

地場産材を用いた木質ブロックによる 既存木造住宅の耐震補強工法の開発



所属名：米子工業高等専門学校
建築学科
発表者：稲田 祐二

1. はじめに

林業の振興、環境保全あるいは中山間地の産業創出をはかるべく、間伐材や地場産材の有効利用を目的とした木質ブロックが考案されている¹⁾。この木質ブロックの用途の一つとして想定されているのが、既存木造住宅の架構内に積層壁として組み込み、水平耐力を向上させる耐震補強用壁材としての用途である²⁾。本木質ブロック積層壁による耐震補強工法は、各ブロックを積み上げることで補強壁を構成するものであることから、資材の運搬が容易であると共に、その組み立てに際して熟練した技能を有する必要がない。筆者等は、これまでに本木質ブロック積層壁による耐震補強工法の基礎資料とするため、木質ブロック単体³⁾、木質ブロック3層積層壁⁴⁾および木質ブロック破れ積み積層壁⁵⁾についての面内水平載荷実験を行い、それらの基本的な構造的な性能及び相当壁倍率を確認し、既存木造住宅の耐震補強壁としての面内水平剪断性能が充分見込めることを明らかにしてきた。そこで、本開発研究では、木質ブロックによる耐震補強工法の技術を確立するために、既存木造住宅を対象とした補強工法を提案するとともに、補強されたモデルフレームの耐震補強効果を実験により確認した。

2. 補強工法の概要

本木質ブロックによる既存木造住宅の耐震補強工法は、地場産材を用いた木質ブロックによる積層壁を、古民家を含む既存木造住宅の軸組構面内に設けることによって、水平耐力の増大と剛性分布の改善をはかり、その耐震性向上を目指す簡易低コスト型の耐震補強工法を目指している。すなわち、図1に示すように木質ブロックを積層した後、頭つなぎ梁および脚部つなぎ梁で挟み込み、長ネジボルトにて緊結した積層壁を耐震補強壁として構築し、既存フレーム内に設置するものであり、補強壁と既存木造住宅のフレームとの接合は、図2および図3に示すような既存フレームとつなぎ梁に4本のビス(φ3.8)を用いて取付けたボス(100×100×30mm)により剪断力を伝達するメカニズムにしている。なお、木質ブロックの頭つなぎ梁、脚部つなぎ梁の端部には、木質ブロックを緊結するための長ネジボルトを通すための穴をあけると共に、長ネジボルト締め付け用のナットと座金がセットできるスペースとして80×80×30mmの切り欠きを設けている。

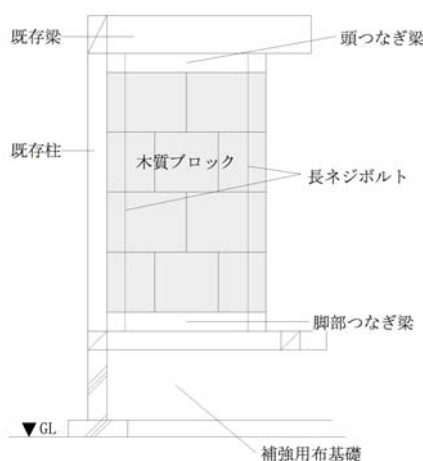


図1 耐震補強用積層壁

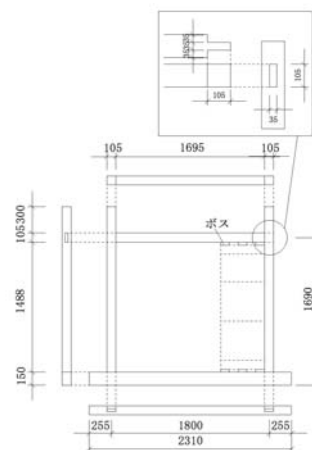
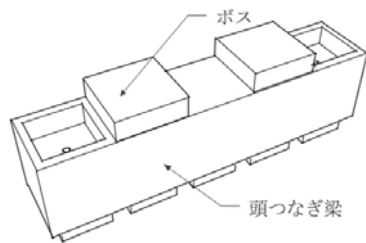
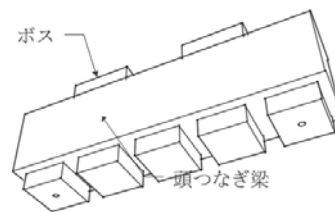


