

短い軸組斜材を組み込んだ木造耐震改修用壁体の水平力載荷実験

岩井 哲*

(平成28年11月1日受付)

Horizontal loading tests of wooden framed walls for earthquake-resistant improvement using short diagonal members

Satoshi IWAI

(Received Nov. 1, 2016)

Abstract

This study aims to investigate load-deformation capacity of the walls including with three sets of crossed diagonal timber members under earthquake, in order to use earthquake-resistant improvement of the existing wooden houses. Two types of three braced wall specimens installed wooden frames, totally six specimens, were tested under repeated static loading horizontally, simulated earthquake load, in relative story-drift from 1/450 rad to 1/10 rad. The diagonal members like braces bear only compression force and are expected to perform axial ductility. It shows that relatively high earthquake resistance of the wall magnification (load carrying capacity), from 2.7 to 4.5, is obtained. The load at the specific deformation of 1/120rad story-drift in elastic region and the ultimate load capacity based on the structure properties coefficient D_s are comparable, consequently the wall gives the good balance in both elastic and plastic regions.

Key Words: Wooden Frame Structure, Wall Amount Multiplier, Static Loading Test, Failure Property, Earthquake Resistant Improvement

1. 研究の背景と目的

2016年4月に発生した熊本地震の建物被害を分析し、耐震基準の妥当性を検討する国土交通省や日本建築学会による専門家委員会は、同年9月に、2000年に強化された現在の新しい耐震基準であれば、今回の地震でも「倒壊の防止に有効だった」と結論づけた。しかし新築・既存に拘わらず、依然として木造住宅の耐震性強化の課題は大きい。住宅が損壊することは、地震からの生活再建にとって、厳しい条件となるからである。熊本地震の被災地では数か月経った現在でも、再建の見通しが立たない状況にある。(写真1)

本研究は、単純な構造で、壁倍率(壁強さ)が4.0から5.0



写真1 熊本県益城町の2016年8月の状況

* 広島工業大学工学部建築工学科

程度の、安定した耐震性能を確保できる施工方法を提案すること、次に木造家屋の耐震改修に利用し、都市住宅の耐震化に貢献できるものを目指す。

南海トラフを初めとする巨大地震の発生が全国的に懸念されている。文部科学省発表（2015年6月）によると、耐震基準を満たしているのは95.6%で、前年と比べて3.1ポイント増えた。一昨年は2002年の調査開始以来、初めて9割を超えた形になっている。ところが都道府県別では中国・四国は耐震化率が殊に低い。広島、山口、岡山も常に下位にある。地震の発生頻度が極めて少ないこと、地震に関する意識の希薄なことの問題が潜在的に存すると思われる。特に全国的にも危惧されるのは種々の建物の中で、木造住宅の耐震化率が更に低いことである。住宅の戸数で、木造はほぼ半数を占める。耐震化率には、1981年の建築基準法施行令改正（新耐震設計）以降の建物なら『耐震性あり』とされるが、同設計基準改正からすでに35年以上が経過しており、それらの建物も初期のものは老朽化が問題となる年代に入った。

研究代表者が行った広島市内の既存木造家屋の耐震診断調査結果と建築年との関係は図1の通りである。ここで縦軸の耐震診断評点は1.0以上を満足すれば、大地震において「一応倒壊しない」ことを示す。木造家屋は、1995年の阪神・淡路大震災を踏まえて、2000年に建築基準法の見直しがなされたが、1981年から2000年の間に建てられた家屋の耐震性は1.0を下回るものがかなり多いことがわかる。既存木造家屋の耐震化率向上を目指すことは、特に中国・四国を対象地域として急務と考える。本研究の成果は、全国的に活用できる意義をもち、これら一般住宅の耐震化率向上を直接の対象とするものである。

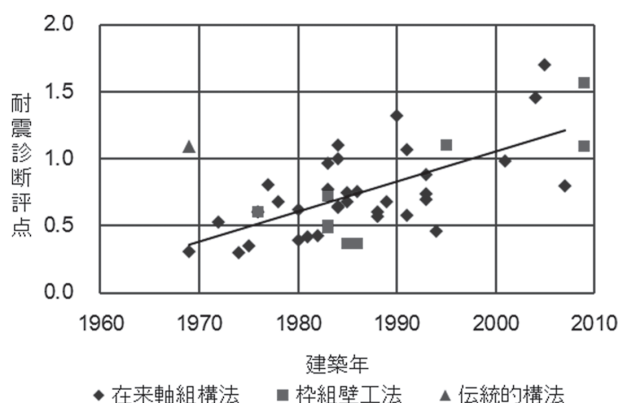


図1 木造家屋の上部構造評点と建築年の関係 (岩井 2009年)

本研究は、木造の短い軸組材を斜材に用いて、三段組みの筋かいとし、壁体を使用する時の耐震性能を調査し、新築用もしくは既存建物の耐震改修用に使用することを目指すものである。斜材は、架構に接合を施さない形態にす

