

論文 / 著書情報  
Article / Book Information

論題(和文)	CLT 壁をRC 架構に内蔵する合成耐震壁の静的繰り返し載荷実験 構造性能の実験的評価
Title(English)	STATIC CYCLIC LOADING TEST OF COMPOSITE SEISMIC WALL INCORPORATING CLT PANEL INTO RC FRAME STRUCTURE - Experimental evaluation of the structural performance -
著者(和文)	杉本 佳奈, 真田 靖士, 尹 ロク現, パラダン スージャン, ベラスケス メサアレハンドロ, 村田 晃康, 五十田 博, 迫田 丈志, 太田 勤, 菊池 紀恵, 高畑 真二
Authors(English)	Kana SUGIMOTO, Yasushi SANADA, Rokhyun YOON, Sujan PRADHAN, Alejandro VELAZQUEZ MESA, Akiyoshi MURATA, Hiroshi ISODA, Joji SAKUTA, Tsutomu OHTA, Norie KIKUCHI, Shinji TAKABATAKE
出典(和文)	日本建築学会構造系論文集, Vol. 88, No. 806, pp. 633-644
Citation(English)	Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), Vol. 88, No. 806, pp. 633-644
発行日 / Pub. date	2023, 4
権利情報	一般社団法人 日本建築学会

## CLT 壁を RC 架構に内蔵する合成耐震壁の静的繰返し載荷実験

—構造性能の実験的評価—

STATIC CYCLIC LOADING TEST OF COMPOSITE SEISMIC WALL  
INCORPORATING CLT PANEL INTO RC FRAME STRUCTURE

— Experimental evaluation of the structural performance —

杉本佳奈\*<sup>1</sup>, 真田靖士\*<sup>2</sup>, 尹 ロク現\*<sup>3</sup>, パラダン スージャン\*<sup>4</sup>,  
ベラスケス メサ アレハンドロ\*<sup>1</sup>, 村田晃康\*<sup>1</sup>, 五十田 博\*<sup>5</sup>, 迫田 丈志\*<sup>6</sup>,  
太田 勤\*<sup>7</sup>, 菊池紀恵\*<sup>8</sup>, 高畑真二\*<sup>8</sup>

*Kana SUGIMOTO, Yasushi SANADA, Rokhyun YOON, Sujan PRADHAN,  
Alejandro VELAZQUEZ MESA, Akiyoshi MURATA, Hiroshi ISODA, Joji SAKUTA,  
Tsutomu OHTA, Norie KIKUCHI and Shinji TAKABATAKE*

In this study, static loading tests were performed to investigate the structural performance of RC frames with CLT walls. The experimental investigation revealed that the presence of CLT infill significantly increased the initial stiffness and strength of RC frame regardless the RC frame-CLT infill connections. The post-peak strength of the RC frame with CLT infill did not drop below 80% of the maximum strength even in a large drift of 10%. These results clarified that the presence of CLT infill within RC frame has a beneficial effect on the seismic performance of RC frame structure.

**Keywords :** Anchor connection, Reinforced concrete, Seismic performance, Structural test, Wooden wall

アンカー接合, 鉄筋コンクリート, 耐震性能, 構造実験, 木質壁

## 1. はじめに

近年, 地球温暖化の防止, 持続可能な社会の実現に向けて, 世界の CO<sub>2</sub>削減への取り組みが人類共通の課題となっている。2021年4月に行われた気候変動サミットでは, 日本でも2030年における温室効果ガスの排出量を2013年度比で46%削減することを表明した<sup>1)</sup>。

地震国である我が国では, 強震動が頻発しており持続可能な社会の形成には地震後も継続使用可能な建築物のニーズが高まっている。さらに, 森林資源が豊富に蓄積されている我が国は「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」<sup>2)</sup>として木材需要の多くを占める建築領域での木材の活用が促進されている。その手段の一つとして, 施工が容易で頑丈な Cross Laminated Timber (以下, CLT) の利用に注目が集まっている。

CLT とはひき板を繊維方向に直交に重ねて接着した木質構造用材で, 既に欧州では中高層建築物の構造部材として実用化されている

<sup>3)</sup>。特に, CLT の原材料となる木材は中小径木及び間伐材を活用することができるため, CLT の生産及び活用を普及促進することにより地域林業・木材産業の活性化が期待される。世界中で広く用いられている鉄筋コンクリート造 (以下, RC) 建築物<sup>4)</sup>に CLT 壁を使用することで, 森林資源が循環し, CO<sub>2</sub>吸収率の高い新たな木を植林することができるため, 持続可能な社会に大きく貢献できると考えられる。

既往研究では, CLT を耐震壁として挿入した鉄骨架構の構造性能を把握する研究<sup>5)~7)</sup>が多くなされてきた。また, CLT 壁が RC 架構内に存在することで RC 架構の構造性能に与える影響についても研究が始められている<sup>8), 9)</sup>。文献<sup>8)</sup>では, CLT 壁による補強方法の検討を目的に, CLT 壁の繊維方向を直交させるよりも30度斜めにして利用する方が, より剛性が向上すること等が明らかにされた。文献<sup>9)</sup>では, CLT 壁と周辺架構の接合部の構造性能を向上するため, 台形状のシアキーに加工した接合詳細について検討し, 高い変形性能を發揮

\*<sup>1</sup> 大阪大学大学院工学研究科 大学院生

\*<sup>2</sup> 大阪大学大学院工学研究科 教授・博士 (工学)

\*<sup>3</sup> 大阪大学大学院工学研究科 助教・博士 (工学)

\*<sup>4</sup> 東京工業大学科学技術創成研究院 助教・博士 (工学)

\*<sup>5</sup> 京都大学生存圏研究所 教授・博士 (工学)

\*<sup>6</sup> 株式会社堀江建築工学研究所 博士 (工学)

\*<sup>7</sup> 株式会社堀江建築工学研究所

\*<sup>8</sup> 大豊建設株式会社

Graduate Student, Graduate School of Engineering, Osaka University

Professor, Graduate School of Engineering, Osaka University, Dr. Eng.

Assistant Professor, Graduate School of Engineering, Osaka University, Dr. Eng.

Assistant Professor, Institute of Innovative Research, Tokyo Institute of Technology, Dr. Eng.

Professor, Research Institute for Sustainable Humanosphere, Kyoto University, Dr. Eng.

Horie Engineering and Architectural Research Institute Co., Dr. Eng.

Horie Engineering and Architectural Research Institute Co.

