小幅パネルを引きボルト接合した CLT 壁の水平力に対する挙動

LATERAL STRUCTURAL PERFORMANCE OF NARROW SIZE CROSS LAMINATED TIMBER
CONNECTED WITH TENSILE BOLTS弥浦 壮太*, 五十田 博**, 槌本 敬大***, 中川 貴文****,
北守 顕久*****, 鈴木 圭*****, 津田 千尋******Sota MIURA, Hiroshi ISODA, Takahiro TSUCHIMOTO,
Takahumi NAKAGAWA, Akihisa KITAMORI, Kei SUZUKI
and Chihiro TSUDA*

Shear wall tests of single CLT wall of which size is 1x3m were conducted to evaluate the shear performance and 4m width shear wall with opening tests consisting of double 1x3m of CLT panels and hanging panels were also conducted. Tensile bolts were used as connection between the shear wall and foundation, shear wall and hanging wall, and top-bottom of shear walls. Simple tensile tests for every bolt joint, compression, shear and bending tests for CLT panel were conducted to calculate the load-displacement relationship and to derive structural design procedure of the shear wall. As results of these static loading tests, the following conclusions are drawn;

1. Each CLT panel remained elastic and shear deformation of CLT panel is less than the connections deformation. This highlighted seismic performance of CLT construction is controlled by the design and detailing of the connections.
2. Equations to calculate load-displacement relationship of CLT shear walls are computed from the equilibrium of internal and external forces. The equations are validated with the experimental results.

Keywords : *Cross Laminated Timber, Structural performance, Lateral force, Static test, Full-scaled specimen, element specimen*

直交集成板, 構造性能, 水平力, 静加力実験, 実大実験, 要素実験

1. はじめに

クロス・ラミネイティド・ティンバー (Cross Laminated Timber、以下 CLT と称する。)は、ひき板の各層を繊維方向が互いに直交するように積層接着した板で、強度的に低質な材を内層部に利用でき、かつ比較的高耐力を発現するため、木質構造における新たな建築用材として注目されている。海外では、特に欧州を中心に近年利用が急増し、水平構面として比較的大空間の構造で利用されるばかりでなく、6~10 階建の中高層建物の壁床等にも利用されている。日本では 2013 年 12 月に JAS (日本農林規格、直交積層板)¹⁾が制定されたが、いまだ基準強度は規定されておらず (2015 年 12 月末現在)、建築確認では時刻歴応答解析による大臣認定が必要なため法的なハードルは高いが、いくつかの案件が新築、計画されている。そして、今後、基準強度や仕様規定などの整備により、より一般的な方法での安全、安心な建物の建設に期待がもたれているところである。

さて、このような CLT を用いた構造であるが、今のところ決まった構法は存在していない。材の大きさ、厚さの選択、床、壁の構成方法、はり設置のありなし、はりを設置する場合の接合方法、垂れ壁、腰壁の構成、材の勝ち負けなど、欧州のメーカーのカタログ^{例え}ば²⁾や北米の CLT ハンドブック³⁾などに書かれてはいるものの、仕様規定的なルールが存在しているわけではない。接合強度なども例示されてはいるが、結局のところ、一品生産的にケースバイケースで機能性、安全性が計算や実験により担保されているのが現状である。

日本では現在のところ、材料、構成方法と部材強度や海外基準の適用性の確認^{4),5)}など、日本独自の接合部⁶⁾などなど、実験により強度や変形性能についての把握がなされている段階で、構造のシステムとしての検討はこれからである。

本研究ではそのような構造システムに関する研究、実建物の挙動把握の第一歩として、5 層 5 プライで 1m 幅の CLT を縦方向並びに

* 信州大学大学院 修士課程(当時)

** 京都大学生存圏研究所 教授/建築研究所 客員研究員・博士(工学)

*** 建築研究所材料研究グループ 上席研究員・博士(農学)

**** 国土技術政策総合研究所建築研究部 主任研究官・博士(農学)

***** 京都大学生存圏研究所 助教・博士(農学)

***** 木構造振興 主任研究員/東京大学大学院木質材料科学研究室
博士課程・修士(農学)

***** チームアーキテクトオフィス 構造エンジニア・博士(工学)

Grad. Stud., Graduate School of Engineering, Shinshu Univ.

Prof., RISH, Kyoto Univ./ Visiting Researcher, BRI, Dr.Eng.

Chief Research Eng., Dept. of Building Materials and Components,
Building Research Institute, Dr.Agr.

Senior Researcher, Building Dept., NILIM, MLIT, Dr.Agr.

Assist. Prof., Research Institute for Sustainable Humanosphere, Kyoto
Univ., Dr.Agr.

Chief Researcher, Wood Structure Prom/ The University of Tokyo,
M.Agr.

Structural Engineer, Team Architect Office, Dr.Eng.

横方向にも引きボルト接合し、水平耐力に抵抗する壁構造についての検討を実施した。ラミナの樹種はスギ、内層のヤング係数の範囲を $3.5 \sim 6.4 \times 10^3 \text{ N/mm}^2$ 、最外層のそれを $5.0 \sim 7.9 \times 10^3 \text{ N/mm}^2$ とした JAS の Mx60 相当が対象である。検討内容は、1m 幅の無開口壁と 1m 幅の無開口壁 2 枚と垂れ壁、腰壁などを組み合わせて 4m 幅とした壁の水平加力実験で各要素の試験結果から抵抗機構を明らかにするとともに、荷重変形関係や強度の計算式などの提案を試みる、というものである。