るため、割裂破壊等の原因となる引張力を作用させないで、圧縮のみを負担させるものとし、めり込みで粘りを発揮させる。また柱材には、ほぞ孔等をあけると断面欠損により、曲げ破壊や割裂破壊を引き起こすことに繋がるため、できる限り加工を施さないことにした。前年度は、四辺形の枠組を構成し、内部に圧縮斜材を挿入したユニット型とした¹⁾が、枠材の側面で木材の繊維直交方向に斜材の圧縮力を受ける形になるため、これが初期剛性を下げる原因となり、高い壁倍率が得られない結果となった。そこで横の枠材を無くした圧縮斜材挿入型を採用した。これにより初期剛性ならびに壁倍率の増大が期待できる。ここでは斜材の断面寸法を変えて、より壁倍率を大きくできる形の試験体を2シリーズ用意し、耐震性能に与える効果を調査した。

2. 実験計画一 [シリーズ I]^{2), 4)}

試験体は、図2に示すように斜材を3段組とし、断面が45×105mm, 60×105mm, 75×105mmの試験体を各1体、合計3体を用意した。柱と土台は断面を105×105mm, 梁は断面を105×240mmとした。図3に示すように3段の斜材は挿入するだけで留め付けず、落下を防ぐために、端部を5.5mm厚の三角の合板で挟んだ。斜材の交差部には相欠きを設けている。接合金具は、段組間の水平材と柱にはかど金物を、上部梁と柱には羽子板金物を、土台と柱にはホールダウン金物を用いた。材種は土台を除く全部にスギ（無等級材）を用いた。土台は家屋の通常の仕様に従ってヒノキを使用した。載荷は「柱脚固定式の鉛直構面の面内せん断試験」³⁾に従って、試験体上部の梁に油圧ジャッキで繰り返し加力を与えた。載荷装置ならびに試験体の設置状況を図4に示す。

柱頭部と柱脚部での水平変位の差による真の層間変形角を±1/450, 1/300, 1/200, 1/150, 1/100, 1/75, 1/50, 1/15radにおいて、同一変形振幅で正負繰り返しを各3回行った。

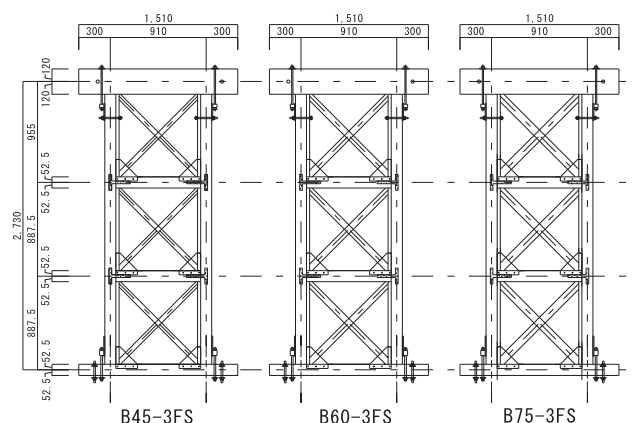


図2 試験体 (斜材断面は左から45×105, 60×105, 75×105mm)