Daiho Corporation

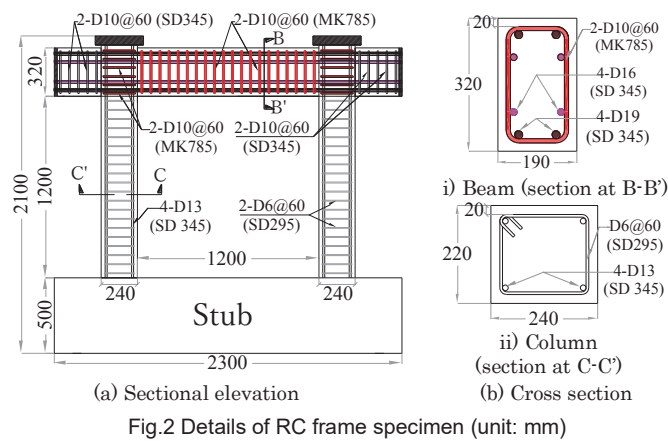
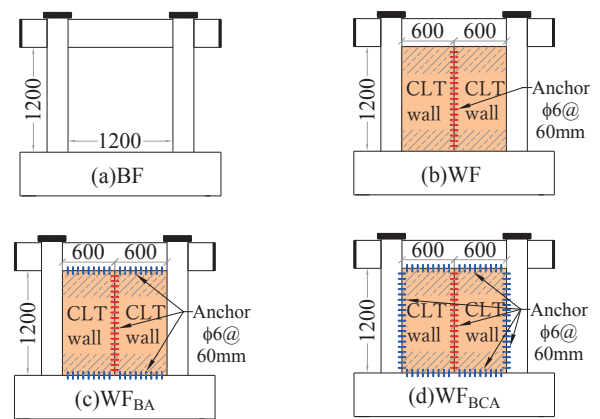
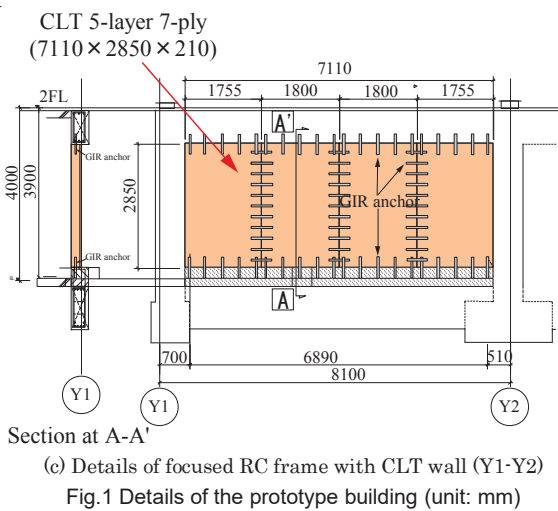
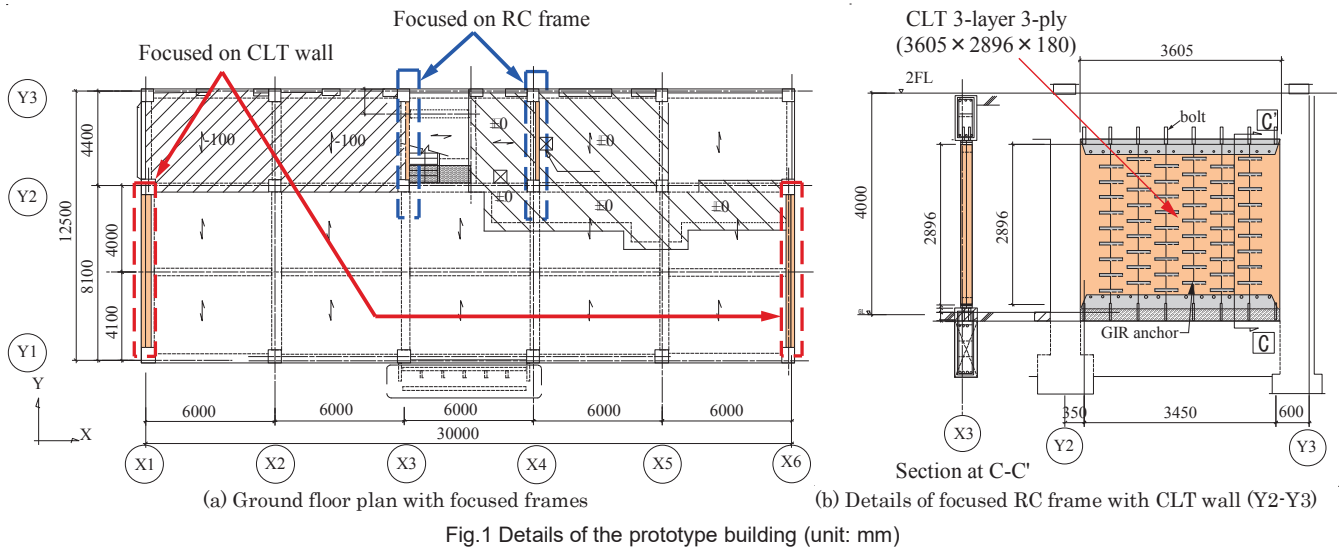


Table1 Specifications of RC frame and CLT wall

	Prototype		Specimens	
	Column	Beam	Column	Beam
B×D (mm)	550×600	400×800	220×240	190×320
Long. rebar	10-D22 (SD345)	6-D25 (SD345)	4-D13 (SD345)	4-D19+4-D16 (SD345)
$p_t$	0.47	0.47	0.48	1.60
Shear rein.	D13@100 (SD295)	D13@200 (SD295)	D6@60 (SD295)	D10@60 (MK785)
$p_w$	0.46	0.317	0.48	1.25
CLT (W×H×t)	7,110mm×2,850mm ×210mm (4 pieces)		1,200mm×1,200mm ×86mm (2 pieces)	
CLT layup	5-layer 7-ply		3-layer 3-ply	
CLT tree species	Japanese cedar		Japanese cedar	

$p_t$ : Tensile reinforcement ratio (%),  $p_w$ : Shear reinforcement ratio (%)  
W: Width, H: Height, t: Thickness of CLT

すること等が明らかにされた。しかし、CLT壁がRC架構の構造性能に及ぼす正負の影響や、選択し得るCLT壁とRC架構の接合詳細など、今後明らかにされるべき課題は多いと考えられる。

以上の背景を踏まえて、CLT壁をRC建築物へ適用するための基礎的な検討を主目的として、CLT壁の有無及びRC架構との接合方法を変動因子とする単層単スパン架構(載荷装置と接続するため2階柱脚までを模擬したが、主要な試験区間は1階を想定)の静的繰返

し載荷実験を実施した。本稿では、特に上記の変動因子がRC架構の構造性能に与える影響について実験的に検討した結果を報告する。

## 2. 実験計画

### 2.1 試験体計画

研究対象建物の基準階伏図を Fig.1(a)に示す。また、研究対象架構

Table2 Material properties of reinforcement

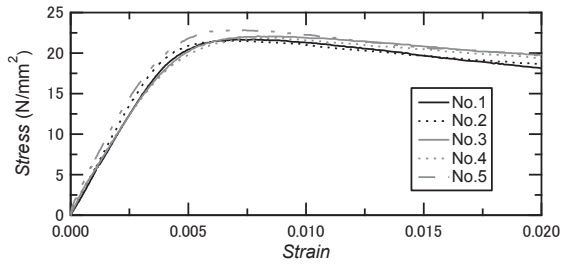
Type	Elastic modulus	Yield stress	Yield strain
D10 (SD345)	215×10 <sup>3</sup> N/mm <sup>2</sup>	420 N/mm <sup>2</sup>	1.95×10 <sup>3</sup> μ
D10 (MK785)	218×10 <sup>3</sup> N/mm <sup>2</sup>	851 N/mm <sup>2</sup>	3.91×10 <sup>3</sup> μ
D13 (SD345)	212×10 <sup>3</sup> N/mm <sup>2</sup>	401 N/mm <sup>2</sup>	1.90×10 <sup>3</sup> μ
D16 (SD345)	199×10 <sup>3</sup> N/mm <sup>2</sup>	380 N/mm <sup>2</sup>	1.92×10 <sup>3</sup> μ
D19 (SD345)	191×10 <sup>3</sup> N/mm <sup>2</sup>	388 N/mm <sup>2</sup>	2.03×10 <sup>3</sup> μ
D6 (SD295)	190×10 <sup>3</sup> N/mm <sup>2</sup>	430 N/mm <sup>2</sup>	4.25×10 <sup>3</sup> μ
Φ6 (SR295)	164×10 <sup>3</sup> N/mm <sup>2</sup>	337 N/mm <sup>2</sup>	4.06×10 <sup>3</sup> μ