2. 想定している架構のイメージ

本研究で対象としている架構を図1に示す。接合詳細は文献⁷⁾⁸⁾、使用している金物の仕様は文献⁹⁾を参照願いたい。ただし、実施時期により多少の寸法等の違いがあるが、ここでは本論文で対象とする構造のイメージとして理解いただきたい。壁はモジュール最小単位小幅のCLTで、全面壁（以下、壁は全面壁を指す）の上下端と垂れ壁部分で引きボルト接合されている。垂れ壁の引きボルトは壁の上下方向の接合と垂れ壁の水平方向部分の接合が互いに交差するため、壁の接合を優先し、垂れ壁は上下各々ボルト2本で接合している。この引きボルトにより曲げモーメントを伝達する。せん断力は壁下端の中央部分をU型金物、上端をL形金物で、垂れ壁端部の中央部分を平型金物の鋼板添え板でビス接合し、伝達している。腰壁がある場合には引きボルトは付けず、外れない程度に長さ185mmのビス5本を用いて壁と腰壁を斜め打ちしている。なお、壁、腰壁、垂れ壁と区別しない場合にパネルと称する。

3. 1P 壁の性能

3.1 壁の実験と弾性時の力の釣り合い式の誘導

幅 1m で高さ 3m の無開口壁（以下、1P 壁）に対して面内せん断実験を実施した。試験体は図 1 に示した壁に対し、2. で説明した引きボルトを用いて脚部を基礎に相当する部分に接合するもので、土台などを敷かず直接接合することを想定した試験体と床があることを想定した試験体の 2 種類である。床には 5 層 5 プライの CLT を用いた。試験体詳細は文献¹⁰⁾を参照願いたい。試験方法は壁倍率や木造の許容応力度計算の評価に用いられる方法¹¹⁾とした。なお、脚部のせん断力を伝える U 型金物がモーメント抵抗するのを防ぐため、ここではこれを設置せず、 $\phi 50$ のせん断キーを CLT と鋼材、あるいは木床との間に挿入し、せん断力に抵抗させた。

実験結果のせん断力と変形角の関係を図2に示す。終局状態はいずれも後述する図5の右図のように引きボルト部分のせん断破壊であった。床のないものは3体のうち2体が塑性化せずに脆性的な挙動をし、1体でのみ明確な塑性化がみられた。床のある試験体ではすべてで塑性化後、引きボルト部のせん断破壊が生じ荷重低下した。

このような抵抗機構を力学モデルで表現するため、まず、床のない試験体では脚部の抵抗挙動を鉄筋コンクリート造の単筋ばりと同様と考え、力と変形の釣り合い式をたて、せん断力と各部応力の関係を得ることとした。以下にその流れを示す。式中の変数などについては図3を参照願いたい。

単筋ばりにおいて圧縮縁から中立軸までの距離 x は式(1)の2次方程式を解くことにより、曲げモーメント M と縁応力 σ_c 、引張力 T との関係はCLT壁の脚部において、式(2)で与えられる。

図1 架構のイメージと詳細図

図2 1P壁実験・せん断力変形角関係

図3 モーメント分布のイメージ（拡大図）

$$\frac{1}{2}bx^2 + a_tnx - a_tnd = 0 \quad (1)$$

$$M = \frac{1}{2} \sigma_c b x \left(d - \frac{1}{3} x \right) = T \left(d - \frac{1}{3} x \right) \quad (2)$$

b : 壁 CLT の厚さ、 a_t : 引きボルトの有効断面積、 $n = E_t/E_c$ 、 E_t : 引きボルトの見かけのヤング係数、 E_c : 壁 CLT の圧縮側の見かけのヤング係数、 d : 圧縮縁から引張側の引きボルトまでの距離

ここでヤング係数を見かけとしているのは、引張側は引きボルトを含む引張要素実験で得られた剛性 k に基づいてヤング係数を式(3)により求めることにより、圧縮側は壁 CLT を構成するラミナの繊維方向を考慮し、繊維平行方向と繊維直角方向の並列バネと考えて式(4)により求めることによる。

$$E_t = \frac{kl}{a_t} \quad (3)$$

l : ボルトの締め付け間距離 (図 3 の H' に座金等の厚さを加算)

$$E_c = \frac{E_{//}A_{//} + E_{\perp}A_{\perp}}{A_{//} + A_{\perp}} \quad (4)$$

$E_{//}$: ラミナ繊維平行方向のヤング係数、 $E_{\perp}$: ラミナ繊維直角方向のヤング係数、 $A_{//}$: ラミナ繊維平行方向の断面積、 $A_{\perp}$: ラミナ繊維直角方向の断面積

回転剛性 R はモーメントを回転角で割った値で式(5)となる。

$$R = k(d - x) \left(d - \frac{1}{3}x \right) \quad (5)$$

脚部接合部に生じる M は、せん断力 P と、その作用点とせん断抵抗する距離から求め、式(6)で表される。

$$M = P(H - H_d) \quad (6)$$

H : 加力点から CLT 壁下端までの距離

H_d : CLT 壁下端からせん断力抵抗までの距離

壁の変形は式(5)で求められる脚部回転角に高さを乗じ、壁自体の曲げ変形 δ_b とせん断変形 δ_s を加えることにより求められる。曲げ変形は曲げヤング係数と圧縮ヤング係数が等しいとして式(7)により、せん断変形は全層のラミナが有効と考え式(8)により求めた。ここで、ヤング係数の扱いや 1.2 とした形状係数 κ については、今後検討が必要と考えている。

$$\delta_b = \frac{P(H - H_d)^3}{3E_c I} \quad (7)$$

I : 壁の断面二次モーメント

$$\delta_s = \frac{P(H - H_d)}{GA/\kappa} \quad (8)$$

A : 全断面積、 G : せん断弾性係数、 $\kappa=1.2$

次に、床のある試験体の荷重変形は、木質構造接合部設計マニュアルの引きボルト式柱-梁接合部¹²⁾に倣い求めることとした。こちら、前述と同様に力と変形の釣合い条件により導かれている。算出における各係数等の詳細を付録 1 に示した。引きボルト式柱-梁接合部では、引張側の剛性を引きボルト、座金部分のめり込みなどにより求めているが、ここでは実験結果を用いた。水平力や変形などが式(6)~(8)によって求められる点は床なしと同様である。