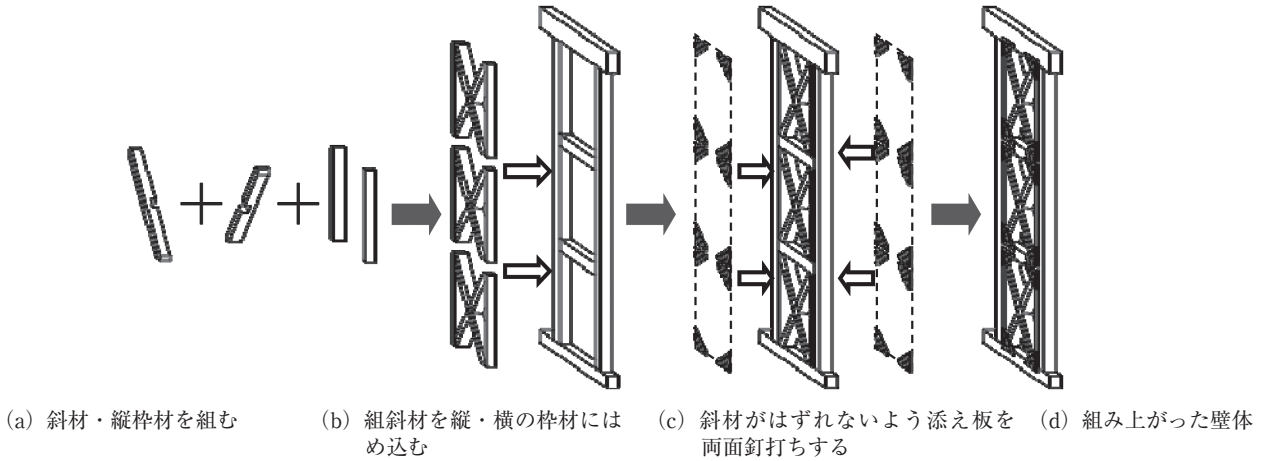


図3 ユニット型耐震補強枠組壁試験体の作製

載荷は最大荷重に達した後、最大荷重の80%まで低下するか、層間変形角が1/10radを超えて、油圧ジャッキのストロークの限度に達するまでとした。

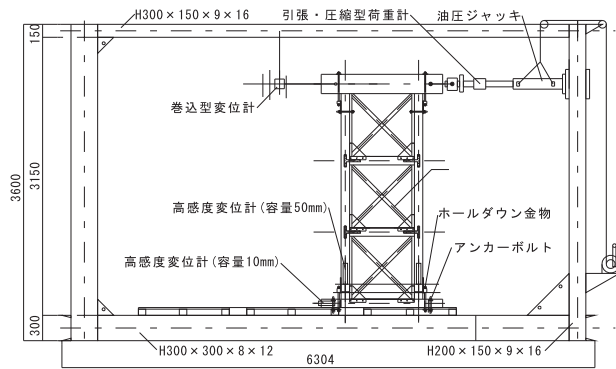


図4 水平力載荷装置

3. 実験結果— [シリーズ I]

3.1 水平荷重—層間変形角履歴特性と壁倍率評価

各試験体の水平荷重—層間変形角履歴曲線を図5に、最終破壊させた引き側の荷重—変形角曲線より作成した完全弾塑性近似を図6に示す。壁倍率に関わる評価値の一覧を表1に示す。試験体名の「B45」等は斜材断面の寸法を表すものである。試験体B45-3FSの壁倍率は2.74、試験体B60-3FSは4.14、試験体B75-3FSは3.42となった。

初期剛性は試験体B60-3FSが779kN/rad、B75-3FSは748kN/radとほぼ同じで、前年度の枠組付斜材型に比較して高くなった。また図6の完全弾塑性近似で比べると、試験体の終局耐力は斜材断面が大きくなるにつれて向上している。B45-3FSは初期剛性が最も小さく耐力も低い。斜材の交差部には相欠きを設けており、剛性には試験体製作時の加工精度の影響を受けるためと推測される。斜材両端

部を支える横枠材を無くしたことにより、斜材の効きを改善でき、初期剛性・耐力ともに高くなったと評価できる。壁倍率は試験体B45-3FSとB60-3FSは特定変形時の耐力で、B75-3FSは終局耐力に基づく $[Pu \times (0.2/Ds)]$ で決定される結果となった。B75-3FSは層間変形角が1/15radを超えない段階で柱の破断が発生した。従って終局変形が伸びなかったためである。載荷終了後の各試験体の状況を写真2に示す。試験体3体の中でB60-3FSは特定変形(1/120rad)時の耐力と終局時に基づく耐力が近く、弾性域と塑性域の耐力が拮抗して得られており、弾性・塑性の構造性能のバランスが良い。図7では、荷重—変形曲線で囲まれる面積から算定した履歴吸収エネルギーを、1サイクル毎の履歴吸収エネルギー量を示す棒グラフと、累積履歴吸収エネルギー量について折線グラフで表す。履歴吸収エネルギーは、斜材断面が大きくなるにつれて弾性域(1/100rad)でも塑性域(1/50rad)でも増大している。[シリーズI]の各試験体について図8で完全弾塑性近似を、図9で累積履歴吸収エネルギー量を比較した。

表1 耐力と壁倍率 (太字は耐力の最小値を示す)

試験体名	B45-3FS	B60-3FS	B75-3FS
降伏耐力 P_y kN	10.48	12.25	11.91
初期剛性 K kN/rad	558	779	748
終局耐力 P_u kN	17.83	19.57	19.31
最大荷重 P_{max} kN	20.36	22.89	21.87
構造特性係数 D_s	0.561	0.482	0.573
終局耐力 $P_u \cdot (0.2/D_s)$	6.35	8.13	6.74
$P_{max} \cdot 2/3$	13.58	15.26	14.58
特定変形(1/120rad)時の耐力	5.38	8.11	7.20
短期基準せん断耐力 P_0 kN	5.38	8.11	6.74
短期許容せん断耐力 P_a kN	4.90	7.38	6.13
壁倍率 (変動係数 20%)	2.74	4.14	3.42