Table3 Material properties of concrete

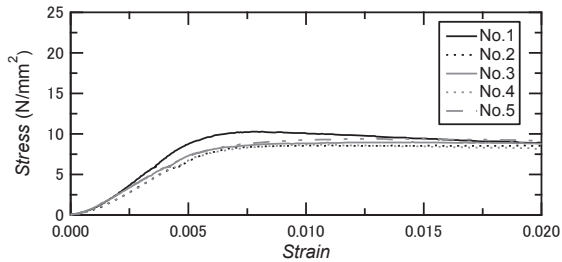
Specimen	Elastic modulus	Compressive strength
BF	25×10 <sup>3</sup> N/mm <sup>2</sup>	30.5 N/mm <sup>2</sup>
WF	24×10 <sup>3</sup> N/mm <sup>2</sup>	28.6 N/mm <sup>2</sup>
WF <sub>BA</sub>	26×10 <sup>3</sup> N/mm <sup>2</sup>	31.8 N/mm <sup>2</sup>
WF <sub>BCA</sub>	25×10 <sup>3</sup> N/mm <sup>2</sup>	30.5 N/mm <sup>2</sup>

Table4 Material properties of CLT

CLT type	Elastic modulus	Compressive strength
Parallel to fiber on the surface	52×10 <sup>2</sup> N/mm <sup>2</sup>	22.0 N/mm <sup>2</sup>
Perpendicular to fiber on the surface	25×10 <sup>2</sup> N/mm <sup>2</sup>	9.14 N/mm <sup>2</sup>

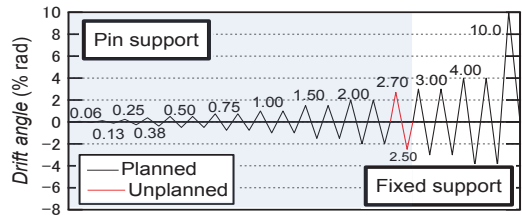


(a) Parallel to fiber on the surface

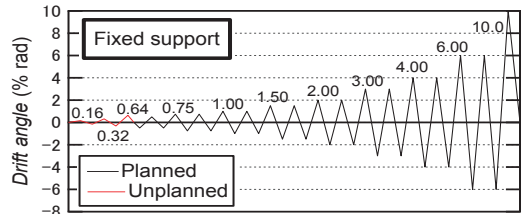


(b) Perpendicular to fiber on the surface

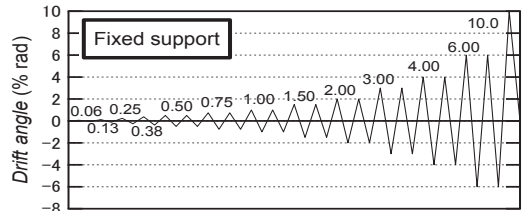
Fig.4 Compressive stress vs strain relationships of CLT



(a) WF

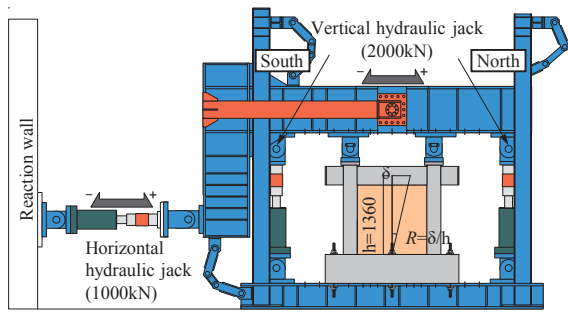


(b) BF

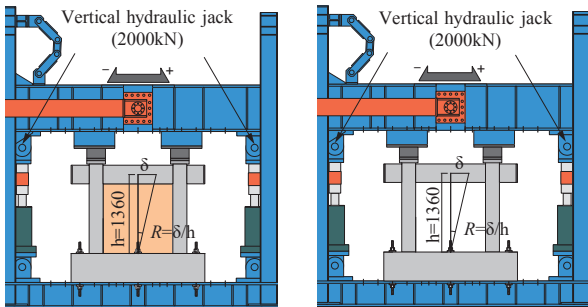


(c) WF<sub>BA</sub>, WF<sub>BCA</sub>

Fig.6 Loading histories



(a) WF (before  $R=2.0\%$ rad)



(b) WF (after  $R=2.0\%$ rad), WF<sub>BA</sub>, WF<sub>BCA</sub>

(c) BF

Fig.5 Test set-up

とする CLT 壁を有する RC 架構の詳細図を Fig.1(b) (Fig.1(a)青枠部) 及び Fig.1(c) (Fig.1(a)赤枠部) にそれぞれ示す。本研究において Fig.1(b) (Fig.1(a)青枠部) の RC 架構を研究対象とし、CLT 壁については先付け工法が適用された Fig.1(c) (Fig.1(a)赤枠部) であり、青枠部 Fig.1(b)の CLT 壁は後付け工法)を研究対象と設定した。なお、研究対象建物は、RC 架構部のベースシア係数  $C_B=0.55$  を満たす保有水平耐力を有するように設計され、これに加えて CLT 壁部分が  $C_B=0.20$  を満たす耐力寄与 (CLT パネル工法の平成 28 年国土交通省告示第 611 号を参考に建物全体として  $C_B=0.75$  を満足すること) を期待して CLT 壁と RC 梁間のアンカー筋量が定められた。研究対象架構を縮小した RC 架構試験体の配筋図を Fig.2 に、CLT 壁の有無及び RC 架構との接合方法を変動因子とする全試験体の一覧を Fig.3 に、研究対象架構と縮小試験体の構造詳細の比較を Table1 にそれぞれ示す。本研究の試験体は Fig.1(b), (c)に示す CLT 壁を有する研究

