

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 (その2)

岩井 哲*

(令和元年10月31日受付)

Horizontal loading tests of wooden framed walls for earthquake-resistant improvement using short diagonal members - Part 2 -

Satoshi IWAI

(Received Oct. 31, 2019)

Abstract

A horizontal loading test to the wooden framed wall using short diagonal members was carried out. The test specimens were made of three sets of crossed diagonal members, in order to use earthquake-resistant improvement of the existing houses. The diagonal members bear only compression force and are expected to perform axial ductility. Two test specimens, each having a distance between column centers of 910 mm (1P) and 1,820 mm (2P), were prepared, and the load capacities were examined for difference due to the distance. The load at the specific deformation of 1/120rad story-drift in elastic region and the ultimate load considering plastic region are comparable, consequently the wall gives good performance in earthquake resistant improvement. The wall load-magnification was 2.22 and 2.03 for the 1P and 2P specimens, respectively. The partial breakage of tie-plates at the middle crossing members led to load drop, when the story-drift angle exceeded 1/50 rad.

Keywords: wooden frame structure, wall load-magnification, static loading test, failure property, earthquake resistant improvement

1. 研究目的

本研究は、短い軸組材を斜材に用いた三段組み壁体を、木造の既存建物の耐震改修用に使用することを目指して、水平力載荷実験によって耐荷性能と破壊状況を調べるものである。斜材は軸組架構に固定接合せず引張力がかからないようにして、軸圧縮力のみを負担させ、めり込みで粘りを期待する。これまでの研究^{1)~5)}では柱芯間距離を910mm (1P) とした壁試験体において、壁倍率で3.0から

4.0程度の比較的高い値が得られている。ここでは柱芯間距離を2倍の1,820mm (2P) にした場合について、同じ形態の壁を組み込む際の構法上の課題を検討し、これまでと同程度の安定した壁倍率が得られるかを検証する。

2. これまでの研究の経緯と成果

この研究のきっかけは、木造家屋の精密解体から得た柱・梁材などの資材を既存建物の耐震改修用に再使用することを目指したことにある。解体資材は、ほぞ孔の加工な

* 広島工業大学工学部建築工学科

どがあり、3mを超える長さを有する傷のない同一の材種は数多く取得できない。そこで耐震改修に数多く利用するため、短い軸組材を斜材に用いる方法を考案した。但し実験では古材ではなく新しい建築資材を使った。斜材断面は40mm×105mm [B40試験体] と30mm×105mm [B30試験体] の2種とし、当初は主に引張材として耐荷性を期待した。図1(a)に示すように段組数を1～3の間で変え、架構への接合位置を違えた数種の耐力壁を用意し、耐震性能を調査した。¹⁾ 得られた壁倍率は1.5～2.0で、短い軸組材は個材が一つずつ破壊していき、機能を発揮しながら損傷していく好ましい形の破壊性状が示された。柱脚には引き寄せ金物を用いたが、固定先を土台にした場合、土台が割裂破壊した。そこで以後の実験では、引き寄せ金物をアンカー部である荷重装置の試験体受け台に取り付けることによって、斜材が破壊するまで荷重が可能となった。但し斜材が割裂破壊によって縦に割れ、脆性破壊的な側面があり、実用面で改善の必要があった。そこで次から、斜材は対角に挿入するだけで、斜材の接合に金物を使用しないで、

圧縮力のみを加える図1(b)に示す現在の構造形式に変更した。¹⁾ 荷重時に柱が壊れないように、杵材の固定に金物の使用をできるだけ避けた。図2に示すように「縦杵材」を柱に沿って挟んだことにより、柱にかかる推力を支持させる造りとした。斜材構面外の添え板は、斜材が外れないようにするために、力を発揮しない配置とした。この構造形式で変動係数を20%とする壁倍率は4.0を超えた。

次いで、壁耐力の上昇を図り斜材の断面寸法の厚みを60mmと75mmに大きくした。また各段組の中棧材(水平材)の上と下に、斜材が90°に直交して組むことが出来るよう寸法調整が可能な、図1(c)に示す「横杵材」を沿えた。²⁾ 斜材を組み込んだ箱型の耐震要素を軸組内に挿入する思惑であったが、初期剛性が低くなった。試験体に水平材を数多く使用したため、斜材を受ける部位に隙間が多く、ある程度変形してから斜材が効く機構のため、初期剛性が低くなり、その結果として壁倍率は2.2から2.7で、3.0を超えることがなかった。