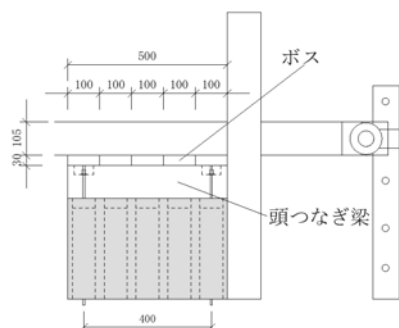
図2 木造架構モデル



(a) つなぎ梁上側



(b) つなぎ梁下側



(c) 接合部側面図

図3 接合部詳細図

3. 実験概要

本開発研究では、既存木造軸組に相当するフレームとして、図2に示す軸組モデルを設定した。フレームを構成する柱、梁および土台の材質は、すべてスギ材であり、スパンは1800mm、梁中心までの高さは実験に使うオイルジャッキの取り付け位置の都合上1690mmとし、土台断面は150mm×105mm、柱と梁断面は105mm×105mmの角材を用いている。一方、補強用木質ブロック積層壁は、建築空間をなるべく損なわない最小の補強壁幅をモデルケースとして、3段芋積み積層壁（以下、シングル積層壁）とした（図2参照）。なお、既存フレームと積層壁の接合部は、図3に示すようなボスのかみ合いによる接合詳細とした。

次に、荷重方法であるが、本実験で採用した供試体の水平剛性は、シングル積層壁に関する既往の実験結果⁴⁾で得られた水平剛性よりも低下すると考えられることから、オイルジャッキのストロークを勘案し変位制御による単調荷重実験とすることにした。なお、単調荷重であることから荷重方向に対するシングル積層壁配置が応答性状に明らかに影響を与えられとされるため、シングル積層壁の配置を、左端（Lタイプ）右端（Rタイプ）とした2種類の供試体を用意した。図4にシングル積層壁を左側に組み込んだ時（Lタイプ）、図5に右側に組み込んだ時（Rタイプ）の供試体と変位計の設置状況をそれぞれ示す。

4. 実験結果及び考察

図6は、3層積層壁の荷重点位置の水平荷重-水平変形関係⁴⁾とLタイプ及びRタイプの荷重点位置の水平荷重-水平変形関係を示したものである。LタイプおよびRタイプともに水平耐力の低下は見られず、変形が測定不能になった時点（Lタイプ:198mm、Rタイプ:196mm）で実験を打ち切った。図から分かるように、RタイプおよびLタイプとも3層積層壁に比べ剛性が低く、終局層間変形角 $R=1/15$ に相当する水平変位113mmを超えても耐力が上昇している。なお、RタイプとLタイプでは、Lタイプの方が剛性は低くなっていることがわかる。3層積層壁に対するRタイプおよびLタイプの剛性低下は、基本的には補強積層壁と被補強フレームの接合部分で生じており、今後補強積層壁の性能を十分に発揮させるためには、ディテールの改良が必要である。

次に、シングル積層壁の設置位置による剛性の相違であるが、図6から分かるようにRタイプの剛性はLタイプと比べて3割ほど高くなっている。Rタイプの剛性が高い理由として、被補強フレームが補強積層壁を拘束する効果は、Lタイプに比べRタイプの方が大きいためであると考えられる。