対象架構を模擬する 40%スケールの模型であり、計 4 体を計画した。試験体を載荷装置に固定するため、2 階柱脚までを表現し、1 階の構造階高は 1,360mm、スパン（柱中心間距離）は 1,440 mm である。なお、RC 架構試験体は 1 階柱曲げ降伏型として設計した。試験体の変動因子は Fig.3 に示す通り CLT 壁の有無及び RC 架構との接合方法（RC 架構と CLT 壁間のアンカー接合の有無）である。試験体 BF は CLT 壁がない RC 柱梁架構のみの試験体であり、試験体 WF、WF<sub>BA</sub>、WF<sub>BCA</sub> は柱梁架構内に CLT 壁（幅：1,200mm、高さ：1,200mm、壁厚：86mm、層構成：3 層 3 プライ、樹種：スギ）を有する試験体である。なお、本試験体では CLT 壁を 2 枚のパネルから構成している。以後、この CLT 壁の構成要素である片側パネルを CLT パネルと称す。CLT 壁の分割は運搬可能な施工性を考慮したものであり、CLT パネル間の境界には Fig.1 の研究対象建物の Glued-in Rod 接合アンカー（以下、GIR アンカー）を模擬して Fig.3 に赤色で示すアンカー（Φ6）を 60mm 間隔（両側埋め込み長さ各 42mm、面積比 0.5%程度）で配筋した。また、CLT を構成するひき板は非均質・異方性材料であり、繊維方向に沿う強度が高いことを考慮し、CLT 表面の繊維方向が柱と平行になるように RC 架構内に充填した。試験体 WF は RC 架構と CLT 壁間にアンカーを設けておらず、試験体 WF<sub>BA</sub> は梁との境界にのみアンカーを設置し、試験体 WF<sub>BCA</sub> は柱梁両方との境界にアンカーを設置した（Fig.3 参照）。なお、柱梁との境界に設置したアンカー（Φ6）は CLT パネル間と同様に 60mm 間隔（両側埋め込み長さ各 42mm）で配筋した。施工の際は、Φ6 のアンカーで CLT パネル間を接合した CLT 壁を先に導入し、その後、コンクリートを打設する手順を採用した。RC 部材との境界にアンカーを施した試験体においては、あらかじめ CLT 壁外周の木口に Φ6 のアンカーを打ち込んでおき、その後、コンクリートを打設した。なお、CLT 壁間及び RC 架構-CLT 壁間に施したアンカーはいずれも Fig.1 に示す GIR アンカーと鉄棒は同じ仕様であり、埋め込み長さは耐震改修設計指針<sup>10</sup>を参考にせん断伝達のみを期待して 7d<sub>a</sub>（アンカー直径）としたが、接着剤のアンカー孔への充填は施さない計画とした。また、本研究においてはアンカー接合における構造性能の把握が一つの目的であったため、CLT 壁を充填した試験体に関しては CLT 壁と RC 架構の境界面に接着剤を用いていない。従って、CLT 壁の外周にアンカーを設けていない試験体 WF のコンクリートと CLT 壁はコンクリートの付着により接続された。柱梁鉄筋とコンクリート及び CLT の材料特性は Table2、3 及び 4 にそれぞれ示す。また、CLT の材料試験より得られた圧縮応力-ひずみ関係を Fig.4 に示す。

## 2.2 載荷計画

実験時の試験体設置図を Fig.5 に、水平力の載荷履歴を Fig.6 にそれぞれ示す。試験体は PC 鋼棒で載荷フレームに固定した。上階柱端部の支持条件に関しては後述する。鉛直オイルジャッキ（2,000kN）により軸力を制御しながら、反力壁に取り付けた水平オイルジャッキ（1,000kN）により静的漸増繰り返し載荷を行った。各試験体ともに南北の鉛直ジャッキによって柱の圧縮強度（計画時の  $F_c=24\text{N/mm}^2$  に基づく）に対し軸力比 0.15 の初期軸力を加え、試験体全体に作用する鉛直力を一定に維持して水平力載荷を行った。その際に載荷梁の回転は 0 を維持した。水平力載荷は、梁中心位置の水平変位  $\delta$  を下スタブ上面から梁中心位置までの高さ（構造階高） $h$ （=1,360mm、Fig.5 参照）で除した変形角  $R$ （= $\delta/h$ ）に基づいて変位制御した。なお、本

実験は試験体 WF をパイロット実験として先行して実施し、その後 BF、WF<sub>BA</sub>、WF<sub>BCA</sub> の順で実施した。そのため、境界条件と載荷履歴は以下の理由により一部異なった。

試験体 WF は Fig.5(a)に示すように上階柱端部をピン支持として載荷を開始し、Fig.6(a)に示すように  $R=0.0625\% \text{rad} \sim 0.375\% \text{rad}$  を各 1 サイクル、 $R=0.50\% \text{rad} \sim 2.0\% \text{rad}$  を各 2 サイクルずつ行った。 $+3.0\% \text{rad}$  を目指して載荷した際、CLT 壁が実験計画時の想定を超える水平耐力を発揮したことから、2 階柱脚部が曲げ降伏し載荷の継続が困難となった。そこで、 $+2.7\% \text{rad}$ 、 $-2.5\% \text{rad}$  まで載荷した後に載荷を中断し、試験体の上部のピン支承を固定支承に取り替え載荷を再開した（Fig.5(b)参照）。 $R=3.0\% \text{rad}$ 、 $4.0\% \text{rad}$  を各 2 サイクルずつ行った後、 $+10.0\% \text{rad}$  まで押切載荷した。なお、実験時の境界条件の修正による影響が限定的であったことは、解析的に確認している。<sup>11</sup>

試験体 BF では、Fig.5(c)に示すように全サイクルにおいて試験体上部を固定支持として載荷を行った。 $R=4.0\% \text{rad}$  のサイクル以降、押切載荷中に耐力低下を確認したため、試験体 WF では実施しなかった  $6.0\% \text{rad}$  のサイクルを追加した（Fig.6(b)参照）。なお、 $R=0.16\% \text{rad}$ 、 $0.32\% \text{rad}$ 、 $0.64\% \text{rad}$  のサイクルは、制御変位計に関する不具合により他の試験体の載荷履歴とは異なることを補足する。

試験体 WF<sub>BA</sub> 及び WF<sub>BCA</sub> では、試験体 BF と同様に上階柱端部を固定支持として載荷を行った（Fig.5(b)参照）。また、載荷履歴において  $R=0.375\% \text{rad}$  のサイクルまでは試験体 WF と同様に載荷し、その後のサイクルは試験体 BF と同様に載荷した（Fig.6(c)参照）。

## 3. 実験結果とその分析

### 3.1 荷重と変形角関係及び破壊経過

各試験体の荷重-変形角関係を Fig.7 に、破壊経過を Fig.8 にそれぞれ示す。なお、Fig.7 には  $R=1.0\% \text{rad}$  までの荷重-変形角関係を拡大して併せて示す。

#### 3.1.1 試験体 BF（柱梁架構）

試験体 BF は  $R=+0.16\% \text{rad}$  のサイクルにおいて両側の柱頭に曲げひび割れが発生し、続く  $R=+0.32\% \text{rad}$  のサイクルにおいて北側（圧縮側）柱脚にせん断ひび割れが発生した。 $R=+0.5\% \text{rad}$  のサイクルにおいて柱主筋の降伏を確認し、その際降伏耐力は 122kN を記録した。 $R=+2.0\% \text{rad}$  のサイクルにおいて北側（圧縮側）柱脚のカバーコンクリートに圧壊の兆候が見られ、 $R=+3.0\% \text{rad}$  のサイクルには正側で最大耐力 140kN を記録した。 $R=+6.0\% \text{rad}$  のサイクルにおいて北側（圧縮側）柱主筋の座屈を目視で確認した後、耐力低下を生じ始めた。 $R=+7.5\% \text{rad}$  時にせん断力が最大耐力の 80%を下回り、 $R=+10.0\% \text{rad}$  まで押切載荷して、実験を終了した。