3.2 要素実験による各パラメータの設定

引きボルトの要素実験^{13),14)} 本研究で用いた接合部と同様の接合位置において実施した引張実験の結果を図 4 に示す。また、同図中にはバイリニアとトリリニアに置換したモデルも併記した。なお、主な終局状態は図 5 に示すような局部的なせん断と引張断面の破断であった。

CLT の面内部分圧縮実験 CLT の面内部分圧縮実験については既往の研究が少なく、パラメータをふって、実験的にその挙動を明らかにすることとした。試験体を図 6 に示す。部分圧縮である端

部圧縮、中間部圧縮に加え、全面圧縮も併せて実施した。図は材せい 200mm であるが、端部圧縮と全面圧縮では 100mm、300mm のものについても実施し、各種類 6 体の合計 42 体である。本試験は壁実験を実施した健全部分を横方向に切断し、製作した、つまり、加力方向に対して表層と 3 層が繊維平行方向で、2 層と 4 層が繊維直角方向である。試験は試験体下部全体を平滑な反力床で支持し、加力板により圧縮力を加えた。変位は底板と加力板の間を測定した。

典型的な荷重変形関係を図 7 に示す。いずれの試験体も挙動は似通っており、直線的な荷重上昇の後、最大荷重に至り、その後徐々に荷重低下するというものであった。実験結果を整理して表 1 に示した。各試験体とも 6 体の平均値である。なお、見かけのヤング係数は安定した弾性挙動として、最大荷重の 0.2~0.5 倍の区画を評価の対象とした。結果を考察すると、圧縮強度は部分圧縮と全面圧縮の比較では部分圧縮が大きく、特に中間部圧縮の値が大きく繊維直角方向のめり込みによる耐力上昇がみとれる。見かけのヤング係数は中間部圧縮が高いものの、端部圧縮と全面圧縮ではその違いが

図 4 引きボルトの要素実験

図 5 引きボルトの破壊性状

図 6 部分圧縮実験・試験体図一例 (材厚 200mm)

図 7 部分圧縮実験・典型的な荷重変位関係

表 1 部分圧縮実験・実験結果 (カッコ内は変動係数)

材厚 [mm]	圧縮 部分	$\sigma_{\max}$ [N/mm ²]	σ_y [N/mm ²]	E_c [N/mm ²]
100	全面	23.3 (5.4)	19.4 (3.8)	2,109 (9.0)
	端部	25.6 (2.3)	24.1 (7.3)	2,563 (9.2)
200	全面	23.9 (4.6)	22.4 (7.3)	4,109 (8.6)
	端部	25.5 (5.5)	23.4 (4.5)	3,984 (12.9)
	中間部	27.2 (3.5)	26.1 (4.1)	4,810 (14.2)
300	全面	23.6 (4.2)	21.2 (6.0)	4,050 (9.3)
	端部	25.6 (2.9)	23.1 (8.1)	4,591 (12.0)

明確にはみられない。厚さ 100mm の見かけのヤング係数の値が小さいのは、加力板近傍で生じた局所的な繊維圧縮の影響と考えられる。以降の計算では 200mm の平均値をヤング係数として用いる。

CLT の面内せん断実験 面内部分圧縮実験同様、CLT の面内せん断実験についても実験的に性能を確認した。実験方法は逆対称 4 点荷重法により、同じ試験体について 6 体を実施した。試験体の大きさは、せいが 240mm、荷重区間も同じく 240mm である。表 2 に結果を示した。これよりせん断弾性係数 G を求めた。参考までに本実験で得られたせん断強度 τ も示した。

3. 3 非線形への拡張と降伏モード

非線形挙動を呈する部分は引きボルト接合部、CLT 壁の圧縮側、そして床のある試験体では床へのめり込みと考えた。その非線形挙動を解析的に求めるにあたり、区分線形化増分解析を用いた。具体的に床なしの試験体を例に説明すると、初期の剛性に対して式(1)を適用し中立軸を求め、降伏荷重に対して式(2)を適用し、圧縮側で降伏か引張側の降伏かの判定を実施し、どちらか小さい方の値で降伏するとして降伏モーメントを求める。ついで降伏した要素に関しては剛性を入れ替え式(1)で再度中立軸を計算し、次の降伏判定をおこなう。この手順を繰り返す、というものである。

ここで、実験時の降伏状態について確認しておく。図 8 は 1P 壁実験の壁脚部の引きボルトの軸力と浮き上がり関係を要素実験に基づいて定義したトリリニアモデルと重ねて示したものである。床の有無に関わらず、引きボルトは降伏、終局に達している。ついで、壁 CLT 脚部の圧縮降伏について確認する。図 9 に床のない試験体における壁の圧縮側の挙動として、横軸を層間変形角とし、縦軸は三角変位めり込みと仮定して式(9)により算出した圧縮応力度 σ_c を示した。図中には表 1 で示した端部圧縮での降伏応力度 σ_y の平均値も示してある。圧縮側では 1 体が降伏に至っていることがわかる。この試験体は、靱性が高かった試験体であり、床なし試験体の靱性は壁 CLT の圧縮側の局所的な塑性化が関連している。一方、床あり試験体の床は写真 1 のようにめり込みによる残留変形がみられ、塑性化が進んだことが容易にわかる。

$$\sigma_c = \frac{N}{x \times b} \times 2 \quad (9)$$

N : 浮き上がり側軸力(=T)、 b : CLT の幅

さて、図 10 には実験結果と区分線形化増分解析の結果を示した。ここで、式(6)などで用いられている H_d はゼロとした。この仮定については後述する。やや最大荷重を小さ目に計算しているものの、降伏荷重、降伏変位を良好に追跡できていることがわかる。