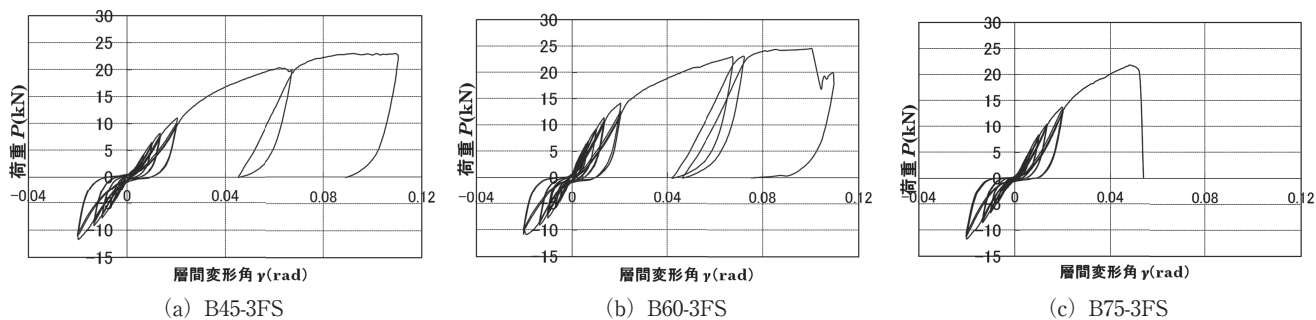


図5 荷重-層間変形角曲線

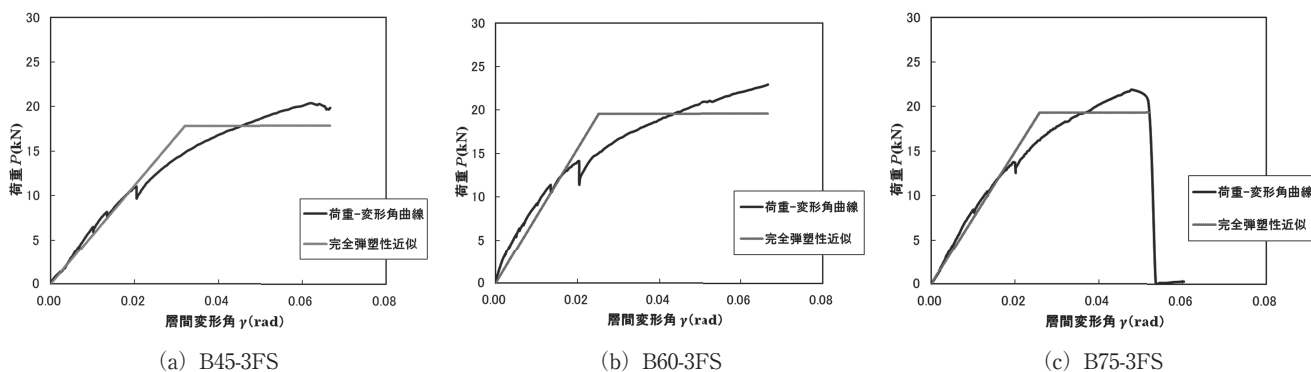


図6 完全弾塑性近似と降伏耐力及び終局耐力



(a) B45-3FS



(b) B60-3FS



(c) B75-3FS

写真2 荷重終了後の試験体

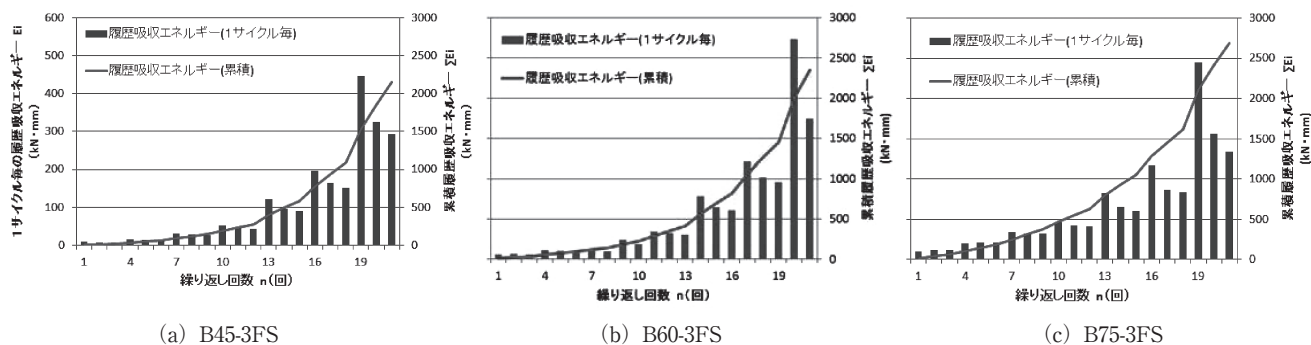


図7 1サイクル毎の履歴吸収エネルギー量と累積履歴吸収エネルギー量

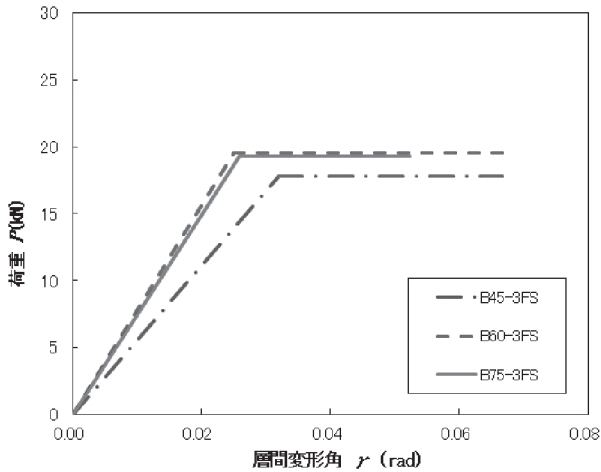


図8 完全弾塑性近似 [シリーズ I] の比較

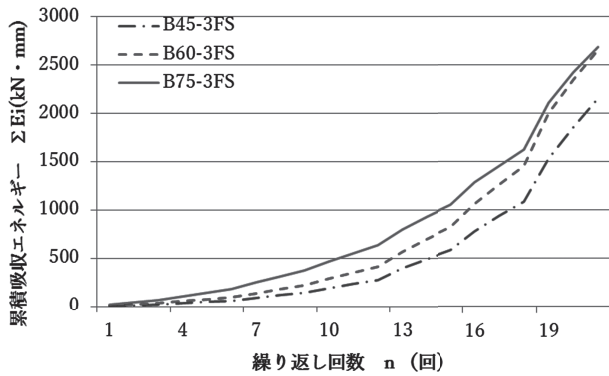
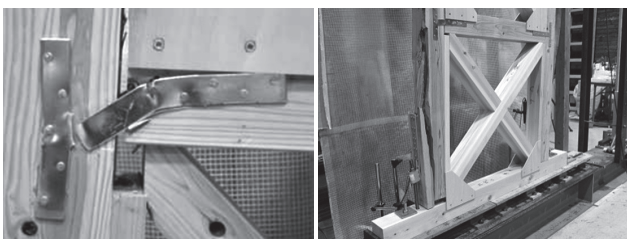


図9 累積履歴吸収エネルギー量 [シリーズ I] の比較

3.2 破壊性状

試験体 B45-3FS は、1/10rad を越えて油圧ジャッキの最大ストロークに達しても、破壊にまで至らなかった。試験体 B60-3FS では、かど金物は 1/15rad を超えた辺りから曲げ変形による亀裂が入り 1/10rad の時に破断した (写真 3a)。上部梁と柱を留める羽子板金物は大きな変形を生じたが破断は生じなかった。試験体 B75-3FS では、1/20rad を越えた引き加力時に引張側柱脚部で土台と柱を繋ぐホールダウン金物のボルト部で柱が割裂破壊した (写真 3b)。柱の内部で割れている破壊状況から、内部乾燥の影響が推測される。



(a) B60-3FS (b) B75-3FS

写真3 破壊性状

4. まとめ [シリーズ I]

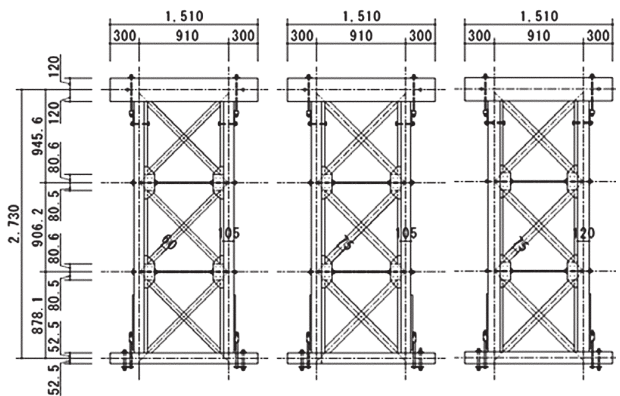
1) 斜材両端部を支持する横枠材を無くした結果、斜材の効きが改善され、初期剛性・耐力ともに高くできた。

2) 斜材断面が比較的小さい B45-3FS と B60-3FS は層間変形角 1/10rad 程度まで破壊に至らない大きな変形能力が確保できた。斜材断面が大きい B75-3FS は水平耐力が大きくなった結果、1/20rad で柱が破断するに至った。