そこで再び、「横杵材」なしで「縦杵材(束材)」を柱に

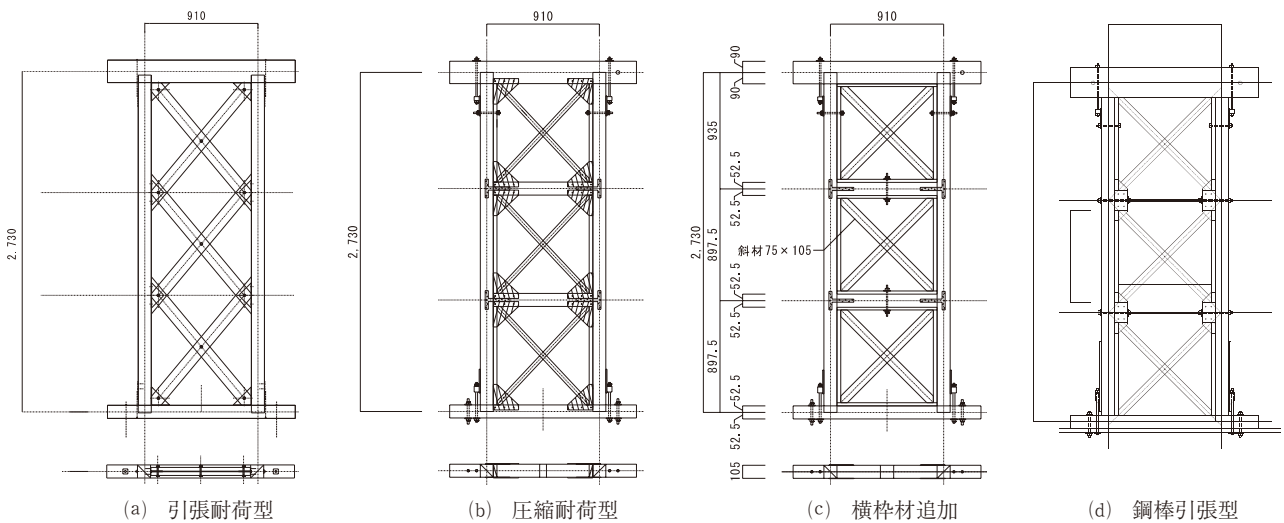


図1 試験体形状の変遷

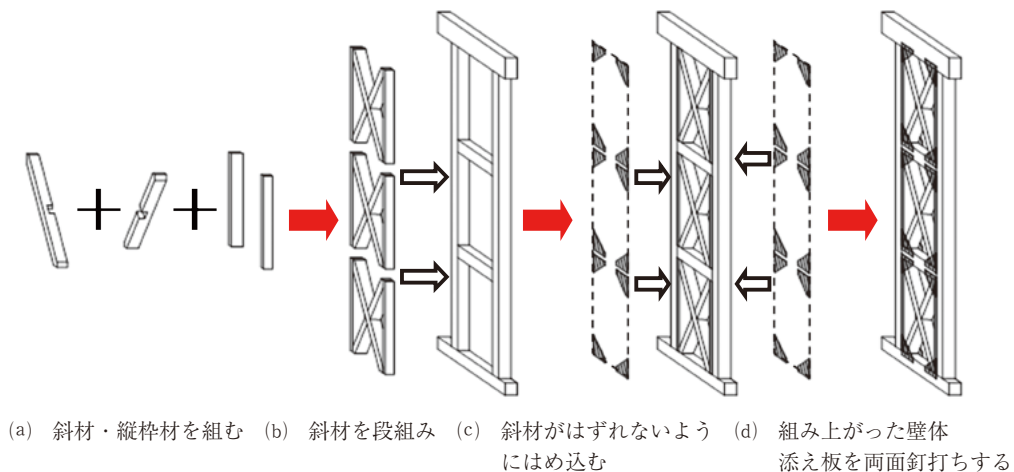


図2 耐震補強用の斜材耐力壁試験体の作製方法

沿えただけの形式に戻した。更に斜材の段組の間にある中棧材（水平材）は常に水平荷重と同じ大きさの引張力を受けるため、図1(d)に示す鋼棒に変更してM16全ねじボルトを用いることにした。³⁾ この効果は顕著に現れ、実験した試験体3体は壁倍率が3.8~4.5程度と高かった。また特定変形時（1/120rad）の耐力と終局時に基づく耐力がどの試験体とも近く、初期弾性域と大変形塑性域の耐力が拮抗するバランスが良いものとなった。ただ実用上の問題は、両方の柱を貫通する鋼棒を使える場合に限られる点である。また水平耐力の過大な上昇は、軸組である柱や、土台あるいは梁材本体を破壊に導く結果に繋がる。従って高過ぎない適度な壁耐力を目指すことが望ましいとわかった。なお、柱脚と水平材の引張耐力補強のため、ガラス繊維強化プラスチック（GFRP）を利用した試験体の載荷実験を実施した⁴⁾ が、この研究の一連の方向性とは少し外れる。