ここで、 H_d の仮定について、いくつかの検討結果を述べる。図 11 は、中立軸の距離 x を実験時に壁の両端に設置した変位計より変位ゼロの点として求め、計算結果と比較したものである。実験結果は横軸を層間変形角とし、壁の荷重変形をバイリニアモデルに置換した際の降伏点 θ_v も重ねて示した。初期剛性により求めた計算による中立軸は、床なしで 257.8mm、床ありで 392.9mm であった。降伏点での直接的な比較はできないが、床なし試験体では押し引きの中間的な値であり中立軸は実験と計算で一致している。終局状態では実験結果が計算結果に漸近しており、追跡できている。床ありは、降

伏点ではやや計算値が小さ目であるが、ほぼ妥当、終局状態では計算値がやや小さ目の結果を与えている。

表 2 せん断剛性・せん断強さ

せん断弾性係数 G		せん断強度 τ	
平均	変動係数	平均	変動係数
791.9N/mm ²	16%	4.18N/mm ²	4.6%

(a) 床なし試験体 (b) 床あり試験体

図 8 1P 壁実験・浮き上がり側挙動

図 9 圧縮側挙動 (床なし)

写真 1 床へのめり込み降伏

(a) 床なし試験体 (b) 床あり試験体

図 10 非線形挙動解析結果

(a) 床なし試験体

(b) 床あり試験体

図 11 1P 壁実験・圧縮縁から中立軸までの距離

ついで、引きボルトに設置したロードセルから得られた引き抜き力で、壁高さ H と水平力を乗じ求めたモーメントを除して、式(2)中の $(d-1/3x)$ を求め、それより中立軸 x を求め比較を試みた。その結果、 x は終局状態ではほぼゼロあるいはマイナスの値となった。この原因として、 H_d がゼロではないこと、あるいはせん断抵抗に用いたドリフトピンが引き抜ける際に摩擦力が生じて、曲げ抵抗していること、などが考えられる。また、引きボルトがせん断抵抗しており、そのせん断の抵抗位置によって H_d が影響を受けていることが考えられる。仮に逆算的に実験結果を再現できる H_d を求めると、壁脚部から引きボルトの座金下端までの距離の中央にあり、 $H_d=1/2H'$ であった。なお、この部分での抵抗挙動は曲げ抵抗に加えて、図12に示すように、圧縮ストラットが形成され抵抗していると考えられる。今回の実験方法では $H_d=0$ として計算するほうが理論整合していると考えられるが、不明の抵抗要素もあり、今後検討を要すると考えている。なお、設計上は $H_d=0$ で安全側の仮定となることを念のため申し添える。

以上、多少課題があるものの力の釣り合いで1P壁の耐力をほぼ追跡できることを確認した。ここで、釣り合い鉄筋比以下の鉄筋コンクリート梁の曲げモーメント計算式と同じ構成とした場合、降伏モーメントと終局モーメントを求める式と係数を式(2)と図11の結果を参考に整理すると、式(10)となる。なお、引きボルトの形が異なる、CLT壁の厚さが異なるといった場合には、式(1)に立ち返って整理すればよい。さらに引張接合や圧縮塑性に関するパラメータスタディにより、設計時のより適切な係数が提案できると考えている。

$$M = T \times j$$

$$\text{床なし } M_a : j = 0.90 \times d \quad M_u : j = 0.95 \times d \quad (10)$$

$$\text{床あり } M_a : j = 0.85 \times d \quad M_u : j = 0.90 \times d$$

d : 引張側ボルトから圧縮縁までの距離

4. 構面の実験と接合部実験との関係

4.1 構面実験

実験概要 試験体は図1に示した接合を用いた、壁・まぐさ・床・腰壁パネルからなる1.5層の構成とし、腰壁を設けた試験体（以下、腰壁あり）1体と腰壁のない試験体（以下、腰壁なし）3体とした。壁幅は1mで2mの開口を取り、4m幅とした。1階壁と2階壁の間に床を設け、2階床CLTは厚さ180mmの5層6プライである。図1について材料も含めもう少し詳しく述べると、引きボルトは基礎一壁間および壁一壁間はM24両ネジボルト（SCM435）とし、座金はそれぞれ厚さ19mm、25mmを用いた。まぐさ一壁間は2-M16両ネジボルト（SNB7）で厚さ16mmの座金を用いた。引きボルトは手締め後スパナで1/4回転に管理した。また、基礎一壁間にU型の金物、壁一床間にL型の金物、まぐさ一壁間に平型の金物を用い、長さ65mmのビスを用いて、基礎一壁間は両面で22本、壁一床間では片側22本、まぐさ一壁間では片面にのみ32本で留めつけた。これらのビスの本数は、事前の実験などでせん断力に対して抵抗できるように設計した結果である。また、腰壁一壁間は引きボルトを用いず、長さ185mmのビス5本を斜め打ちして接合したのみである。床は壁の長さ方向に直交して配されることを想定し、両端を500mm幅として、間に1mの床を長さ500mmとして挿入した。床CLT同士は、厚さ24mm、幅150mmの構造用合板をスプライン材

図12 脚部の抵抗機構（アーチ機構）

図13 構面実験の1層層せん断力-層間変形角関係

◆：最大荷重点、■：最大荷重の8割に低下した点

表3 構面実験・実験結果

	Q_{max} [kN]	$\theta_{Q_{max}}$ [rad]	Q_y [kN]	Q_u [kN]	K [kN/rad]	D_s
腰壁あり	235	0.024	173	200	14,760	0.325
腰壁なし1	195	0.035	153	177	14,203	0.373
腰壁なし2	187	0.033	149	169	12,722	0.323
腰壁なし3	176	0.036	133	157	12,545	0.355
平均(なし)	186	0.035	145	168	13,156	0.351
あり/なし	1.3	0.7	1.2	1.2	1.1	0.9