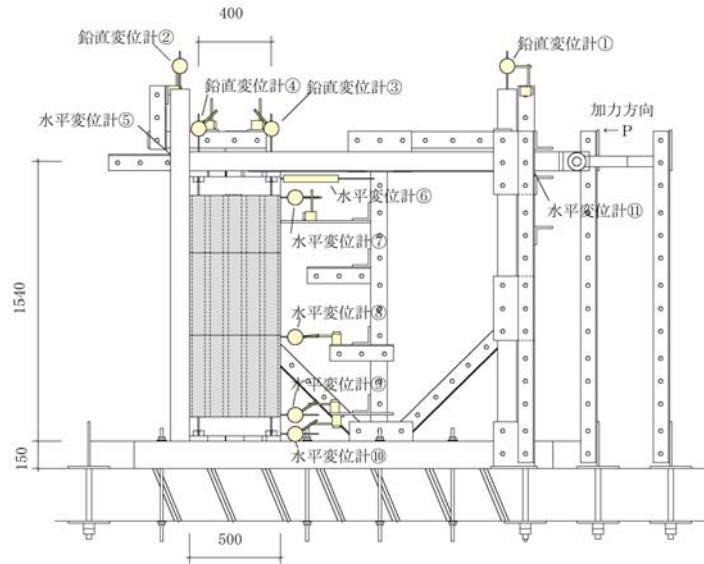


図4 Lタイプ供試体

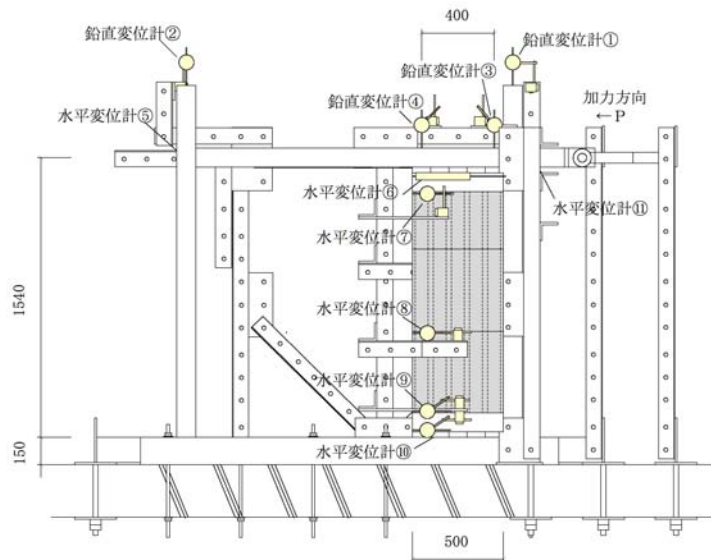


図5 Rタイプ供試体

図7はLタイプ、Rタイプの被補強フレーム柱位置の水平荷重と鉛直変位の関係を示したものである。なお、鉛直変位は、水平変位による回転にともなう成分の補正を行っている。図からわかるように、圧縮側柱位置の鉛直（めり込み）変位に対して引張り側柱位置の鉛直（引き抜き）変位が大きくなっていることがわかる。

図8には、実験で観察されたLタイプ供試体の変形モードを示す。全体の変形モードは、図に示したように補強用木質ブロック積層壁がロッキング変形を起こし、それを被補強フレームが拘束するというパターンである。ここでは、微小変形を仮定し、被補強フレームの梁・柱の仕口をピン、木質ブロック積層壁を剛体、柱の軸伸縮を無視し梁の曲げ弾性変形のみを考慮すると、図8に示す木質ブロックによる突き上げ力 P_v (又は、木質ブロック拘束力) は下式により求めることができる。

$$P_v = \frac{H}{D} P_H \quad (1)$$

ここに、 P_v : 突き上げ力、 H : 供試体の高さ、 D : シングル積層壁の幅、 P_H : 水平力である。上式から、突き上げ力は供試体の高さと同質ブロックの幅の比に依存していることが分かる。さらに、図8