Fig.7(a)の荷重-変形角関係では試験体 BF の 1 階柱曲げ降伏時の水平耐力を RC 規準<sup>12</sup>の Eq.(1)に基づいて求め、実験値と比較している。この際、試験体 BF においては試験体上部を固定支持として載荷したため、厳密な耐力評価には数値解析を用いる必要がある。そのため、同図では梁のせん断力による変動軸力を考慮せずに初期軸力下で耐力評価を行った計算値を青線で示す。得られた計算値は 132kN であり、実験結果と概ね整合することを確認した。なお、変動軸力を考慮する計算値は数値解析とともに稿を改めて報告させていただくが、圧縮側と引張側の柱間で軸力の影響は相殺される傾向があるため、定軸力の結果と有意な差はないことを補足する。

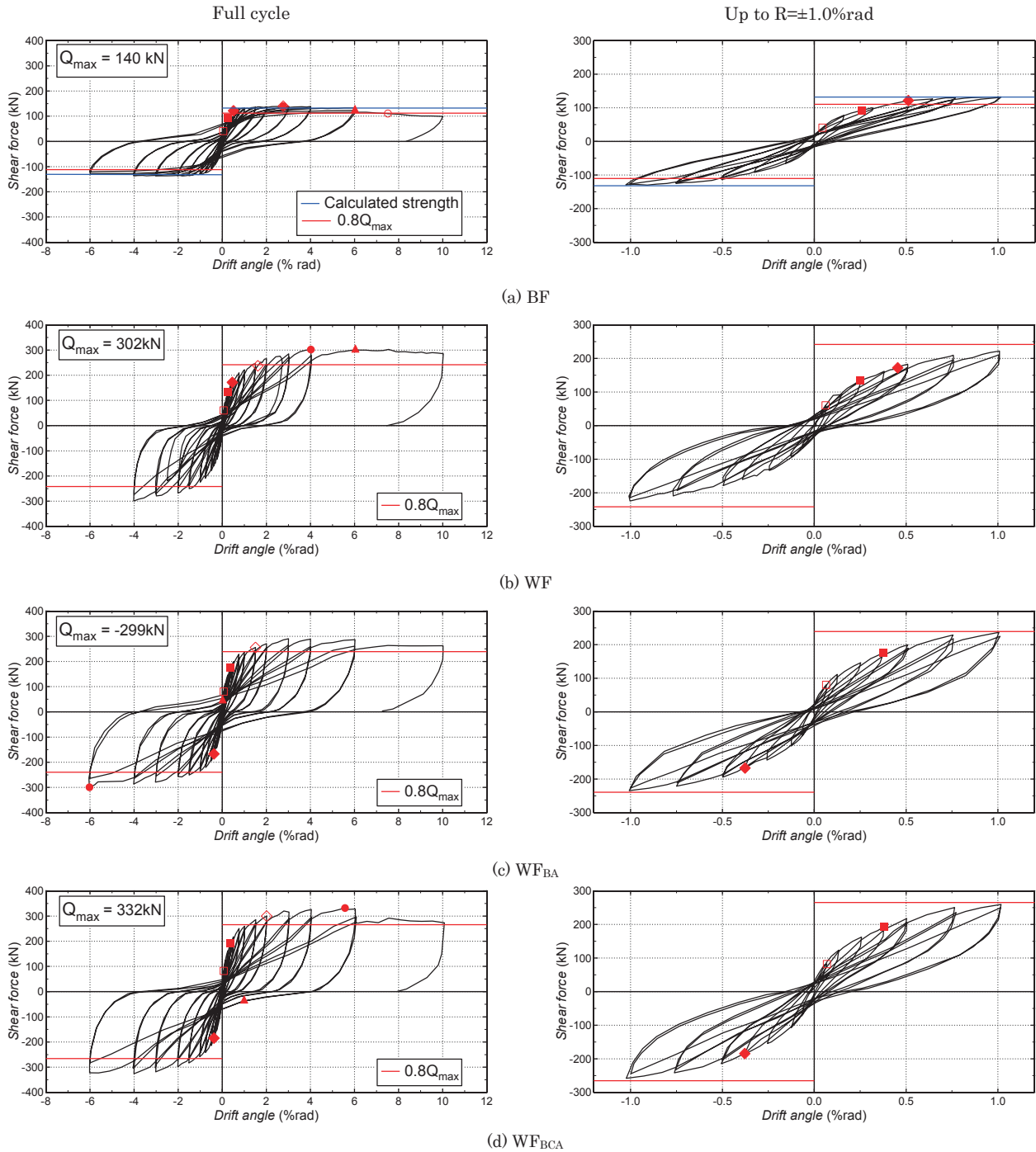


Fig.7 Shear force vs. drift angle relationships

$${}_cM_y = 0.8a_t\sigma_y D + 0.5ND \left(1 - \frac{N}{bDF_c}\right) \quad (1)$$

ここで、 $a_t$ は引張鉄筋断面積、 $\sigma_y$ は引張鉄筋の降伏強度、 $N$ は柱の軸力で初期軸力、 $D$ は柱の全せい、 $b$ は柱幅、 $F_c$ はコンクリート強度 (Table3 の材料強度) である。

### 3.1.2 試験体 WF (CLT 壁+アンカーなし)

上階柱端部をピン支持として荷重を開始した。 $R=+0.0625\%$ のサイクルにおいて CLT 壁に縦ひび割れが発生し(微小変形で CLT 壁に観察されたひび割れについては 3.2 節で改めて考察する)、南側(引張側)柱頭に曲げひび割れが発生した。また、負荷荷において同様に

引張側柱(北側)の柱頭に曲げひび割れが発生した。 $R=+0.375\%$ のサイクルにおいて南側(引張側)柱脚にせん断ひび割れが発生し、負荷荷において北側(引張側)柱梁接合部にせん断ひび割れが発生した。また、試験体 BF と同様に  $R=+0.5\%$ のサイクルで柱主筋の降伏を確認し、その際の降伏耐力は 172kN を記録した。 $R=+0.75\%$ のサイクルにおいて CLT パネル単体のロッキング挙動が目視でも顕著にみられ始めた (Fig.9 参照)。 $R=\pm 2.0\%$ のサイクル後、2 階柱脚部が曲げ降伏し荷重の継続が困難となったため、試験体上部を固定支承に取り替えた (2.2 節参照)。この際、柱梁接合部および梁に多くのひび割れが観察された (Fig.8 参照)。 $R=+3.0\%$