3. 実験計画

3.1 試験体

壁試験体は図3に示す柱芯間距離 L が910mm（試験体名 B60-3-1P）と1,820mm（試験体名 B60-3-2P）を各1体の合計2体を作製した。⁵⁾ 層高（土台から載荷梁の材中心間高さ） H が2617.5mm、試験体の部材断面寸法は、柱と土台は105×105mm、梁は105×240mmとした。斜材は三段組とし、断面は60×105mmである。梁にはスギE70材を、柱にはスギ集成材E65-F255を、土台にはヒノキE130材をそれぞれ使用した。柱、斜材、梁、土台の比重と含水率を表1に示す。斜材は2つの材を互いに90度に交差させ、相欠きとし、架構にはめ込むだけである。斜材の落下防止のため6mm厚の合板（105×75mm）を、柱に添えた束材に釘打ちにより取り付けた。

これまでの実験では層間変形角が1/15radを超えた大変形時に、柱と中棧を接合するT字型かど金物に、繰り返し曲

げ変形による亀裂が生じた。曲げ破壊に強くするためここではV字鋼板（カネシン エーステンプレートⅢ-ZM；短期引張耐力7.4kN）を使用した。2P試験体の中柱と中棧には帯金物（カネシン ビスどめ短ざく L BS-L360）、柱頭にはホールダウン金物（カナイ ホールダウン C-HD2530）、柱脚にはホールダウン金物（カナイ シークホールダウン C-HD50S）をそれぞれ使用した。写真1に各金物の接合状況を示す。

3.2 載荷方法

水平力載荷の試験方法及び評価方法は、（財）日本住宅・木材技術センターの『木造軸組工法住宅の許容応力度設計（2008年版）』にある「柱脚固定式の鉛直構面の面内せん断試験」⁶⁾に従った。載荷装置を図4ならびに写真2に示す。試験体上部の梁に油圧ジャッキで繰り返し加力を与え、柱頭部と柱脚部での水平変位 δ の差による見かけの層間変形角 δ/H を $\pm 1/450, 1/300, 1/200, 1/150, 1/100, 1/75, 1/50, 1/15$ rad とした。同一変形振幅で、正負繰り返し

表1 比重と含水率

材種	スギ集成材	スギ	スギ	ヒノキ
B60-3-1P	柱	斜材	梁	土台
比重	-	-	0.416	0.544
含水率(%)	10.1	43.6	16.8	11.9
B60-3-2P	柱	斜材	梁	土台
比重	-	-	0.41	0.528
含水率(%)	9.28	49.8	24.3	11.8



