

# ドリフトピンの曲げ降伏を利用した木造軸組 CLT 耐力壁の開発

辻 千佳 西塔 純人  
Chika Tsuji, Sumito Saito

## 概 要

近年、国産木材の有効活用や利用促進を目的とする法律が施行され、住宅以外に中大規模木造の建設も進み、建設業界は木材利用の追い風を受けている。研究されている CLT（直交集成板）を用いた高耐力の木造軸組耐力壁は、CLT を柱梁などに、ビス・ラグスクリューなどで決められた本数により固定された、特定の許容せん断耐力を持つ耐力壁である。高耐力の木造軸組耐力壁の場合、ビス・ラグスクリューの本数は多くなり、施工時間を要する。したがって、設計時に許容せん断耐力が調整でき、施工性が良い接合機構を有する高耐力木造軸組 CLT 耐力壁が望ましい。

本研究では、ドリフトピンを用いて CLT と柱を接合し、ドリフトピンの曲げ降伏を利用することで、ドリフトピンの本数により許容せん断耐力が調整可能な耐力壁を開発し、その設計手法を考案した。一般的に高耐力ほど破壊制御が困難であり、終局時の変形性能確保が課題となる。そこで、開発した CLT 耐力壁の面内せん断試験を行い、耐力壁の構造・変形性能を確認し設計手法の有効性を検証した。

検証より、開発した CLT 耐力壁は許容せん断耐力 13.72~29.4kN/m（壁倍率換算で 7 倍~15 倍）までの性能と、1/15rad 程度までの変形性能を有しており、また考案した設計手法は安全側の設計であると判断した。

## Development of Timber Framed CLT Loadbearing Walls Using Flexural Yielding of Drift Pins

### Abstract

Recently the construction of medium- to large-scale timber structures is progressing with the enactment of laws aimed at promoting the effective use of domestic timber. In some studies regarding loadbearing walls using CLT, the CLT is fixed to the beams and columns with a specific number of screws or lag-screws. If there are many screws or lag-screws in high loadbearing timber framed walls, the construction time is increased. Therefore it is desirable to have high load resistance timber framed CLT loadbearing walls whose allowable shear load resistance can be adjusted during design, and that have connection mechanisms with good workability.

In this study, a timber loadbearing wall was developed using drift pins to connect the columns and the CLT, the allowable shear load resistance can be adjusted with the number of drift pins by using the bending yield stress of the drift pins, and a design method was proposed. Normally the higher the load resistance the more difficult it is to control failure, and ensuring the deformation performance at the ultimate limit state is an issue. Therefore, the effectiveness of the proposed design method was confirmed by confirming the strength and deformation performance of the developed CLT loadbearing wall by in-plane shear tests.

From the results of loading tests it was found that the developed loadbearing wall has an allowable shear load resistance from 13.72 to 29.4 kN/m (converted into load factor 7 to 15), and deformation performance up to 1/15 rad. Therefore it was judged that this design method is on the safe side.

キーワード：CLT, 木造軸組工法, 耐力壁, ドリフトピン, 中大規模木造

## 1. はじめに

国産木材の有効活用や利用促進を目的とする法律<sup>1)</sup>が施行され、住宅以外に中大規模木造の建設も進み、建築業界は木材利用の追い風を受けている。

近年、CLT（直交積層板）<sup>2,3)</sup>が木質部材として注目されている。木造軸組の面材をCLTとした耐力壁は、CLTを柱梁などにビスなどで決められた本数により固定された、特定の許容せん断耐力を持つ耐力壁である。許容せん断耐力の自由な設計手法として、面材張り耐力壁の詳細計算法<sup>4)</sup>があるが、壁倍率換算7倍までに限定される。