3) シリーズ I で実施した 3 試験体の中では、斜材断面が中位の B60-3FS において最も高い壁倍率が得られた。B60-3FS は特定変形時の耐力と終局時に基づく耐力が近く、弾性域と塑性域の耐力が拮抗してバランスが良いものとなった。

5. 実験計画 [シリーズ II]^{5), 6)}

[シリーズ II] の試験体は、[シリーズ I] と同じように斜材を 3 段組とし、斜材断面が 75 × 105mm で、高い壁倍率を期待できる試験体を目指した。[シリーズ I] における、終局時の破壊性状を改善するため、図 10、図 11 に示すように次の 3 点について改良を行った。①筋かいの 3 段組の間にある水平の中棧は常に引張力を受けるため、鋼の棒材を用いる。柱を貫通させる M16 の全ねじボルトを端部ナツ



B60-3C05 B75-3C05 B75-3C20

図10 試験体

(斜材断面は左から 60 × 105, 75 × 105, 75 × 105mm)

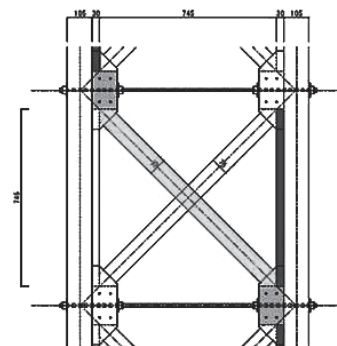


図11 試験体斜材の留め方詳細

ト留めとした。②柱脚のホールダウン金物にはできるだけ高耐力（50kN用）のものを使用し、ビス留めとした。③前回の斜材断面が75×105mmのものは、柱が断裂を起こしたため、柱材は、無等級であった前回に対して、強度を保証するため全試験体でE70材を指定して製作に用いた。柱を強くさせるため、1体は断面寸法を120×120mmにした。試験体名の「B75-3C20」は斜材が75×105mm、柱材が120mm角であることを表す。水平の中棧部で、斜材を受けもつ端部は105×105mmの断面材を鉛直方向に用いて、繊維方向で支える形態とした。その他は実験の荷重ならびに計測方法も含め、基本的に変更を加えていない。「B60-3C05」は斜材断面が60×105mm、柱材が105mm角で、[シリーズI]の「B60-3FS」と同じ部材の組み合わせに当たるもので、両シリーズの性能比較のために用意した。