(a) 中棧V字金物



(b) 中柱帯板金物

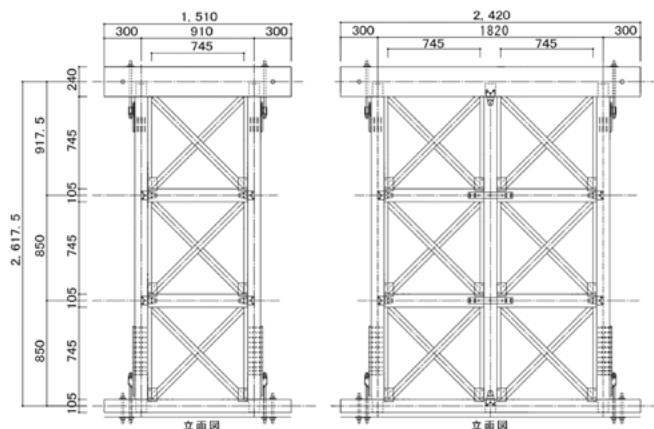


(c) 柱頭金物



(d) 柱脚金物

写真1 部材の接合金物種別



(a) B60-3-1P

(b) B60-3-2P

図3 試験体



写真2 試験体

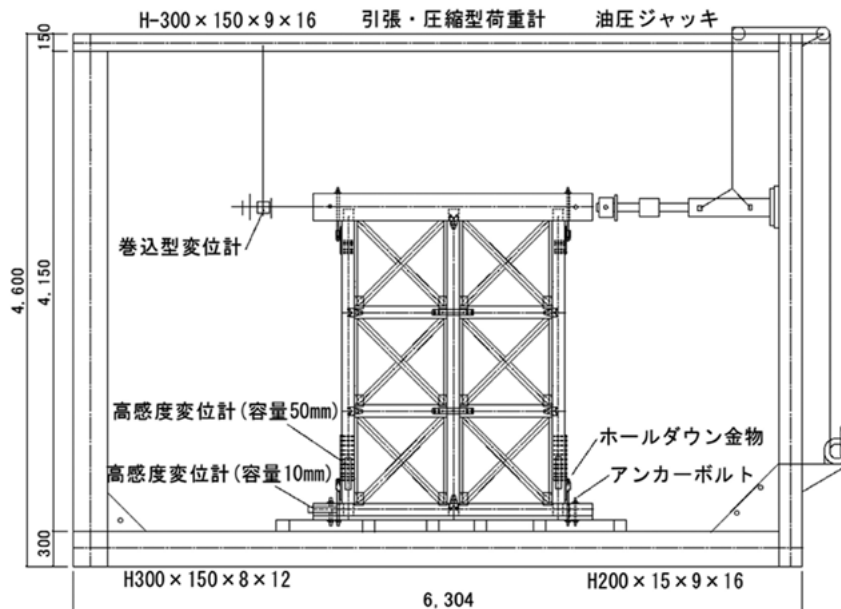
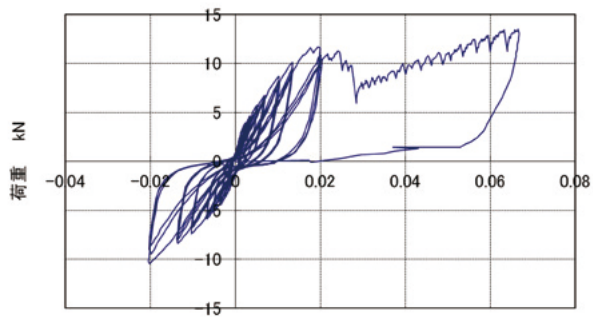


図4 荷装置

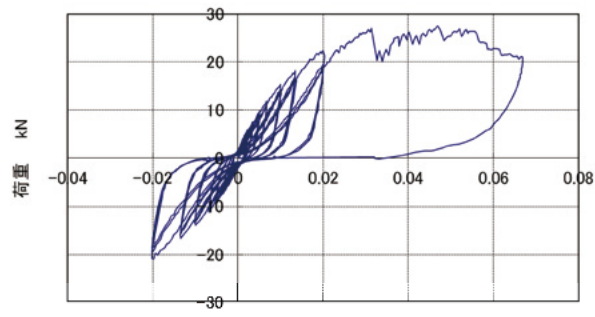
表2 耐力と壁倍率 (太字は耐力の最小値)

試験体名	B60-3-1P		B60-3-2P	
降伏耐力 P_y kN	10.57	6.25	15.73	15.45
初期剛性 K kN/mm	681	1025	1397	1404
終局耐力 P_u kN	10.98	10.42	24.45	23.80
最大荷重 P_{max} kN	13.48	11.70	27.51	26.95
構造特性係数 D_s	0.371	0.476	0.407	0.595
終局耐力 $P_u \cdot (0.2/D_s)$	5.92	4.38	12.01	8.00
$P_{max} \cdot 2/3$ kN	8.98	7.80	18.34	17.97
特定変形 (1/120rad) 時の耐力 kN	7.58	7.58	13.36	13.36
短期基準せん断耐力 P_0 kN	5.92	4.38	12.01	8.00
短期許容せん断耐力 P_a kN	5.36	3.97	10.88	7.25
壁倍率 (変動係数20%として)	3.01	2.22	3.05	2.03