として用い接合した。詳しくは文献^{7),8)}を参照願いたい。

1層高さは3,000mmとし、加力は1.5層の位置で両端のCLT壁の中央をピン接合したうえで、それを押し引きした。加力方法はみかけのせん断変形角で制御し、正負交番3回繰り返して加力とした。目標変形角は加力点高さでの変形角が1/450、1/300、1/200、1/150、1/100、1/75、1/50、1/30とし、その後は1/10radまで引ききった。

実験結果 図13に各試験体の1層の層せん断力-層間変形角関係を示す。表3に実験結果として最大層せん断力 Q_{max} とその時の変形角 $\theta_{Q_{max}}$ 、降伏層せん断力 Q_y 、終局層せん断耐力 Q_u 、初期剛性 K 、構造特性係数 D_s をまとめて示した。これらは耐力壁の評価法と同様¹⁾にバイリニア置換して求めた。表中には腰壁ありと腰壁なしの比も示したが、腰壁なしについては3体の平均値とした。腰壁による壁CLTの回転拘束により、初期剛性、最大層せん断力共に腰壁ありの方が腰壁なしより高い値を示し、初期剛性で1.1倍、最大層せん断力で1.3倍を示した。1P耐力壁は76.1kNの最大せん断耐力であった。無開口壁が2枚あり、腰壁がある場合には無開口壁分の1.5倍、腰壁のない場合には1.2倍と計算された。1P壁が片持ち梁形式であったのに対して、腰壁や垂れ壁部分でモーメント負担したことにより反曲点位置が下がり、せん断抵抗力が上昇したのと考えられる。また、構造特性係数 D_s は0.32程度で1P壁の床のない試験体では靱性がなく、小幅のCLTを組み合わせることにより、靱性が高くなった。

ここで、各試験体の主な破壊性状について考察すると、いずれの試験体においても主な破壊性状は、1 層脚部接合部の引っ張り破壊と、まぐさ一壁接合部のボルトの降伏あるいは破断であった。接合部で CLT パネルにめり込みが生じたが、CLT 壁自体がせん断破壊することはなかったことから、接合部の性能が CLT 構面の保有水平耐力を決める要因であるといえる。接合部の変形モードをもう少し詳しく検討するため、図 14 に最大層せん断力到達時の変形図を示した。腰壁なしでは最大層せん断力、降伏層せん断力などで最も平均的な値を示した表 3 中の「腰壁なし 2」のものとした。変形がわかりやすいように、実験値に対して変位を 5 倍拡大してある。基礎一壁間で引張力を負担している箇所（図中、①②）とまぐさ一壁間で引張力を負担している箇所（図中、③④）の軸力－層間変形角関係を図 15 に示す。なお、図 13 中の点と接合部の点に対応している。まず、基礎一壁間の引きボルトが最大引っ張り力に達した時点で、この接合部は脆性的に荷重が低下する。しかしこの時点でまぐさ一壁間の引きボルトは最大ではなくまだ余裕がある。そこで、まぐさ一壁間のモーメント負担が多くなり、さらに、まぐさ一壁間の靱性によって壁の靱性が確保される。その後まぐさ一壁間の破壊によって、層の荷重変形において荷重低下が生じる。以上が各接合部の挙動分析である。なお、1/10rad までに壁脚部の引きボルト部の破壊が生じた。

4.2 増分解析による実験結果の追跡

すべてのパネルをブレース置換し、各接合部の実験結果をモデル化した非線形パネとして表現し、増分解析を実施した。ここでパネルのブレース置換のブレース断面は面内せん断実験より定義した。非線形要素は壁端部に設置した引きボルト、圧縮は面内部分圧縮実験より定義した圧縮要素、並びにめり込み要素、さらにパネル間の端部中央部に設置したせん断抵抗と回転抵抗用のビスの要素である。なお、せん断抵抗用のビスについてもその挙動を実験的に求めた。また、脚部のせん断金物の回転抵抗については、後述する鋼板の曲げにより剛性、耐力を決定した。解析結果と実験結果を比較し図 16 に示す。増分解析により良好に実験結果を再現できることがわかる。

4.3 引きボルト接合部の性能から構面の終局耐力の推定

ここでは節点振り分け法により構面の終局せん断耐力の推定を試みる。図 17 に示すようなモーメント図を想定し、式(11)により終局層せん断力 Q_u を求める。

$$Q_u = \frac{M_{1t} + M_{1b}}{H_1} \times 2 \quad (11)$$

1 層頭部モーメントは、式(12)の通りにまぐさ端部モーメント M_{1h} から 2 層脚部モーメント M_{2b} を引くことにより求め、2 層脚部モーメントは終局層せん断力 Q_u から式(13)により求める。