本研究では、ドリフトピンの曲げ降伏を利用することで許容せん断耐力が13.72~29.4kN/m（壁倍率換算で7倍~15倍）間で調整でき、施工性が良い接合機構を有する木造軸組CLT耐力壁を開発し、設計手法を考案した。一般的に高耐力ほど破壊制御が困難となり、終局時の変形性能確保が課題であるため、開発したCLT耐力壁の面内せん断試験を行い、構造性能、設計手法の有効性を検証した。

## 2. 木造軸組CLT耐力壁の基本設計方針

### 2.1 耐力壁概要

本耐力壁は梁-柱-土台で囲まれた軸組内部にCLTを配置する。柱とCLTはドリフトピン（φ12、強度区分4.8相当、長さ230mm、以下DP）のみ（以下「DPのみ」）、又はDPとシャーププレート（TSP-12、榎タツミ製、以下SPL）の組合せ（以下「DP+SPL」）で接合し、横架材とCLTは、ほぞパイプ（GP-95、榎タツミ製）でピン接合とする。図1にDP、ほぞパイプ、SPLを示し、接合仕様と耐力壁概要を図2に示す。横架材とほぞパイプはDPで固定し、CLTとほぞパイプは固定しない。CLTは変形時の圧縮による荷重上昇防止のため、四隅を切欠き八角形とする。鉛直力は柱、CLT耐力壁は水平力のみを負担しせん断力はほぞパイプで伝達する。

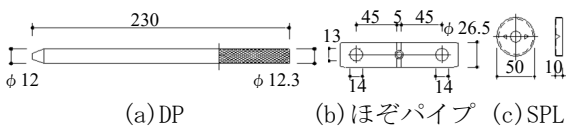


図1 接合具

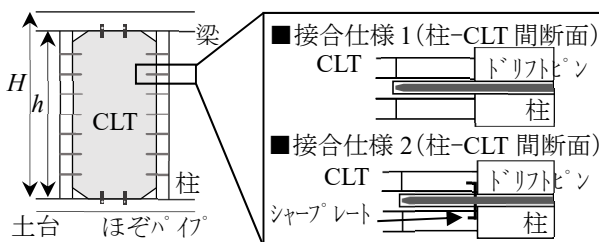


図2 耐力壁概要

### 2.2 設計ルール

本耐力壁では、柱間寸法で幅0.5m~1m、構造階高は、1.8m~4.0mとする。CLT切欠きは $w/30$ 以上（ $w$ : CLT幅）とし、CLTと梁は $w/2$ 以上接する。柱-CLT間のDPはCLTに対し、ラミナ中央の繊維方向に接合し、DP（ピン径 $d$ ）間は $7d$ 以上とする。ほぞパイプ（直径 $D$ ）間は $5D$ 以上、ほぞパイプからCLT切欠き端部までは $2.5D$ 以上とする（図3）。

### 2.3 設計方法

CLT耐力壁の構造モデルは土台-柱-梁接合部と土台-CLT-梁接合部をピン接合、CLT-柱接合部をばねとする。CLT-柱接合部のばねモデルを、CLTの剛性 $K_p$ とDPの剛性 $K_j$ 及びCLTの梁や土台へのめり込み剛性 $K_{cv}$ を用い設定する（図4）。

接合具（DP）1つの剛性 $k$ 、木質構造設計基準降伏せん断耐力 $p_a$ を算定する<sup>5)</sup>。耐力壁算定用降伏耐力 $p_v$ は、DPのみ $1.5p_a$ 、DP+SPL $1.25p_a$ とする（2.4節）。めり込み剛性 $K_{cv}$ とめり込み降伏変形角 $\theta_{cv}$ を算定し<sup>6)</sup>、めり込みの二次勾配係数 $a$ は $1/4$ とする<sup>4)</sup>。めり込み終局耐力 $P_{cu}$ は設計式簡易化のため、めり込み二次勾配 $aK_{cv}$ と終局変形角 $\theta_u$ を乗じた値にめり込み降伏荷重 $P_{cv}$ を加算する（図5）。