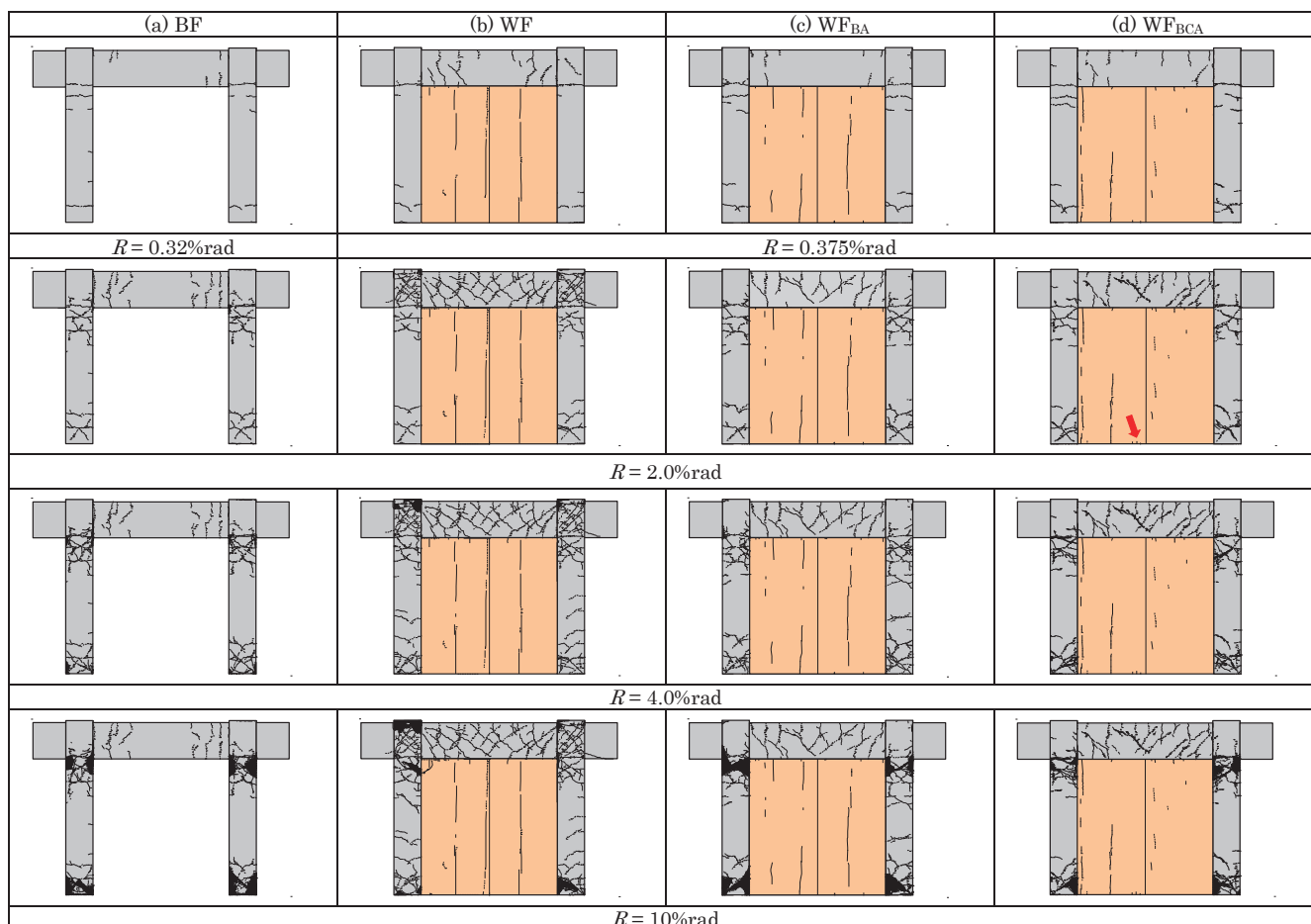


Fig.8 Damage developments

Table5 Initial stiffness

Specimen	Initial stiffness	Ratio to BF
BF	68kN/mm	-
WF	72kN/mm	1.1
WF <sub>BA</sub>	92kN/mm	1.3
WF <sub>BCA</sub>	105kN/mm	1.5

Table8 Yielding of column longitudinal rebar

BF	0.51%rad ( $R = 0.64\%$ rad cycle)
WF	0.45%rad ( $R = 0.50\%$ rad cycle)
WF <sub>BA</sub>	-0.375%rad ( $R = -0.375\%$ rad cycle)
WF <sub>BCA</sub>	-0.375%rad ( $R = -0.375\%$ rad cycle)

Table6 Maximum strength

Specimen	Drift angle at maximum shear force	Maximum shear force	Ratio to BF
BF	3.00%rad	139kN	-
WF	4.00%rad	302kN	2.2
WF <sub>BA</sub>	-6.00%rad	-299kN	2.1
WF <sub>BCA</sub>	6.00%rad	331kN	2.4

Table9 Yielding of column shear reinforcement

	BF	WF	WF <sub>BA</sub>	WF <sub>BCA</sub>
Bottom of north column	2.7%rad	1.6%rad	1.5%rad	2.0%rad
Bottom of south column	3.0%rad	-1.9%rad	-1.5%rad	-1.3%rad
Top of north column	-	-	-	-3.0%rad
Top of south column	-	-	-	4.0%rad

Table7 Initiation of shear crack in RC column

Specimen	Drift angle	Shear force
BF	0.32%rad	92kN
WF	0.38%rad	161kN
WF <sub>BA</sub>	0.38%rad	175kN
WF <sub>BCA</sub>	0.38%rad	193kN

Table10 Initiation of crack in CLT panel

Specimen	Drift angle at crack initiation
WF	0.0625%rad
WF <sub>BA</sub>	0.0625%rad
WF <sub>BCA</sub>	0.0625%rad

のサイクルにおいて両側柱脚にカバークンクリート圧壊の兆候を確認し、続く  $R=+4.0\%$ rad のサイクルにおいて最大耐力 302kN を記録

した。 $R= +6.0\%$ rad において北側（圧縮側）柱主筋の座屈が目視で確認されたものの、押切載荷の  $R=+10.0\%$ までおよそ安定して耐力を維持した。これは柱主筋の座屈後においても、CLT 壁が架構に作用する鉛直力を代替して支持したことが一因と考えられる。

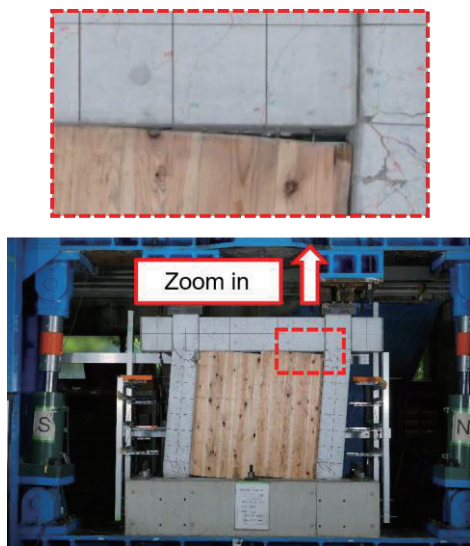


Fig.9 Pullout of anchors from the RC beam

Table11 Maximum crack width in CLT panel

Specimen	Maximum crack width	Drift angle
WF	0.45mm	2.7%rad
WF <sub>BA</sub>	0.35mm	3.0%rad
WF <sub>BCA</sub>	1.00mm	2.0%rad

$R=+8.0\%rad$  時には南側 CLT パネルの左側（圧縮側）上部角が面外方向にひび割れた。なお、CLT 壁の外周に接着剤を用いず CLT 壁を充填した試験体 WF においても CLT 壁と RC 梁との境界の水平方向のずれは僅かであったことを補足する。

### 3.1.3 試験体 WF<sub>BA</sub> (CLT 壁+アンカー有 (梁面))

正負荷とともに  $R=0.75\%rad$  のサイクルまで試験体 WF と概ね同様の損傷経過を示した。 $R=-1.5\%rad$  のサイクルにおいて梁による圧縮力の作用により北側 CLT パネルの右側（圧縮側）上部が面外方向にはらみだした。 $R=+3.0\%rad$  のサイクルでは両側柱頭及び柱脚にカバーコンクリートの圧壊を確認した。 $R=+4.0\%rad$  時には南側 CLT パネルの左側（圧縮側）上部角に圧壊が見られた。 $R=+6.0\%rad$  のサイクルにおいて引張側（南側）柱主筋の座屈を目視確認し、 $R=6.0\%rad$  のサイクルピーク時に最大耐力・299kN を記録した。その後  $R=+10.0\%$  まで押切荷荷を行い、ピーク時において最大耐力の約 87% の耐力低下を示した。