6. 実験結果— [シリーズII]

6.1 水平荷重—層間変形角履歴特性と壁倍率評価

各試験体の水平荷重—層間変形角履歴曲線を図12に、最終破壊させた引き側の荷重—変形角曲線より作成した完全弾塑性近似を図13に示す。壁倍率に関わる評価値の一覧を表2に示す。壁倍率は変動係数20%として、試験体B60-3C05が4.50、試験体B75-3C05は4.41、試験体B75-3C20は3.82となり、いずれもシリーズIの高耐力に相当する値が得られた。

表2 耐力と壁倍率（太字は耐力の最小値を示す）

試験体名	B60-3C05	B75-3C05	B75-3C20
降伏耐力 P_y kN	20.96	11.41	18.57
初期剛性 K kN/rad	810.94	974.08	814.00
終局耐力 P_u kN	23.05	16.66	23.49
最大荷重 P_{max} kN	26.63	20.48	27.49
構造特性係数 D_s	0.520	0.384	0.526
終局耐力 $P_u \cdot (0.2/D_s)$	8.86	8.69	8.94
$P_{max} \cdot 2/3$	17.76	13.65	18.33
特定変形(1/120rad)時の耐力	9.21	8.93	7.53
短期基準せん断耐力 P_0 kN	8.86	8.69	7.53
短期許容せん断耐力 P_a kN	8.02	7.87	6.82
壁倍率（変動係数20%）	4.50	4.41	3.82

初期剛性は810kN/rad～974kN/radで、シリーズIに比較して、さらに高くなった。また完全弾塑性近似で比べると、試験体の完全弾塑性モデルの終局耐力 P_u は斜材断面の大小とはあまり対応していないが、構造特性係数 D_s を含んだ終局耐力 $P_u \cdot (0.2/D_s)$ は8.69～8.94で安定した値となっている。特定変形(1/120rad)時の耐力と構造特性係数 D_s を含んだ終局耐力が各試験体で近く、弾性域と塑性域を考慮した耐力が拮抗してバランス良く得られて

いる。図14では、荷重—変形曲線で囲まれる面積から算出した履歴吸収エネルギーを、1サイクル毎の履歴吸収エネルギー量と、累積履歴吸収エネルギー量について表す。[シリーズII]並びに[シリーズI]の各試験体について図15で完全弾塑性近似を、図16で累積履歴吸収エネルギー量を比較した。

6.2 破壊性状

荷重終了後の各試験体の状況を写真4に示す。シリーズIからの改良を行った①筋かい3段組の中棧のM16ボルト、②柱脚の高耐力ホールダウン金物、③柱のE70材の使用に関しては、いずれも、その箇所での破壊を引き起こさない結果となり、効果が現れたと言える。

意外な結果となったのは、柱頭部の短ほぞ差し部で水平耐力が不足したことである。短ほぞの幅が30mmで小さく、斜材の圧縮力に抵抗していた一本の柱の柱頭部が、せん断破壊して(写真5a)、横にずれた。層間変形角で1/50を超えてから1/15radに至る荷重中で、3kNから7kN程度、瞬間的に荷重の急激な低下が見られた。その後、上部梁と柱を留める羽子板金物が柱上端の側面にくい込みながら、残った柱が一本で水平力を受ける形となり、その柱の中段で曲げ破壊を生じた(写真5b)。短ほぞ差し部で破壊が生じたのはこれが初であったが、シリーズIIの試験体3体とも破壊状況は基本的には同じ挙動であった。この早期破壊が生じなければ壁倍率はさらに上がる可能性もある。

7. まとめ— [シリーズII]

1) シリーズIIの試験体では、壁倍率はいずれもシリーズIの高耐力に相当する値が得られた。試験体B60-3C05が4.50、試験体B75-3C05は4.41、試験体B75-3C20は3.82となった。特定変形(1/120rad)時の耐力と構造特性係数 D_s を含んだ終局耐力が各試験体とも近く、弾性域と塑性域を考慮した耐力が拮抗してバランス良く得られた。