$$M_{1t} = M_{1h} - M_{2b} \quad (12)$$

$$M_{2b} = \frac{1}{2} Q_u \cdot H_2 \quad (13)$$

ここでの釣合いは材軸中心位置であり、2 階脚部は脚部せん断金物の位置で降伏が生じていないことを確認した上で、以上を整理すると、式(14)が得られる。

(a) 腰壁あり (b) 腰壁なし

図 14 構面実験・最大層せん断力時の変形図

(a) 腰壁あり (b) 腰壁なし

図 15 構面実験・接合部の軸力層間変形角関係

(a) 腰壁あり (b) 腰壁なし

図 16 増分解析と実験結果の比較

図 17 構面実験・想定するモーメント図

$$Q_u = \frac{M_{1h} + M_{1b}}{H_1 + H_2} \times 2 \quad (14)$$

ここで垂れ壁のせん断力伝達位置のモーメント M'_{1b} と材軸中心位

置でのモーメント M_{lb} での換算は以下となる。

$$M_{lb} = \frac{L_1}{L'_1} M'_{lb} \quad (15)$$

同様に 2 階脚部も引きボルト位置で置換して求めた。計算は、抵抗要素やその算定方法を変え 3 ケースについて実施した。ケース 1 は、脚部、まぐさ端部共に引きボルトのモーメント抵抗のみとし、要素実験で得られた引きボルトの終局耐力から算出したものである。ケース 2 はせん断金物によるモーメント抵抗も考慮したものである。せん断金物で発生するモーメント抵抗は、壁の終局層間変形 θ_u の時のビス 1 本毎の浮き上がり変位 δ_i を回転中心からのそれぞれのビスの距離に変形角を乗じることにより求め、図 18 に示すビス打ちせん断金物の要素実験により求めたビス 1 本あたりの耐力のバイリニア特性に基づき式(16)、(17)により求めた。

$$M_s = \sum L_i \cdot \left(P_u \times \frac{\delta_i}{\delta_v} \right) \quad \delta_v > \delta_i \quad (16)$$

$$M_s = \sum L_i \cdot P_u \quad \delta_v < \delta_i \quad (17)$$

L_i : 各ビスと CLT 壁脚部の圧縮側を三角形部分とした合力までの距離

1 層脚部については、実験で金物の曲げ変形によるものが先行した。そこで、図 19 のように中央のボルト位置で支持された片持ちばりとし、式(18)により計算し加算した。

$$M_s = 2P \cdot L_s = 2 \cdot \frac{bh_s^2}{6} \cdot \sigma_y \cdot L_s \quad (18)$$

b : U 型せん断金物の幅、 h_s : U 型せん断金物の板厚、 σ_y : 鋼材の降伏曲げ応力度、 l : ボルト位置から CLT 表面までの距離、 L_s : U 型せん断金物の中心から CLT 壁脚部の圧縮側を三角形部分とした合力までの距離

ケース 3 は脚部が終局耐力を迎えた時点であっても、まぐさ端部が終局には至っていないので、その影響を考慮したものである。具体的には、1 層脚部引きボルトが降伏変位 δ_v に達した時点でのまぐさの曲げ抵抗を、まぐさ上下端に設置した変位計よりボルトの引張力と回転角に基づいて算出した。また、引きボルトに乗じる j は 1 層脚部を $0.95d$ とし、まぐさでは $0.90d$ とした。1 層脚部引張り耐力は、図 4 で示したバイリニアの終局耐力とした。まぐさ端部においてもこれと共に実施された要素実験により決定するが、壁側の固定とまぐさ側の固定があるので、それを直列バネとして剛性を求め、終局耐力は小さい方の値とした。図 20 にはそのモデルを示した。

表 4 に計算結果と実験結果の比較を示した。ケース 1 は、計算値が小さくなった。これはケース 1 で考慮していないせん断金物部分の影響であり、同時に降伏するとした各部のモーメントよりも影響大きい。すべての要素を考慮したケース 2 はすべてが降伏状態にあると仮定して計算しているため、過剰な結果となっている。ケース 3 は簡易計算としてもっとも精度がよいと考えられ、5% の差にとどまった。なお、ケース 3 の計算は降伏変形の仮定が必要となるが、前述したとおり増分解析を実施すればほぼ精度よく計算が可能であり、ここでは簡易計算の精度を確かめる目的で実施した。

図 18 せん断金物の実験結果

図 19 U 型金物の力学モデル

図 20 まぐさ端部の引きボルト性能

表 4 各モーメント抵抗と実験値との比較

ケース	M_{lb} [kNm]	M_{lh} [kNm]	Q_u (計算) [kN]	Q_u (実験) [kN]	計算/実験
1	169.5	149.9	139.0	167.9	0.828
2	179.9	265.7	193.9		1.155
3	179.9	111.0	177.2		1.055

5. まとめ

低質な木材を利用しつつも、比較的高耐力の部材として注目されている CLT のうち、1×3m 程度の小幅パネルを引きボルトを用いて、上下間の接合、耐力壁とまぐさなどの接合した 1P 耐力壁と 4P 構面について水平加力実験を実施した。また、その水平加力実験の荷重変形関係を追跡する目的で、力と変形の釣り合いに基づく式をたてて、面内部分圧縮実験、面内せん断要素実験などを併せて実施した。以上の検討で得られた結果は以下のとおりである。

1) 1P 壁の水平加力実験の結果、脚部を土台などを敷かず直接基礎に相当する部分に接合した試験体は、引きボルトの強度、靱性にその性能が依存する。今回の引きボルトを用いた壁では、70kN を超える最大せん断耐力を示したが、脆性的な破壊性状となったものもあった。一方で床がある想定した試験体では、木床部分で変形が進み、比較的靱性に富んだ性状が得られた。耐力は直接基礎上に設置されるものよりも小さな値となった。なお、CLT 壁自体は局部圧縮もみられたが、多くは弾性域にあった。

2) 1P 耐力壁の荷重変形関係を鉄筋コンクリート造の単筋ばりと同様の方法で定式化し、挙動を追跡した。計算値が小さ目であるが、良好に剛性、強度を追跡できた。なお、1) で考察した直接基礎上に設置される耐力壁の強度が大きくなるのは、引張力と圧縮力の合力の距離 j が大きいことにより、それがこの式からも確認できた。

3) 4P 構面の実験の結果、垂れ壁、腰壁の影響で、1P 耐力壁に比べ、無開口壁の単位長さあたりの耐力の上昇が確認できた。また、4P 構面は靱性に富む構造となったが、それは、柱脚部が最大荷重を迎えた後に荷重低下しても靱性のあるまぐさ部によってモーメント負担があり、ピン支点のラーメンとなることによる。