### 3.1.4 試験体 WF<sub>BCA</sub> (CLT 壁+アンカー有 (梁柱面))

正負荷とともに  $R=2.0\%rad$  のサイクルまでは試験体 WF<sub>BA</sub> と概ね同様の履歴性状と損傷経過を示した。 $R=-3.0\%rad$  のサイクルで両側柱頭及び柱脚にカバーコンクリートの圧壊が発生した。 $R=+6.0\%rad$  のサイクルにおいて最大耐力 332kN を記録し、同サイクルの負荷荷において圧縮側（南側）柱主筋の座屈を確認した。また、北側 CLT パネルの左側（圧縮側）上部に圧壊が見られた。その後  $R=+10.0\%$  まで押切荷荷を行い、ピーク時において最大耐力の約 82% まで耐力低下した。

### 3.2 試験体間の比較と変動因子の影響

各試験体の初期剛性を Table5 に、最大耐力を Table6 に、RC 柱の

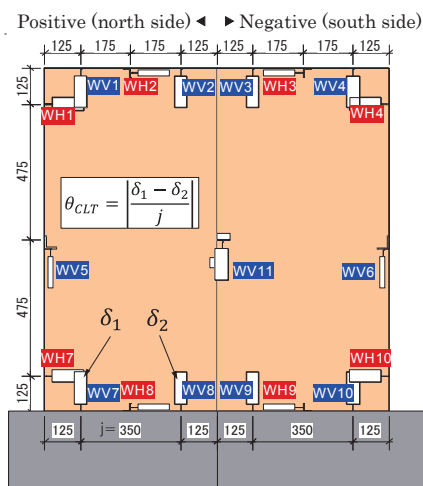


Fig.10 Arrangement of LVDTs on CLT panel (unit: mm)

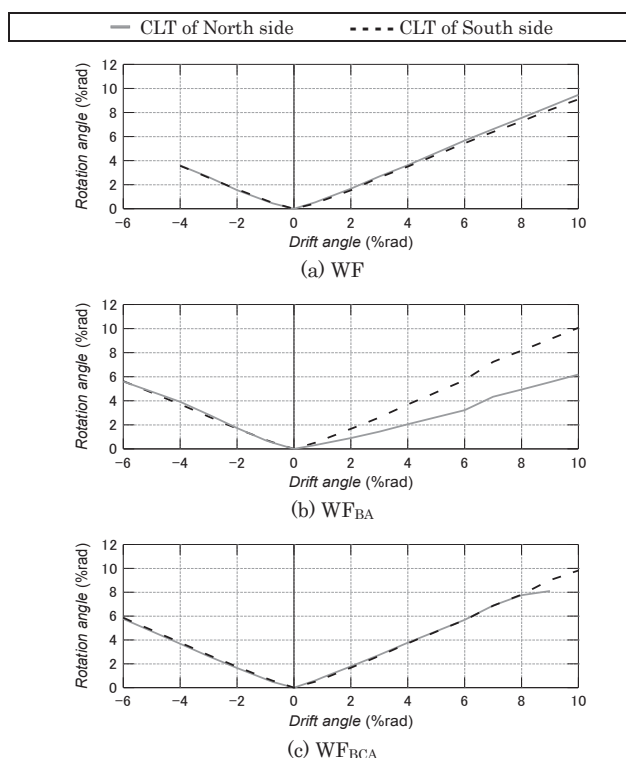


Fig.11 Rotation angle of CLT panel vs. drift angle relationships

せん断ひび割れ発生点を Table7 に、柱主筋が降伏した変形角を Table8 に、柱補強筋が降伏した変形角を Table9 に、CLT 壁のひび割れ発生点を Table10 に、CLT 壁で観測されたひび割れ幅の最大値及びその際の変形角を Table11 にそれぞれ示す。なお、Table5 の初期剛性は RC 柱に初期曲げひび割れが発生した step のせん断力を梁中心位置の水平変位  $\delta$  で除した値である。

RC 柱梁架構のみの試験体 BF と CLT 壁を有する試験体において初期剛性を比較すると、試験体 WF は BF の約 1.1 倍、WF<sub>BA</sub> は約 1.3 倍、WF<sub>BCA</sub> は約 1.5 倍であった。ただし、試験体 WF は上階柱端部の固定条件が異なる条件下での比較である。また、最大耐力を比較すると、試験体 WF は BF の約 2.2 倍、WF<sub>BA</sub> は約 2.1 倍、WF<sub>BCA</sub> は約 2.4 倍であった。以上より、CLT 壁が RC 架構の初期剛性及び水平耐

Table12 Conceptual diagram to identify rotation center of CLT panel

Negative (South side) ◀ ▶ Positive (North side)

i		<ul style="list-style-type: none"> <li>鉛直変位計 WV1~4, 7~10 (Fig.10 参照) より, CLT パネル上下端部の回転 (左図青点線) を求める。</li> </ul>
ii		<ul style="list-style-type: none"> <li>水平変位計 WH1,4,7,10 (Fig.10 参照) を用いて, CLT パネル左右端部の回転 (左図青点線) を求める。</li> <li>この際, RC 柱は変形角 <math>R</math> のせん断変形していると仮定し, 水平変位計による RC 柱に対する相対変位を加えて回転 (左図青点線) を求める。</li> </ul>
iii		<ul style="list-style-type: none"> <li>i, ii で求めた回転 (左図青点線) に基づいて, 4 点の交点が求まる。</li> <li>その交点から, i で求めた傾きに沿って壁幅 (600mm) の線分を描く。</li> </ul>
iv		<ul style="list-style-type: none"> <li>各パネル上下端部の線分端点を結ぶことにより, 回転後の CLT パネルの位置 (左図青色実線) を求める。</li> <li>回転前後における CLT パネル上下端部の線分中央間を結ぶ中心線 (左図赤色一点鎖線/青色一点鎖線) を描く。</li> <li>この中心線の交点を回転中心位置とした。</li> </ul> <p><math>h</math>: Height of the rotation center on CLT panel</p>

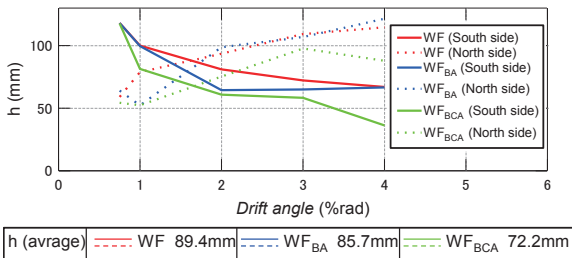


Fig.12 Height of the rotation center on CLT panel ( $h$ ) vs drift angle relationships