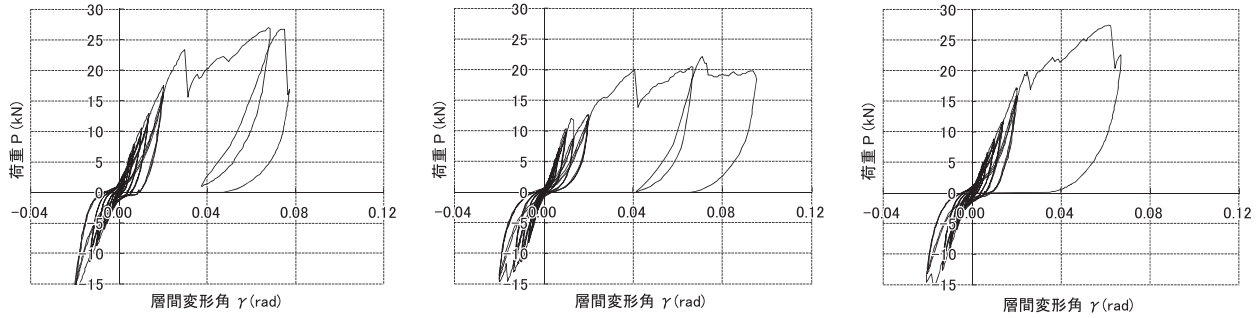
2) シリーズIから改良を行った①筋かい3段組の中棧のM16ボルト、②柱脚の高耐力ホールダウン金物、③柱のE70材の使用に関しては、いずれも、その箇所での破壊を引き起こさず、効果が現れた。

3) 柱頭部の短ほぞ差し部の短ほぞの水平耐力が不足していたため、短ほぞ部がせん断破壊し、引き続きもう一方の柱の中段で曲げ破壊を生じる形となった。

8. 結論

1) 木造の短い軸組材を斜材に用いて、三段組みの筋かい壁とし、斜材両端部を支持する杵材、ならびに柱材自体と、柱脚部を改善することにより、初期剛性・耐力ともに高くすることができた。