短期許容せん断耐力 $P_a$ は、降伏耐力 $P_y$ 、 $1/150\text{rad}$ 時の荷重 $P_{150}$ 、終局耐力 $P_u$ と構造特性係数 $D_s$ を用いた $0.2P_u/D_s$ の3つの指標の最小値とする（式(1)）。 $P_u$ は二次勾配まで考慮しためり込み終局耐力 $P_{cu}$ を用い、ほぞパイプ必要本数 $N$ は、CLTのほぞパイプ部の支圧強度 $sP_a$ が短期許容せん断耐力 $P_a$ を上回るものとする。式(1)から式(16)に計算式を示す。

### 2.4 接合具一つあたりの降伏耐力

接合具（DPのみ、又はDP+SPL）一つあたりの降伏耐力 $p_v$ 確認のため、各1体ずつ一面せん断試験を行った。柱材は120角スギ集成材（E65-F255）、CLTは300角スギ材（同一等級S60）、厚さ60mm、3層3プライ、幅はぎ（ラミナ幅方向）接着なしとした。荷重-変形関係より $p_v$ は実験時の降伏耐力を上回る（図6）。

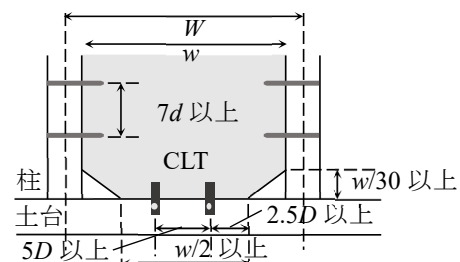
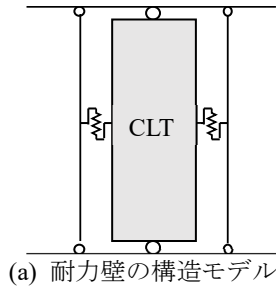
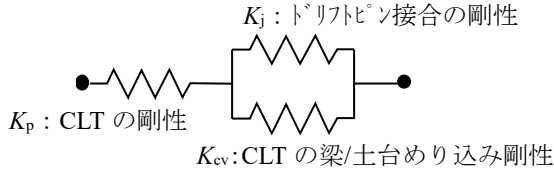


図3 耐力壁設計ルール



(a) 耐力壁の構造モデル



$K_p$ : CLT の剛性

$K_{cv}$ : CLT の梁/土台めり込み剛性

(b) CLT-柱接合部のばねモデル

図 4 耐力壁の構造モデル概要

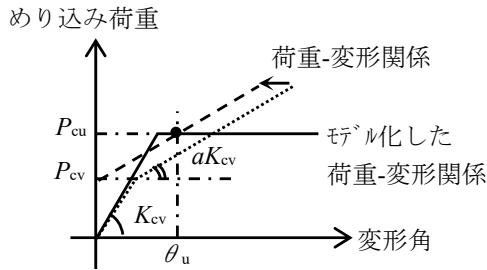
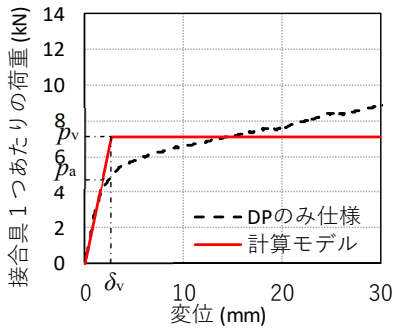
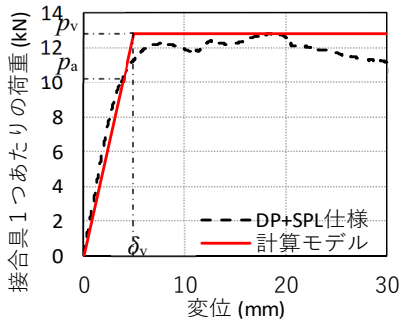


図 5 めり込み終局耐力  $P_{cu}$  の算定モデル



(a) DP のみ ( $p_v=1.5p_a$ )