4) 4P 構面の終局耐力を変形と力の釣り合いから求めた。前述したとおり柱脚部の破壊時には、まぐさのモーメントは想定した終局モ

ーメントに対していないため、節点振り分け法をもちいると過大評価となるが、簡易計算により 80%~115%程度の精度で、終局耐力が追跡可能であった。

なお、一連の研究として、本接合システムを用いて、3 層箱型建物に対して静加力実験^{9),15)}、振動台実験¹⁵⁾をすでに実施しており、その研究結果について続報として報告する予定である。

謝辞

本研究は平成 24 年度、国土交通省補助事業「木造長期優良住宅の総合的検証委員会構造分科会」（主査：河合直人工学院大学教授）、平成 25~26 年度国土交通省建築基準整備促進事業「S7：CLT を用いた木構造の設計法に関する検討」（委員長：安村基静岡大学教授）の一環として実施した。三宅辰哉氏（日本システム設計）、荒木康弘氏（建築研究所）、松田昌洋氏（信州大学）をはじめご助言をいただいた方々、菅沼田直人君（当時信州大学）、志村智君、畠山太志君（以上、当時工学院大）、和田真美さん（京都大学）など実験に協力いただいた関係諸氏にこの場を借りて感謝します。

参考文献

- 1) 直交集成板の日本農林規格、制定：平成 25 年 12 月 20 日農林水産省告示第 3079 号
- 2) KLH 社のホームページ <http://www.klhuk.com/>（参照 2015.12.23）
- 3) Rethink Wood：CLT handbook, <http://www.rethinkwood.com/masstimmer/products/>（参照 2015.12.23）
- 4) 宮武敦、中島史郎・藤田和彦・孕石剛志・渋谷龍也・長尾博文・安村基・安藤直人：スギを用いて製造したクロス・ラミネイティド・ティンバー（CLT）の強度性能 その 1 試験の概要，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造 III，pp.115-116，2013.8
- 5) 大橋義徳、戸田正彦、村上了、藤田和彦、宮武敦、渋谷龍也、長尾博文、孕石剛志、中島洋：国産材を用いた CLT の力学特性 その 1 面外曲げ性能，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造 III，pp.313-318，2014.9
- 6) 後藤隆洋、鈴木圭、清水庸介、安村基、津田千尋、森清輝、三宅辰哉、槌本敬大：クロス・ラミネイティド・ティンバーによる構造の耐震性能に関する研究 その 3 接合部試験，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造 III，pp.309-310，2012.9
- 7) 志村智、津田千尋、畠山太志、菅沼田直人、鈴木圭、岡部実、中川貴文、荒木康弘、槌本敬大：クロス・ラミネイティド・ティンバーによる構造の耐震性能に関する研究 その 4 構面実験，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造 III，pp.311-312，2012.8
- 8) 平成 22 年度「木のまち・木のいえ整備促進事業」木造住宅・建築物等の整備促進に関する技術基盤強化を行う事業、「クロス・ラミネイティド・ティンバー構法の損傷限界に関する検討」報告書、第 3 章 壁構面水平加力実験 http://www.nittem.co.jp/works/mokuzo_choki/pdf23/clt23_chap03.pdf（参照 2015.12.23）
- 9) 平成 22 年度「木のまち・木のいえ整備促進事業」木造住宅・建築物等の整備促進に関する技術基盤強化を行う事業、「クロス・ラミネイティド・ティンバー構法の損傷限界に関する検討」報告書、第 5 章 試験体の施工 http://www.nittem.co.jp/works/mokuzo_choki/pdf23/clt23_chap05.pdf（参照 2015.12.23）
- 10) 平成 26 年度 国土交通省「CLT を用いた木造建築基準の高度化推進事業」報告書、第 6 章 水平力を受ける矩形壁パネル脚部の応力部分布確認試験 <http://www.nittem.co.jp/works/kodoka/pdf26/clt26chapter06.pdf>（参照 2015.12.23）
- 11) (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 年版），2009.6
- 12) 日本建築学会：木質構造設計部マニュアル，pp.227-232，2012.4
- 13) 鈴木圭、後藤隆洋、清水庸介、安村基、河合直人、三宅辰哉、槌本敬大、五十田博：クロス・ラミネイティド・ティンバーによる構造の耐震性能に関する研究 その 20 接合部の強度と性能，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造 III，pp.573-574，2013.8

- 14) 木構造振興株式会社：CLT パネルを用いた中高層建築物の構造計画と接合部性能の検証事業報告書、2012.3
- 15) 平成 24 年度木造長期優良住宅の総合的検証事業の報告「クロス・ラミネイティド・ティンバー構法の損傷限界・安全限界に関する検討」報告書、http://www.nittem.co.jp/works/mokuzo_choki/h24.html（参照 2015.12.23）

付録 1 1P 壁実験・床のある試験体の脚部挙動算出の詳細

1P 壁で床のある試験体の脚部挙動について、木質構造接合部設計マニュアルの引きボルト式柱-梁接合部¹²⁾に準じたその算出方法の詳細を記す。

まず、床木口の三角変位めり込みの合力 ΣN は付式 1)により、これと変形角 θ の関係により、圧縮縁から中立軸までの距離 x は付式 2)の 2 次方程式を解くことで求まる。また、1 次剛性 R_1 は付式 3 より求め、2 次剛性 R_2 は、床のめり込み塑性変形によって生じることから 1 次剛性の 1/8 とした。

$$\Sigma N = \frac{x^2 y C_y E_{\perp}}{2 Z_0} \left\{ 1 + \frac{4 Z_0}{3 x} \left(1 - e^{-\frac{3 x_1}{2 Z_0}} \right) \right\} \theta \quad (\text{付式 1})$$

$$\frac{x^2 y C_y E_{\perp}}{2 Z_0} \left\{ 1 + \frac{4 Z_0}{3 x} \left(1 - e^{-\frac{3 x_1}{2 Z_0}} \right) \right\} \frac{1}{k} = d - x \quad (\text{付式 2})$$

$$R_1 = \frac{x^2 y C_y E_{\perp}}{2 Z_0} \left(C_x \cdot d - \frac{x_p}{3} \right) \quad (\text{付式 3})$$