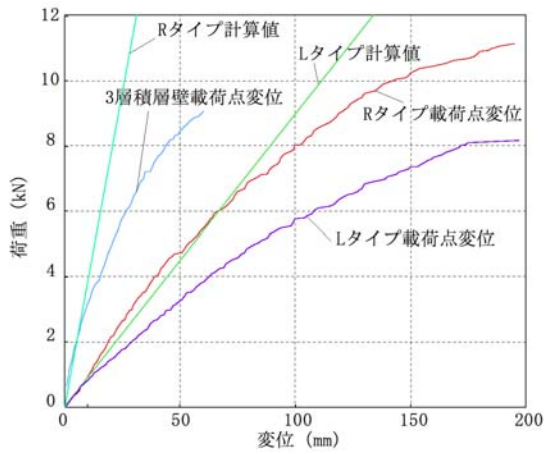


図6 荷重点位置水平荷重-水平変形関係

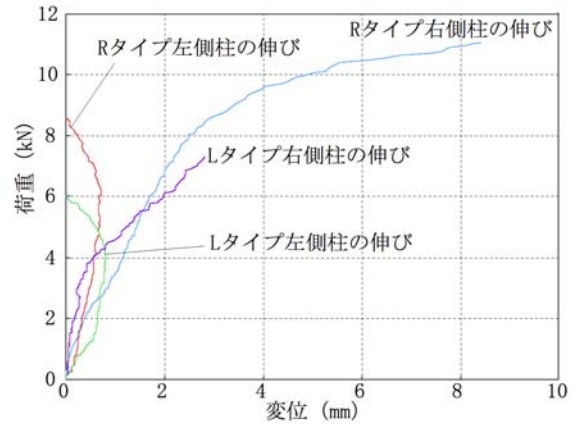


図7 柱位置水平荷重-鉛直変位関係

を参照し、突き上げ力により梁が弾性変形すると仮定すると、図に示した水平変位は、下式で算定することができる。

$$\delta_H = \frac{H^2}{D^2 K_b} P_H \quad (2)$$

ここに、 δ_H : シングル積層壁のロッキング変形に伴う水平変位、 K_b : 外フレームの梁部分の突き上げ力とその作用位置のたわみに関する剛性である(杉材として $E=7000\text{N/mm}^2$ を使用)。図6に示しているLタイプ計算値は式(2)により算定した水平変位である。計算結果から初期弾性剛性は、ロッキング変形成分が卓越するためほぼ近似できているが、荷重レベルが上がるにつれて生じる剛性低下をうまく表現できていないことがわかる。これは、つなぎ材のめり込み等の塑性変形を無視していることが理由として挙げられる。

図9には、実験で観察されたRタイプ供試体の変形モードを示す。全体の変形モードは、図に示したように補強用木質ブロック積層壁がロッキング変形を起こし、それを被補強フレームが拘束するというパターンである。ここでは、微小変形を仮定し、被補強フレームの梁・柱の仕口をピン、木質ブロック積層壁を剛体、柱の引き抜き変形のみを考慮すると、図9に示した水平変位は、下式で算定することができる。

$$\delta_H = \frac{H^2}{D^2 K_N} P_H \quad (3)$$

ここに、 K_N : 引き抜き力を受ける柱の軸剛性である。

図6に示しているRタイプ計算値は式(3)により算定した水平変位である。なお、柱の拘束軸剛性は、実験結果より $K_N=3.4\text{kN/mm}$ とした。計算結果よりRタイプのロッキングによる変形は、Lタイプと異なり全体を支配していないことがわかる。また、荷重レベルが上がるにつれて生じる剛性低下