(b) DP+SPL ( $p_v=1.25p_a$ )

図 6 接合具 1 つあたりの降伏耐力モデル化

$$\text{短期許容せん断耐力} \quad P_a = \min \left\{ P_y, P_{150}, \frac{0.2P_u}{D_s} \right\} \quad (1)$$

$$\text{ほぞパイプ必要本数} \quad N \geq \frac{P_a}{s_p P_a} \quad (2)$$

$$\text{耐力壁の降伏耐力} \quad P_y = \frac{n P_a w}{H} \quad (3)$$

$$\text{耐力壁の 1/150rad 時の荷重} \quad P_{150} = \frac{K}{150} \quad (4)$$

$$\text{耐力壁の剛性} \quad K = \frac{1}{\frac{1}{K_j + K_{cv}} + \frac{1}{K_p}} \quad (5)$$

$$\text{接合具による剛性} \quad K_j = \frac{n k w^2}{2h} \quad (6)$$

$$\text{CLT パネルによる剛性} \quad K_p = \frac{G A H}{h} \quad (7)$$

$$\text{耐力壁の終局耐力} \quad P_u = \frac{n P_v w}{H} + P_{cu} \quad (8)$$

$$\text{構造特性係数} \quad D_s = \frac{1}{\sqrt{2\mu-1}} \quad (9)$$

$$\text{靱性率} \quad \mu = \frac{\theta_u}{\theta_v} \quad (10)$$

$$\text{降伏変形角} \quad \theta_v = \min \{ \theta_{vj0}, \theta_{cv0} \} \quad (11)$$

$$\text{接合部降伏時の変形角} \quad \theta_{vj0} = \theta_{vj} \left( 1 + \frac{K_i}{K_p} \right) \quad (12)$$

$$\text{めり込み降伏時の変形角} \quad \theta_{cv0} = \theta_{cv} \left( 1 + \frac{K_{cv}}{K_p} \right) \quad (13)$$

$$\text{接合部だけの降伏変形角} \quad \theta_{vj} = 2\delta_v \frac{h}{wH} \quad (14)$$

$$\text{めり込み終局耐力} \quad P_{cu} = P_{cv} + \alpha K_{cv} \theta_u \quad (15)$$

$$\text{めり込み降伏荷重} \quad P_{cv} = K_{cv} \theta_{cv} \quad (16)$$

各記号は以下の通りとする

$G$ : CLT のせん断弾性係数 (0.5kN/mm<sup>2</sup>)

$A$ : CLT 断面積 (=wt)

$N$ : CLT 上部又は下部の各ほぞパイプ必要本数

$s_p P_a$ : CLT のほぞパイプ部の支圧強度

$p_a$ : CLT-柱の接合具 1 つあたりの降伏せん断耐力

$p_v$ : CLT-柱の接合具 1 つあたりの降伏耐力

(DP のみ: 1.5  $p_a$ , DP+SPL: 1.25  $p_a$ )

$\delta_v$ :  $p_v$  時の変位

$n$ : 各 CLT-柱の接合具数

$k$ : CLT-柱の接合具 1 つあたりの剛性

$H$ : 耐力壁の構造階高

$h$ : 耐力壁の内寸高さ

$t$ : CLT の板厚

$w$ : CLT の幅 (柱間内法寸法)

$W$ : 柱間耐力壁幅

$\alpha$ : めり込みの二次勾配係数 (1/4)

$\theta_u$ : 終局変形角 (1/30rad)

$\theta_{cv}$ : めり込みのみの降伏変形角 (=  $\theta_{cv} h/H$ )

$\theta_{\theta_{cv}}$ : 三角形変位めり込みによるめり込み変形角

$K_{cv}$ : CLT-上下横架材間のめり込み回転剛性

(= 2  $K_{\theta_{cv}}/h$ )