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

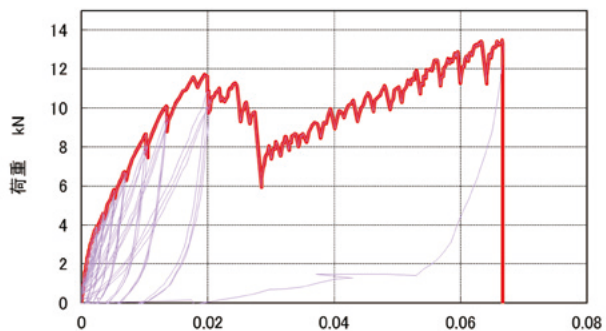


せん断変形角 rad
(a) B60-3-1P

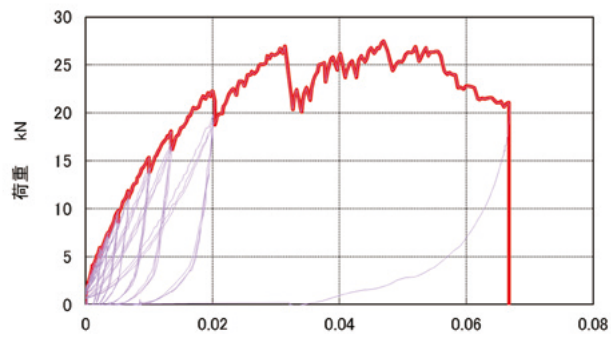


せん断変形角 rad
(b) B60-3-2P

図5 水平荷重 - 層間変形角曲線

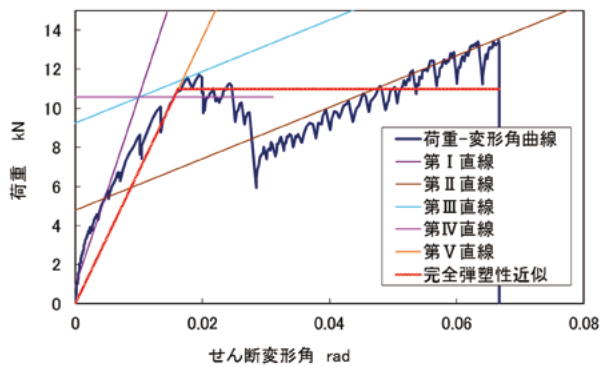


(a) B60-3-1P

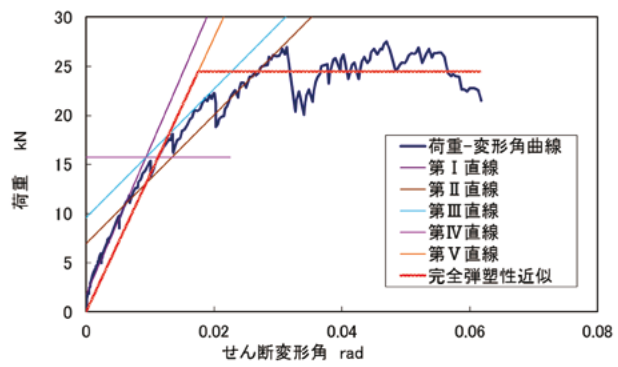


(b) B60-3-2P

図6 水平荷重 - 層間変形角曲線 (包絡線)