さらに脚部の曲げモーメントは圧縮側でめり込み降伏が生じた後に、引きボルトが終局に至ると考え、付式 4)、5)により求められる。

$$M_y = \Sigma N_y \left(d - \frac{1}{3} \cdot \frac{x}{C_x} \right) \quad (\text{付式 4})$$

$$M_u = T \left(d - \frac{1}{3} \cdot \frac{x}{C_x} \right) \quad (\text{付式 5})$$

M_y ：降伏モーメント、 M_u ：終局モーメント

めり込み降伏に至るときの合力 ΣN_y は付式 6)により求まる降伏回転角 θ_y を代入し、式 7)により求まる。

$$\theta_y = \frac{Z_0 F_m}{x E_{\perp} \sqrt{C_x C_y C_{xm} C_{ym}}} \quad (\text{付式 6})$$

$$\Sigma N_y = \frac{x y F_m}{2} \sqrt{\frac{C_x C_y}{C_{xm} C_{ym}}} \quad (\text{付式 7})$$

F_m ：縁距離を無限大にした時のめり込み降伏度（めり込み強度 F_{cv} に 0.8 を乗じたものとした。）

式中の C はいわゆる形状係数であり、付式 8)~11)に整理する。

$$C_x = 1 + \frac{4 Z_0}{3 x} \left(1 - e^{-\frac{3 x_1}{2 Z_0}} \right) \quad (\text{付式 8})$$

$$C_y = 1 + \frac{4 Z_0}{3 n b} \left(1 - e^{-\frac{3 y_1}{2 Z_0}} \right) \quad (\text{付式 9})$$

$$C_{xm} = 1 + \frac{4 Z_0}{3 x} \quad (\text{付式 10})$$

$$C_{ym} = 1 + \frac{4 Z_0}{3 n b} \quad (\text{付式 11})$$

Z_0 ：床 CLT の高さ、 x_1 ：CLT 壁面から床縁までの面内距離、 y_1 ：CLT 壁面から床縁までの面外距離、 n ：繊維方向に対する繊維直交方向の置換係数

LATERAL STRUCTURAL PERFORMANCE OF NARROW SIZE CROSS LAMINATED TIMBER CONNECTED WITH TENSILE BOLTS

Sota MIURA^{}, Hiroshi ISODA^{**}, Takahiro TSUCHIMOTO^{***},
Takahumi NAKAGAWA^{****}, Akihisa KITAMORI^{*****}, Kei SUZUKI^{*****}
and Chihiro TSUDA^{*****}*

^{*} Grad. Stud., Graduate School of Engineering, Shinshu Univ.

^{**} Prof., RISH, Kyoto Univ./ Visiting Researcher, BRI, Dr.Eng.

^{***} Chief Research Eng., Dept. of Building Materials and Components, Building Research Institute, Dr.Agr.

^{****} Senior Researcher, Building Dept., NILIM, MLIT, Dr.Agr.

^{*****} Assist. Prof., Research Institute for Sustainable Humanosphere, Kyoto Univ., Dr.Agr.

^{*****} Chief Researcher, Wood Structure Prom/ The University of Tokyo, M.Agr.

^{*****} Structural Engineer, Team Architect Office, Dr.Eng.

Though the Japanese domestic forests planted after 1945, have grown up enough to use as building components or elements of composite material, they have never used enough to plant the next generation and been maintained enough. So, it is a great fear that the multiple functions of the forest such as watershed conservation, the land conservation, and so on have been declined. Under these situations, The Act for Promotion of Use of Wood in Public Buildings was established and enacted October 2010. On the other hand, the construction employing the cross laminates timber (CLT) panels was offered as a method of large scale building in domestic and foreign countries. However, the seismic design method of CLT panel construction has never completed. So, in order to consider the seismic design method, shear wall tests of single wall (1x3m) were conducted to evaluate the shear performance such as stiffness, strength and ductility. And then 4m width walls consisting of double 1x3m of CLT panel shear walls and hanging panel were also conducted. Tensile bolts were used as connection between shear wall and foundation, shear wall and hanging wall, and top-bottom joint of shear wall. Simple tensile tests for every bolt joint, compression, shear and bending tests for CLT panel were conducted to calculate the load-displacement relationship and to make structural design procedure of the shear wall. As results of these static loading tests are summarized as follows:

- 1) The strength and ductility of single shear wall on the foundation produced from tensile bolt joint. These performance of shear walls on the foundation connected with hanging wall also depend on the performance of tensile bolt joints. The first yield was occurred at the compression area of CLT floor for the shear wall on the CLT floor and the strength of the shear wall also was determined by the strength of tensile bolt. Each CLT panel remains elastic behavior and contribution of shear deformation produced from elastic deformation of CLT compression shear and bending is much less than the deformation of connections. It means that the key issue of seismic performance of CLT construction is a design approach of connection.
- 2) Equations to calculate load-displacement relationship of single shear wall from the performance of the tensile bolt joint and partial compression of CLT edge, shear and bending deformation of CLT are defined from the equilibrium of internal force and external force. Based on the comparison between parameters from equations and experimental results, these equations are confirmed as a structural design. The maximum shear load of double shear walls and hanging wall is estimated from the principle of virtual work agree method with the test results

(2015 年 1 月 30 日原稿受理, 2015 年 11 月 16 日採用決定)