$K_{\theta_{cv}}$ : CLT-上下横架材間めり込みモーメント剛性

### 3. 面内せん断試験

#### 3.1 試験体

設計手法確認のため面内せん断試験を実施した。変位計位置を含む試験体姿図を図7に示す。柱材及び土台は120角ヒノキ集成材 (E95-F315)、梁は120×240mm ヒノキ集成材 (E105-F300) とした。CLTはスギ材 (同一等級 S60) 厚さ60mm, 3層3プライ、幅はぎ接着なしとした。木材の比重・含水率はヒノキで比重0.446 (変動係数 C.V.=0.02), 含水率9.45% (C.V.=2.90), スギで比重0.376 (C.V.=0.01), 含水率6.80% (C.V.=0.36) であった。

試験体の諸元値を表1に示す。柱頭柱脚は耐力壁より先行破壊しない仕様とし、6mmの鋼板を挿入した。柱頭はDP (φ12×L230) 6本と全ネジ (呼び6×L110 シネジック製) 4本を使用し、柱脚はDP (上記同様) 9本と全ネジ (上記同様) 2本を使用した。

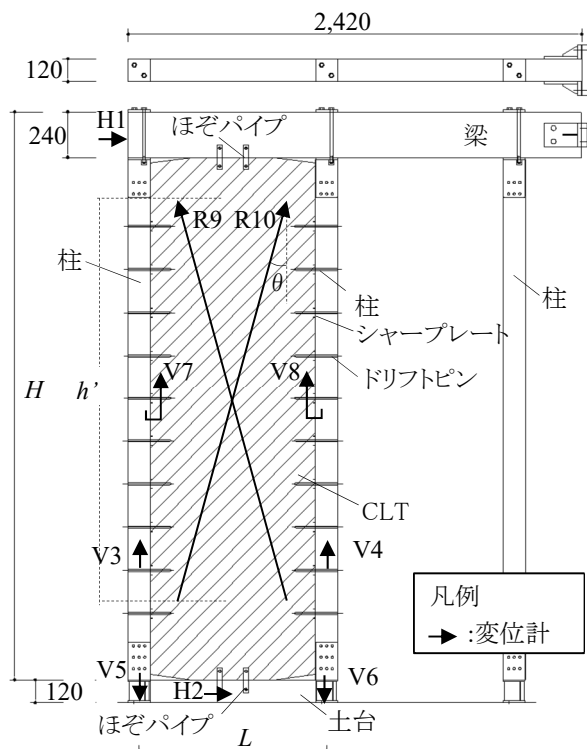


図7 試験体姿図

表1 試験体の諸元表

試験体名称	接合種	耐力壁幅 L[mm]	高さ H[mm]	ほぞパイプ本数	ドリフトピン本数	DP ピッチ [mm]
CLT05M	DPのみ	500	3,000	上下各1本	片列16本	中央1か所144 その他136
CLT05H	DPのみ	500	4,000	上下各1本	片列23本	中央2か所144 その他138
CLT10L	DP+SPL	1,000	1800	上下各2本	片列6本	中央1か所168 その他170
CLT10M	DP+SPL	1,000	3,000	上下各2本	片列10本	中央1か所224 その他228
CLT10H	DP+SPL	1,000	4,000	上下各2本	片列13本	254

#### 3.2 試験方法

試験体は、鋼製架台にHTB (M16) で柱脚部の金物を固定し、M16 ボルトは一度締付け後に緩め、20N・mで締付けた。土台は鋼製架台にHTB (M16) や両切りボルトとハイブリッドII・丸座金 (M16) を用いて、幅が500mmは2か所 (柱心から150mm位置)、幅が1000mmは4か所 (柱心から150mm, 250mm位置) 固定した。試験体上部をオイルジャッキにて水平方向へ加力した。

