析結果から、床の剛性が住宅の耐震性に大きな影響を与えることが明らかとなった。また、床組に鋼材を利用し剛性強化を図った実験からは、溝形鋼の組み合わせによるあり掛け接合部の破壊防止とともに山形鋼による水平せん断力負担増を意図した試験体4がもっとも良い性能を示した。床の剛性強化においては接合部の変形および破壊を如何に抑えるかが重要と思われる。

【参考文献】

- 1) 「木造住宅の耐震診断と補強方法」財団法人日本建築防災協会、2005年版
- 2) 「木造の耐力壁及びその倍率性能試験・評価業務方法書」財団法人建材試験センター