短い軸組斜材を組み込んだ木造耐震改修用壁体の水平力載荷実験

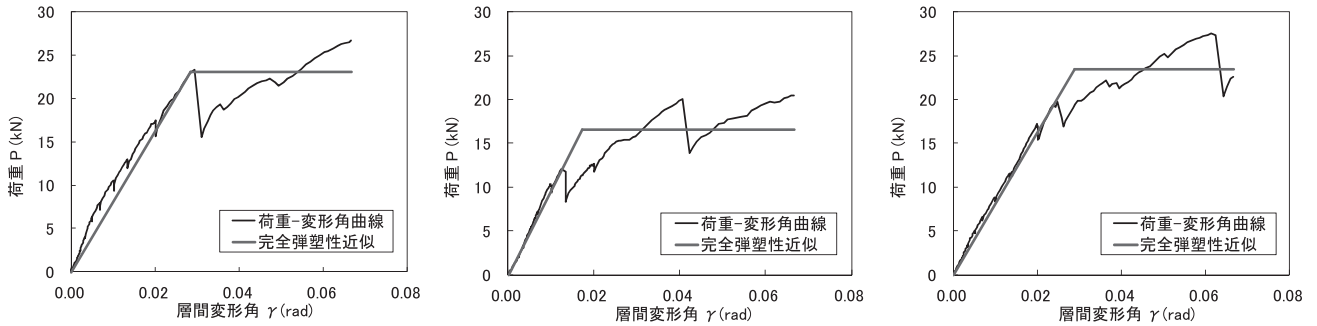


(a) B60-3C05

(b) B75-3C05

(c) B75-3C20

図 12 荷重-層間変形角曲線



(a) B60-3C05

(b) B75-3C05

(c) B75-3C20

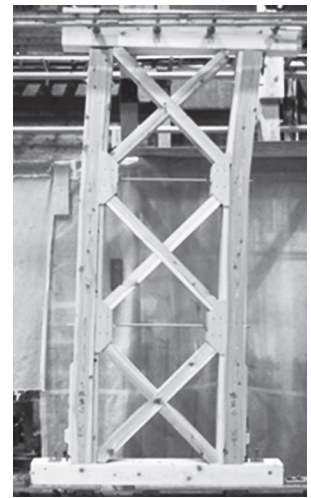
図 13 完全弾塑性近似と降伏耐力及び終局耐力



(a) B60-3C05

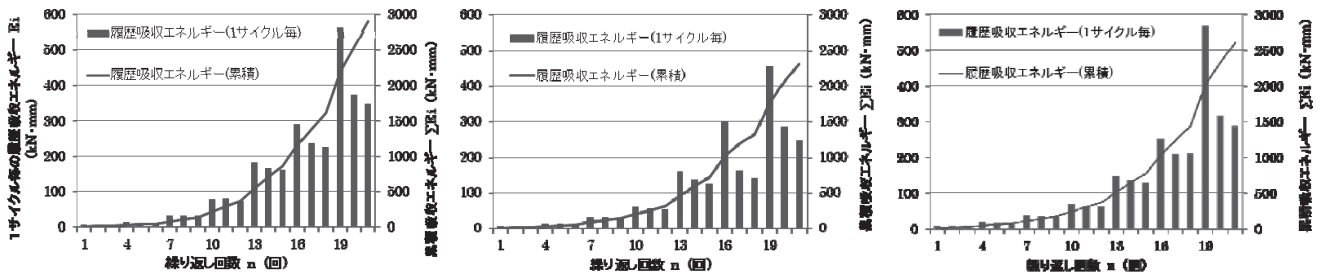


(b) B75-3C05



(c) B75-3C20

写真 4 載荷終了後の試験体

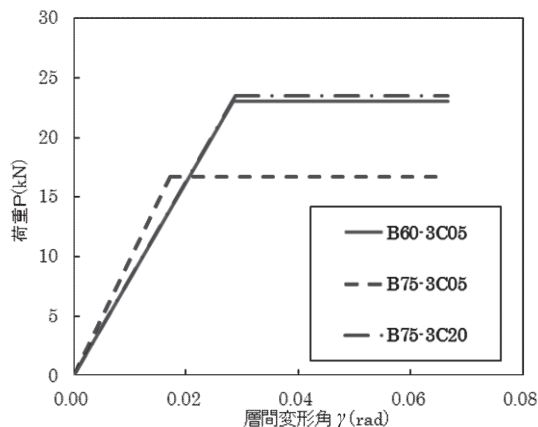


(a) B60-3C05

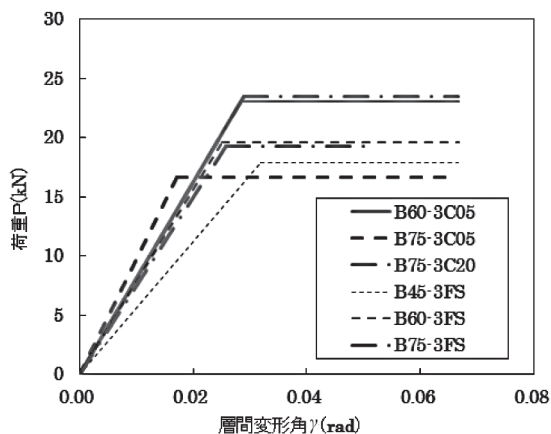
(b) B75-3C05

(c) B75-3C20

図 14 1 サイクル毎の履歴吸収エネルギー量と累積履歴吸収エネルギー量

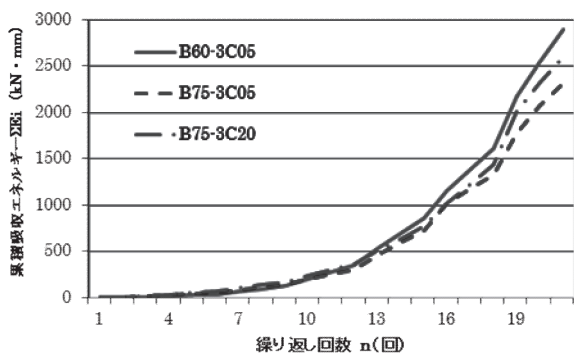


(a) [シリーズII] の比較

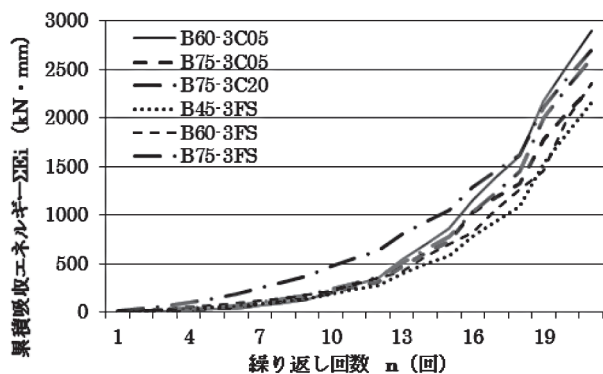


(b) [シリーズI] と [シリーズII] の比較

図 15 完全弾塑性近似



(a) [シリーズII] の比較



(b) [シリーズI] と [シリーズII] の比較

図 16 累積履歴吸収エネルギー量



(a) B60-3C05

(b) B75-3C05

写真5 破壊性状

2) 特定変形 (1/120rad) 時の耐力と構造特性係数 D_s を含んだ終局耐力が各試験体とも近く、弾性域と塑性域を考慮した耐力が拮抗してバランス良く、壁倍率が 4.0 程度の軸組壁とすることができた。

参考文献

- 1) 坪山宗由, 岩井 哲, 佐藤立美: 短い軸組斜材を使用した木造耐震補強枠組壁の性能評価 (その2) 全角斜材の場合, 日本建築学会中国支部研究報告集 第36巻, (2012)
- 2) 岩井 哲: 短い軸組斜材を組み込んだ木造耐震改修用壁体の水平力載荷実験, 建築学会大会, 97-98. (2014)
- 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, (2008).
- 4) 織田秀一・藤井達哉: 短い軸組斜材を組み込んだ木造耐震改修用壁体の水平力載荷実験, 広島工業大学卒業論文, (2014).
- 5) 上田将平: 木造段組筋かい壁の耐力と変形性能評価, 広島工業大学卒業論文, (2015).
- 6) 岩井 哲: 木造段組筋かい壁の耐力と変形性能評価, 日本建築学会中国支部研究報告集 第38巻, (2015).

謝 辞

広島県立総合技術研究所林業技術センター 林業研究部の藤田和彦氏には、実験の実施に関して多大なご協力を戴きました。さらに広島工業大学・元学生の織田秀一君・藤井達哉君・上田将平君・竹原涼平君には、卒業研究課題として取り組んで戴きました。ここに記して深甚の謝意を表します。