荷重方法は、見かけのせん断変形角 $\delta$ で制御し、1/450, 1/300, 1/200, 1/150, 1/100, 1/75, 1/50radの正負交番繰返し荷重を3回実施後、1/30radの正負交番繰返し荷重を1回実施し、1/15radまでプルーオーバーした。真のせん断変形 $\delta_0$ と、CLTのせん断変形角 $\gamma$ は対角変位の高さ $h'$ と対角変位と柱のなす角 $\theta$ を用いて以下に計算式を示す。

$$\text{見かけのせん断変形角 } \delta = H_1 - H_2 - \frac{H(V_5 - V_6)}{L} \quad (17)$$

$$\text{真のせん断変形角 } \delta_0 = H_1 - H_2 - \frac{H(V_3 - V_4)}{L} \quad (18)$$

$$\text{CLTのせん断変形角 } \gamma = \frac{R_9}{h' \sin \theta} \text{ 又は } \gamma = \frac{R_{10}}{h' \sin \theta} \quad (19)$$

#### 3.3 試験結果と計算値の比較

試験時のCLT耐力壁の荷重-真のせん断変形 $\delta_0$ 関係と設計式 (2節) から得た計算値である短期許容せん断耐力 $P_a$ と終局耐力 $P_u$ を図9に示す。表2に計算値と試験から得た $P_a$ と $P_u$ を示す。

ただし、 $k$ : 2.624kN/mm,  $p_a$ : 4.74kN (DPのみ),  $p_a$ : 10.269kN (DP+SPL),  $K_{\theta_{cv}}$ : 104.57kN・m/rad (W=500mm時),  $K_{\theta_{cv}}$ : 952.48kN・m/rad (W=1,000mm時),  $\theta_{\theta_{cv}}$ : 0.015rad (W=500mm時),  $\theta_{\theta_{cv}}$ : 0.009rad (W=1,000mm時),  $sP_a$ : 16.296kN

表2より、試験値と計算値の短期許容せん断耐力 $P_a$ と終局耐力 $P_u$ はすべて試験値より計算値の方が小さいことが分かる。これは3つの理由が考えられる。1点目は、接合具1つあたりのモデル化 (図6, DPのみ) における終局時のモデルと試験値の差異の影響である。

2点目は、計算に用いた接合具の剛性 $k$ の算定時に木材の弾性係数を基準弾性係数としているためである。3点目は、試験時の評価を1/15radで実施しているためである。

図9より以下の3点に分かる。まず、初期剛性が計算値の方が低く、安全側であった。次に、すべての試験体で1/15radまで変形し十分な変形性能を得た。最後に、CLT05MとCLT05HとCLT10Lは $P_u$ が計算値より試験値が大きく上振れする。

CLT05M, CLT05Hについて $P_u$ が計算値より試験値が大きく上振れする理由としては、接合具1つあたりのモデル化(図6)において、終局時の荷重上昇を加味できていないことが考えられる。

CLT10Lについて $P_u$ が計算値より試験値が大きく上振れする理由としては以下の2つが考えられる。1点目は、耐力壁の縦横比が小さくなり、柱脚の固定度が想定以上に高く、柱-横架材接合部のモーメント抵抗が大きく影響したためである。2点目は、同じ変形量では縦横比が小さいと変形角が大きく、CLT対角方向に水平力に対する抵抗力が発生し(図8)、土台のCLTめり込み量が多くなり、めり込み荷重が増大したためである。

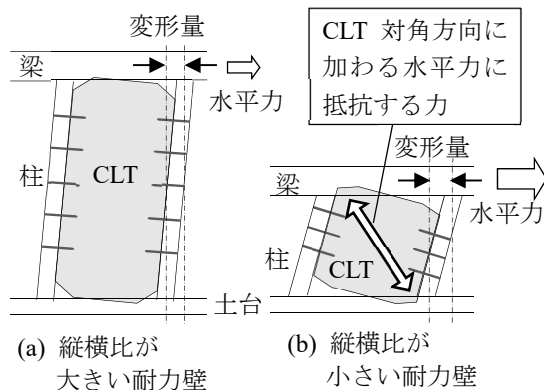


図8 縦横比が異なる耐力壁の抵抗力の概略図

以上より、提案する設計法(2節)は安全側の設計である。ただし、柱頭柱脚の周辺部材の設計では、終局耐力の上昇を考慮する必要がある。柱頭柱脚での破壊はなかったことから、試験時の柱頭柱脚仕様では十分な性能があると考えられるが、構造階高が低い、又は幅が狭い仕様での接合部設計では配慮が必要となる。柱頭柱脚の周辺部材の設計における応力割増係数、縦横比を考慮しためり込み耐力算定式などの検討が今後の課題である。