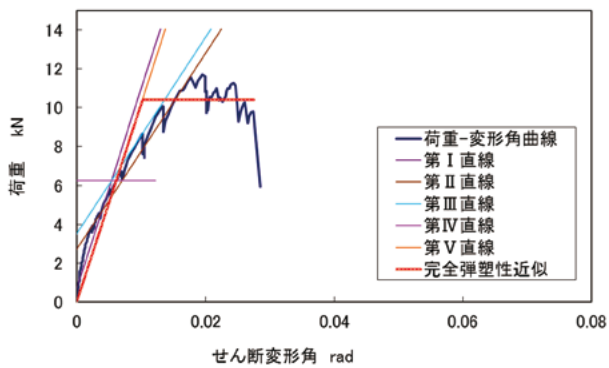


(a) B60-3-1P

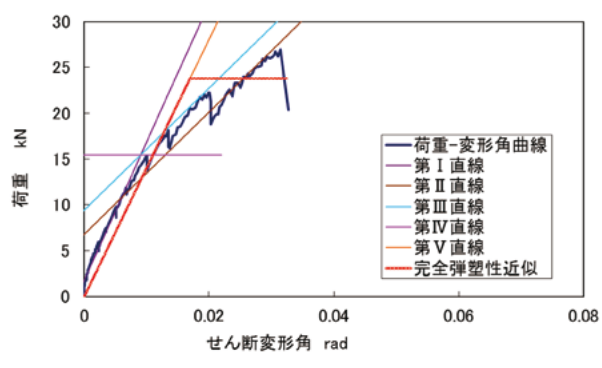


(b) B60-3-2P

図7 完全弾塑性近似による耐力



(a) B60-3-1P



(b) B60-3-2P

図8 完全弾塑性近似による耐力



(a) B60-3-1P



(b) 中棧部



(c) 中柱



(d) B60-3-2P



(e) 柱脚部



(f) 斜材

写真3 実験後の試験体状況

返しを各3回行った。油圧ジャッキの変位限界もしくは最大荷重後の80%荷重低下時点で載荷を終了する。なお、短期許容せん断耐力に関わる評価方法を附録にまとめた。

4. 実験結果

4.1 荷重 - 層間変形角曲線

各試験体の実験で得られた水平荷重 - 層間変形角の履歴曲線を図5に示す。2体の試験体とも層間変形角が $1/50\text{rad}$ を超え 0.03rad の辺りで、水平荷重が一度大きく低下した。中棧と柱をつなぐV字金物の釘頭が外れ、引張に耐えきれず、中棧部と柱に隙間ができた。しかし柱は曲げ変形を生じながら、斜材に柱に添えた束材が突っ張りとして効く抵抗機構に変化し、再び荷重が上昇し始めた。図6に示す最終加力した引張側の荷重 - 変形角曲線の包絡線より作成した完全弾塑性近似を図7に示す。荷重 - 変形角曲線は、層間変形角が 0.03rad あたりで荷重が大きく下がっている。荷重はそれまでの載荷履歴における最大荷重の80%を一旦下回ったが、再び上昇して $1/15\text{rad}$ の最終変形まで継続できた。

4.2 壁倍率

降伏耐力 P_y 、終局耐力 P_u 並びに壁倍率に関わる耐力評価値の一覧を表2に示す。 $1/15\text{rad}$ の最終変形までを

算入した壁倍率は、変動係数を20%としてB60-3-1Pは3.01、B60-3-2Pは3.05となった。柱芯間距離を2倍にしてもほぼ同程度の壁倍率が得られる結果となったが、前回の壁試験体で得られた壁倍率4.0よりも全体にやや低い。

一方、荷重 - 変形角曲線において層間変形角 0.03rad あたりで荷重が大きく下がっている時点で、図8のように壁倍率を評価することが本来正しい。このとき壁倍率は、表2の各試験体の右側に示す耐力値のようになる。壁倍率は、B60-3-1Pは2.22、B60-3-2Pは2.03となり、前回の壁試験体より更に低い結果となった。中棧部の金物の一部破損が壁倍率の大きな低下に繋がることになった。

4.3 履歴吸収エネルギー

各試験体の層間変形角で $1/200\text{rad}$ 、 $1/100\text{rad}$ 、 $1/50\text{rad}$ の時の、荷重 - 層間変形角の履歴ループ曲線を、各々の最大変形とその時の耐力で無次元化表示したものを図9に示す。B60-3-1PとB60-3-2Pを層間変形角毎に比較すると、 $1/200\text{rad}$ と $1/100\text{rad}$ の時は、目立った差異はないが、 $1/100\text{rad}$ の時に逆S字形のすべり傾向が、少し現れていることが認められる。 $1/50\text{rad}$ の時には、履歴ループ曲線は明らかな逆S字の形になっている。これは繰り返し載荷によって斜材と柱材に隙間ができ、大変形時に抵抗がなくなり滑るためである。