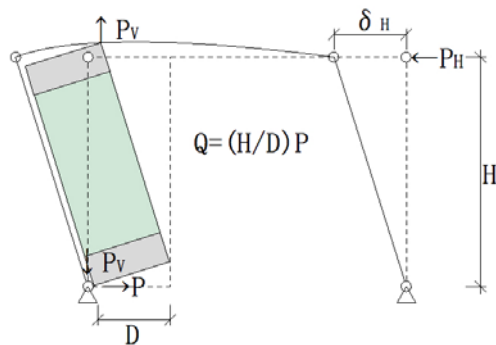


図8 Lタイプ変形模式図

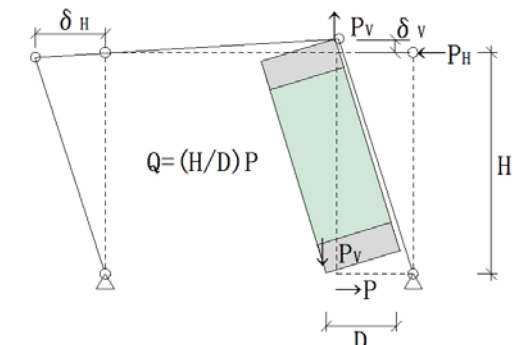


図9 Rタイプ変形模式図

をうまく表現できていない。これはLタイプ計算値と同様にフレームの弾性変形やめり込みによる塑性変形を考慮していないためと考えられる。

最終的な破壊形式は2つの実験とも外フレームが破壊せず、シングル積層壁やボスの各部分が圧縮破壊した。これは、木質ブロックの頭つなぎ梁、脚部つなぎ梁の端部に木質ブロックと固定するための長ネジボルトの固定用の切り欠きを作ったため、突き上げ力が作用するつなぎ梁の端部が十分な強度を持たなかったことによる。従って、外フレームと木質ブロックの接合部のディテールを改良するとともに、突き上げ力が供試体高さと同質ブロック幅の比に依存することから、組み込む積層壁の幅を大きくすることで剛性の増大をはかることができると考えられる。

5. 相当壁倍率

本開発研究で実施した実験は、文献6)に示された木造耐力壁の壁倍率の試験方法とは、試験体の数量や載荷履歴等が異なっているが、本木質ブロック積層壁の構造性能の指標を明らかにするためには壁倍率に相当する指標を明らかにすることが有効であるため、実験から得られた供試体の水平荷重と水平変位関係から壁倍率を算定し、これを相当壁倍率と定義した。今回の実験から得られた相当壁倍率はL、Rタイプ両方とも1.1となり、既往の実験で得られた木質ブロック3層積層壁の相当壁倍率2.0⁴⁾を大きく下回った。LタイプおよびRタイプの剛性に大きな差があったにも関わらず、両者の相当壁倍率が同じになった理由としては、相当壁倍率が特定変形時の耐力で決まっているためである。また、補強工法の相当壁倍率が木質ブロック3層積層壁の壁倍率を大きく下回った理由も同様に、特定変形時の耐力が低かったためである。しかし、前述したような剛性増大に関する対策をとることで相当壁倍率の向上が期待できると思われる。なお、長ネジボルトはタイロッドとしてではなく本積層壁の構造型式の一部であることを勘案し、壁倍率の算定法は無載荷式に準ずるものとした。

6. まとめ

今回行った開発研究により明らかとなったことを以下に列記する。

- 1) LタイプとRタイプの履歴特性は異なっており、RタイプはLタイプと比べて剛性が約3割程度大きかった。
- 2) 実験の結果から算定した相当壁倍率はLタイプとRタイプとも1.1であり、予想より小さかったが木造住宅の補強耐力壁として使用できると考えられる。
- 3) 木質ブロック自体に破壊は起こらなかったが、シングル積層壁にロッキング変形が起こることによってつなぎ材のめり込みやボスの圧壊が起きた。
- 4) つなぎ材、ボスのディテールに改良を施すことや組み込む積層壁の幅を大きくすることで更なる剛性及び耐力の向上が期待できる。

参考文献

- 1) 三島昌彦：提案・木造乾式嵌合ブロックによる家作り，木材工業，Vol.62，No.2，pp.76～79，2007
- 2) 稲田祐二他：地場産材を用いた木質ブロックによる古民家耐震補強，建築学会既存建築物の耐震改修デザイン，pp.34，2008.1
- 3) 藤原研哉他：木質ブロックを用いた組積造のフィージビリティスタディ（その1：木質ブロック単体の構造性能実験），日本建築学会中国支部研究報告集，第29巻，pp.81～84，2006.3
- 4) 南口洋樹他：木質ブロックを用いた組積造のフィージビリティスタディ（その2：木質ブロック積層体の構造性能実験），日本建築学会中国支部研究報告集，第30巻，pp.217～220，2007.3
- 5) 南口洋樹他：木質ブロックを用いた組積造のフィージビリティスタディ（その3：木質ブロック破れ積み積層体の構造性能実験），日本建築学会中国支部研究報告集，第31巻，219，2008.3
- 6) 国土交通省住宅局建築指導課・木造住宅振興室監修，枠組壁工法建築物設計の手引き・構造計算指針編集委員会：枠組壁工法建築物構造計算指針，社団法人日本ツープイフォー建築協会発行，2002