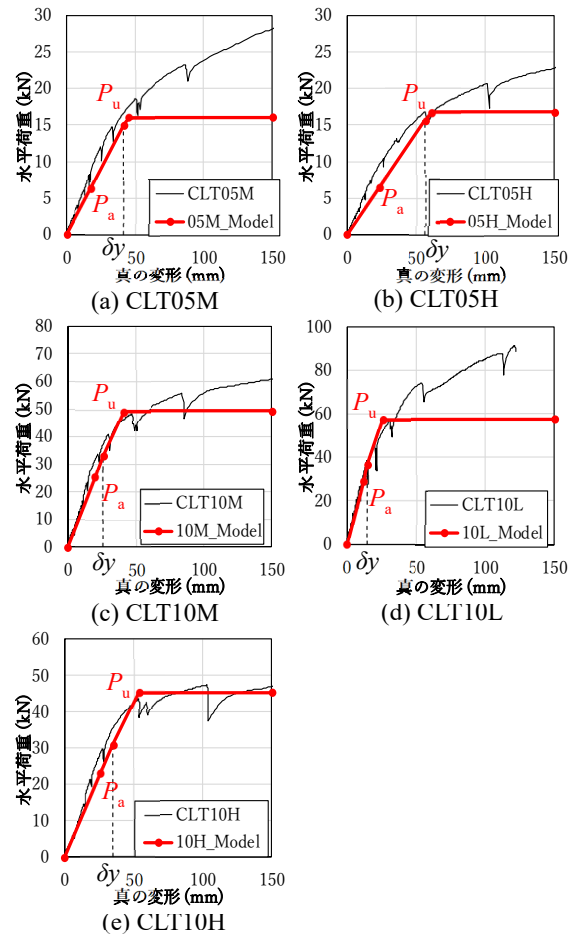


図9 試験結果(引張載荷時の包絡線)

表2 試験体の計算値と試験値の比較

試験体名称		単位	CLT05M	CLT05H	CLT10L	CLT10M	CLT10H
計算値	$P_y$	kN	9.61	10.36	30.12	30.12	29.37
	$P_{150}$	kN	7.15	7.36	29.27	25.29	23.44
	$0.2P_u/D_s$	kN	6.26	6.45	30.54	25.48	23.23
	$P_{a1}$	kN	6.26	6.45	29.27	25.29	23.23
	$P_{u1}$	kN	16.09	16.79	57.57	49.25	45.32
	壁倍率換算	-	6.3	6.5	14.9	12.9	11.8
試験値	$P_{a2}$	kN	9.48	8.71	31.11	27.54	24.49
	$P_{u2}$	kN	25.43	22.51	77.95	56.01	46.61
比較	$P_{a1}/P_{a2}$	-	0.66	0.74	0.94	0.92	0.95
	$P_{u1}/P_{u2}$	-	0.63	0.75	0.74	0.88	0.97