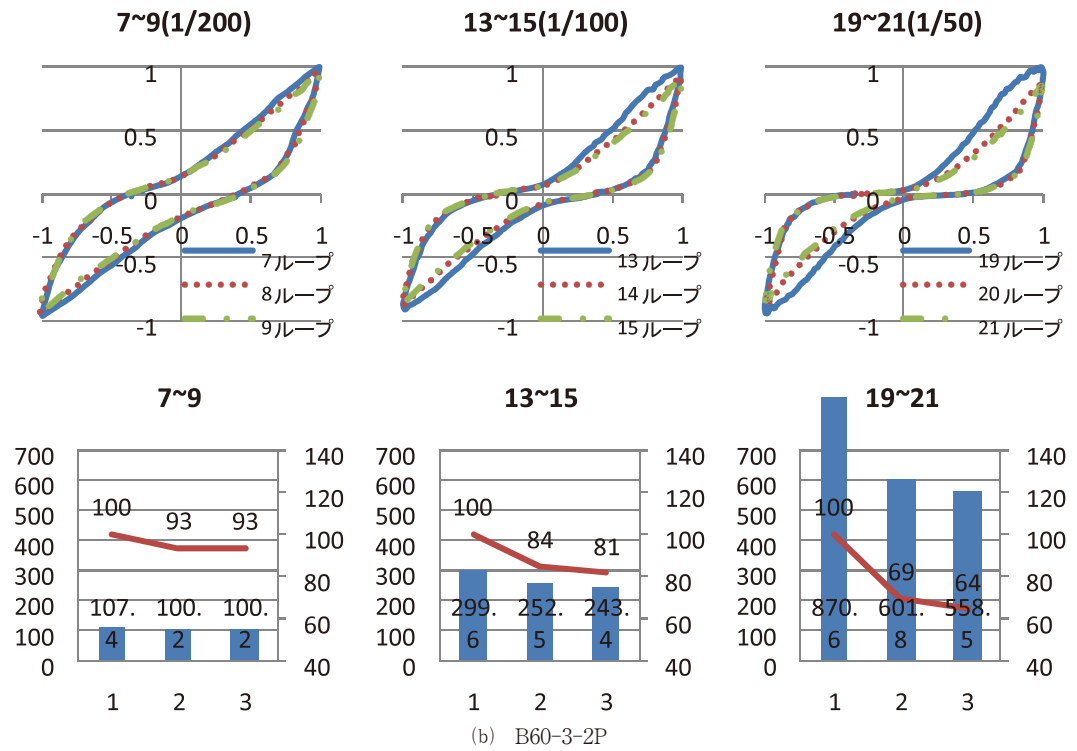
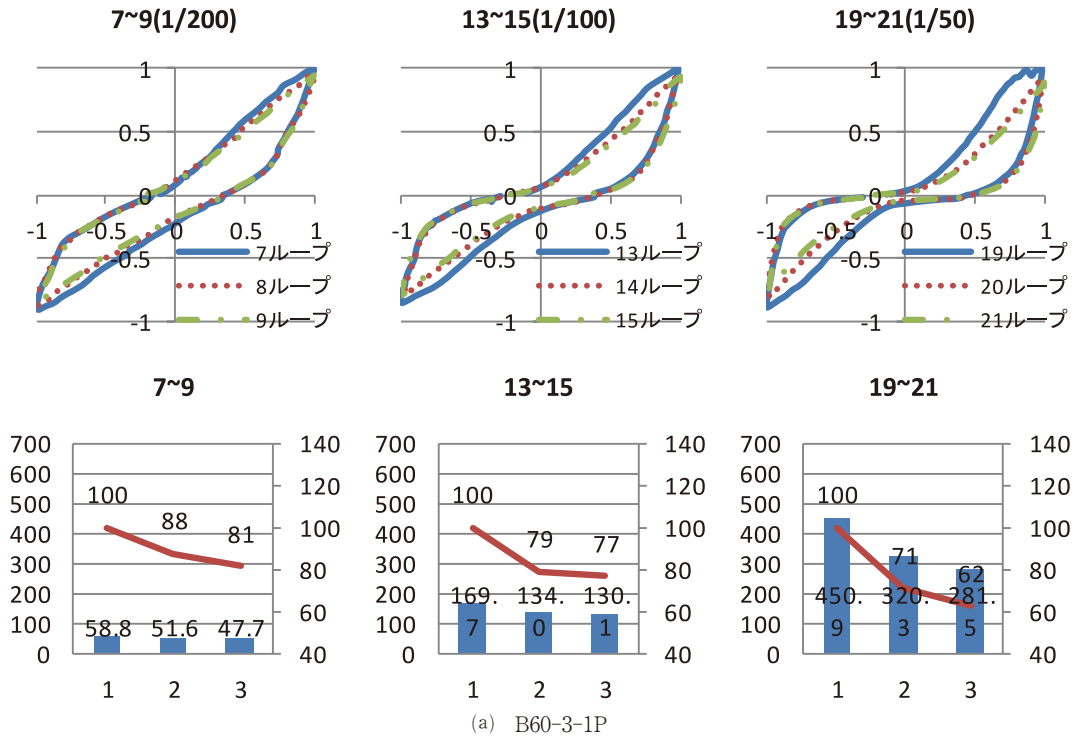
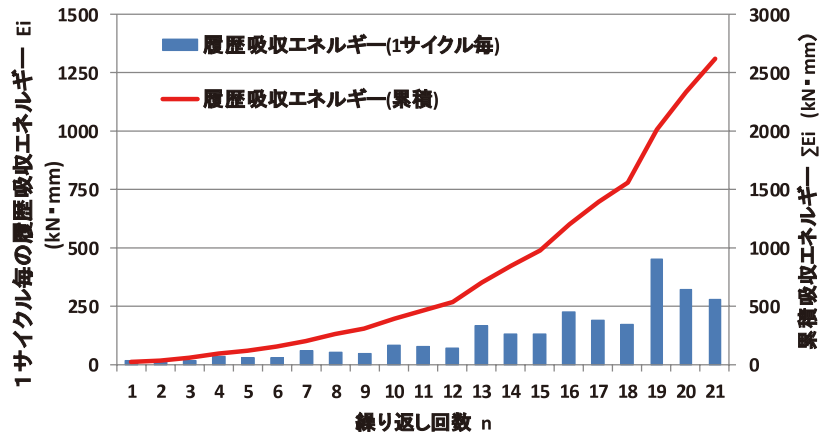
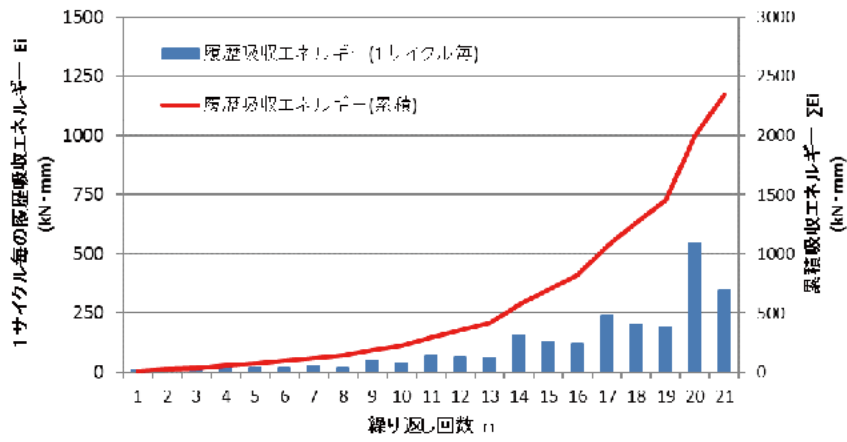