写真1 CLT10H 最終変形時（全景と柱脚）

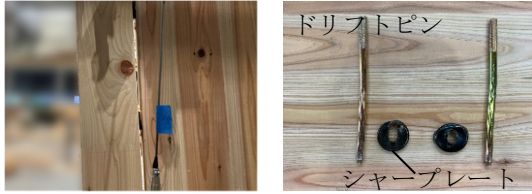


写真2 CLT-柱の隙間と金物（CLT10H 最終変形）



写真3 試験体解体後 CLT 小口の状況  
（一番上：DP 仕様，下2つ：DP+SPL 仕様）

### 3.4 破壊形状

すべての試験体で、木軸部で最終変形まで大きな割れは発生せず、大きく荷重が低下する現象は発生しなかった。また、ほぞパイプ部での損傷はほぼなかった。写真1より終局時の土台や梁に CLT がわずかにめり込むが、横架材での破壊がないことと、図9より CLT 変形時の圧縮による急激な荷重上昇もないことより、CLT 四隅の切欠きは十分であった。

DP と SPL は写真2のように変形し、CLT-柱間に最終変形時に隙間が生じた。写真3より幅はぎ位置付近に DP を設置しても、周囲の CLT 側 DP 孔と破壊状況に変化はないことから、DP の位置は CLT の幅はぎ位置に留意せず決定することができる。

## 4. まとめ

本報では中大規模木造建築物に必要な、終局時の変形性能を有し、さらに耐力を調整可能な CLT を用いた高耐力耐力壁及び、その設計手法を考案した。考案した耐力壁と設計手法を面内せん断試験結果より検証を行った。主要な成果を以下に要約する。

### ①CLT 耐力壁の性能検証

梁-柱-土台で囲まれた内部に CLT を配置し、柱と CLT は主にドリフトピンで接合する CLT 耐力壁を提案した。許容せん断耐力 13.72~29.4kN/m（壁倍率換算 7 倍~15 倍）の性能を有し、さらに CLT 四隅の切欠き加工により、CLT 角が梁などにめり込み発生する急激な荷重上昇を防ぎ、1/15rad 程

度まで耐力が低下しない高い変形性能を有することを確認した。

### ②設計ルールと設計方法の検証

上記 CLT 耐力壁について設計ルール及び設計方法を提案した。面内せん断試験結果より比較検証を行い、提案した設計ルール及び設計方法が安全側であると判断した。

ただし、終局耐力が上昇するような接合仕様や耐力壁の縦横比が小さなものに対して、柱頭柱脚等の周辺部材の設計において、終局耐力の上昇を考慮する必要がある。

### ③CLT 幅はぎ位置の考慮

面内せん断試験よりドリフトピンの設置位置は、CLT の幅はぎ位置の考慮が不要と判断した。

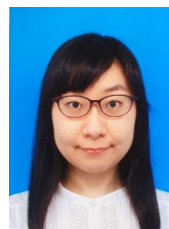
今後は以下の課題に対して研究が必要である。

- ①接合仕様が DP のみの場合において、接合具 1 つあたりの降伏耐力のモデル化について、耐力壁とした場合の終局耐力評価の精度を高めるモデルを検討する。
- ②耐力壁の縦横比を考慮した設計方法を検討する。
- ③柱頭柱脚の周辺部材の設計方法を検討する。

## 参考文献

- 1) 脱炭素社会の実現に資する等のための建築物等における木材の利用の促進に関する法律（平成 22 年法律第 36 号），2021
- 2) 農林水産省告示第 3079 号，直交集成板の日本農林規格，2016
- 3) CLT 設計施工マニュアル編集委員会：2016 年版 CLT を用いた建築物の設計施工マニュアル 2021 年構造・材料増強版，日本住宅・木材技術センター，2021
- 4) 木造軸組工法住宅の許容応力度設計改訂委員会：木造軸組工法住宅の許容応力度設計 2017 年版，日本住宅・木材技術センター，2017
- 5) 日本建築学会：木質構造設計規準・同解説-許容応力度・許容耐力設計法-，丸善，第 4 版，2006
- 6) 日本建築学会：木質構造接合部設計マニュアル，丸善，第 1 版，2009

## 執筆者紹介



辻 千佳  
修士（工学）

### ひとこと

これまでに積み重ねられた技術を大切にしつつ、時代の流れに取り残されないよう、“この時代”が求める技術を提供するため、至誠を尽くし日々の開発を行っていきます。