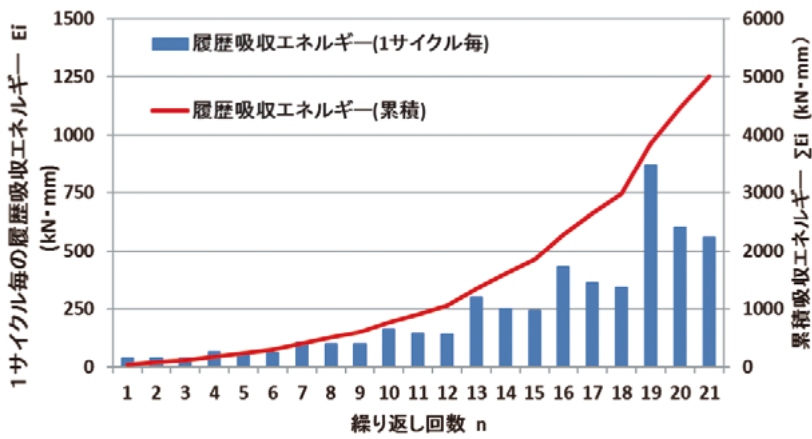
図9 履歴ループの形状変化と履歴吸収エネルギー比較



(a) 1P 試験体 B60-3-1P



(b) 1P 試験体 B60-3FS³



(c) 2P 試験体 B60-3-2P

図10 累積履歴吸収エネルギーの比較

断変形角で $1/120\text{rad}$ とする。)

①～④の値は、附図1の完全弾塑性モデルで評価する。これは水平荷重-層間変形角曲線の包絡線より作成する。包絡線上に $0.1P_{max}$ と $0.4P_{max}$ を結ぶ第I直線を引く。包絡線上に $0.4P_{max}$ と $0.9P_{max}$ を結ぶ第II直線を引く。包絡線に接するまで第II直線を平行移動し、これを第III直線とする。第I直線と第III直線との交点の荷重を降伏耐力 P_y とする。この点から x 軸に平行に第IV直線を引く。第IV直線と包絡線との交点の変位を降伏変位 δy とする。原点と $(\delta y, P_y)$ を結ぶ直線を第V直線とし、その勾配を初

期剛性 K と定める。最大荷重後の $0.8P_{max}$ 荷重低下域での包絡線上の変位を終局変位 δu と定める。包絡線と x 軸及び $x = \delta u$ の直線で囲まれる面積を S とする。第V直線と $x = \delta u$ の直線と x 軸及び x 軸に平行な直線で囲まれる台形の面積が S と等しくなるように x 軸に平行な第VI直線を引く。第V直線と第VI直線との交点の荷重を完全弾塑性モデルの終局耐力 P_u と定め、その時の変位を完全弾塑性モデルの降伏点変位 δv とする。塑性率 $\mu = (\delta u / \delta v)$ とする。構造特性係数 D_s は、塑性率 μ を用い、 $D_s = 1 / \sqrt{(2\mu - 1)}$ とする。