力の増大に寄与することを確認した。

RC 架構と CLT 壁との接合方法に着目すると, 梁にのみアンカーを設けた試験体 WF<sub>BA</sub> はアンカーなしの試験体 WF と比べて最大耐力は同程度であった。これは Fig.9 に示すように梁に埋め込まれたアンカーが変形の進行とともに CLT 壁から引き抜かれ, アンカーが耐力負担しなかったためと考えられる。柱梁両方にアンカーを設けた試験体 WF<sub>BCA</sub> は梁にのみアンカーを設けた試験体 WF<sub>BA</sub> と比べて約 14%の初期剛性の増大及び約 10%の最大耐力の増大を確認した。特に後者は 3.1.2 項で示したように 2 枚の CLT パネルがそれぞれ独立した壁としてロッキング挙動し, 柱と CLT 壁間での鉛直方向の相対変位が生じたことに起因したと考えられる (Fig.9 参照)。鉛直面に配

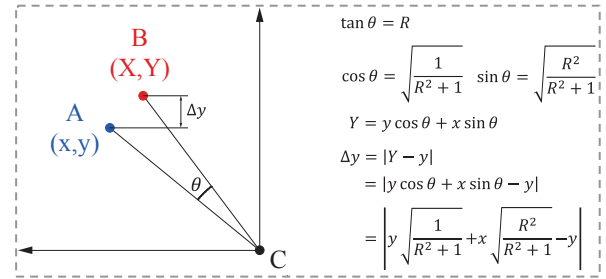
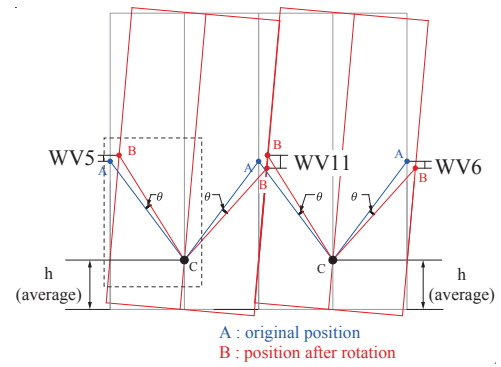


Fig.13 Estimates of outputs of vertical displacement transducers

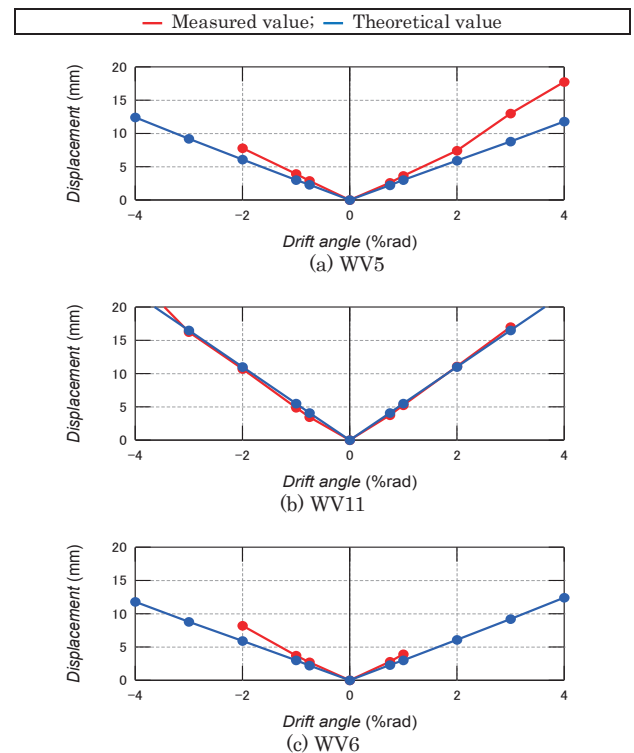


Fig.14 Vertical slip vs drift angle relationships for WF

筋するアンカーは架構全体の耐力の増大に寄与し得る可能性を指摘できる。

損傷状況に着目して比較する。Table7 より本研究の範囲内においては CLT 壁の有無や接合工法の違いにかかわらず, RC 柱のせん断ひび割れ発生時の変形角には有意な差は確認されなかった。ただし, CLT 壁あるいは柱と CLT 壁間にアンカーを設けることでせん断ひび割れ時の架構全体の耐力は増大した。これらの結果からは柱のせん断

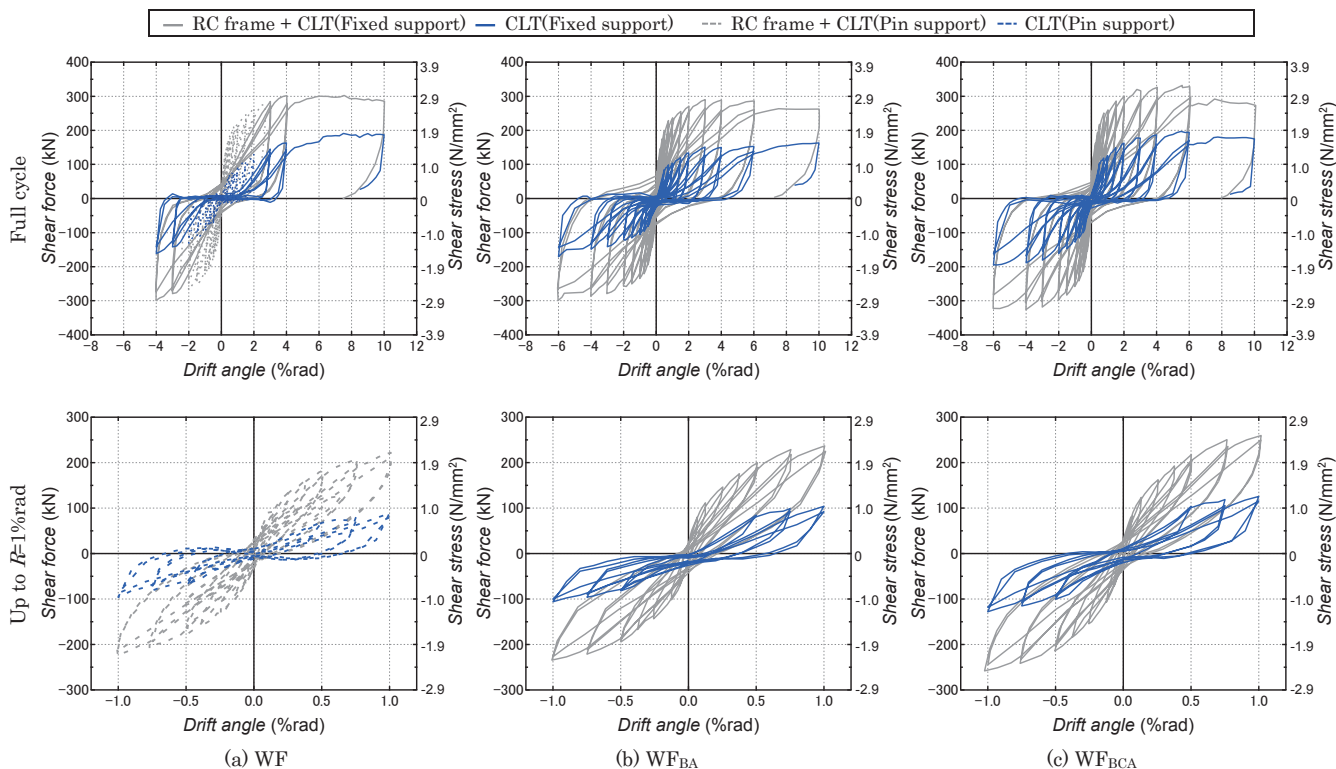


Fig.15 Shear force vs. drift angle relationships of the CLT panel

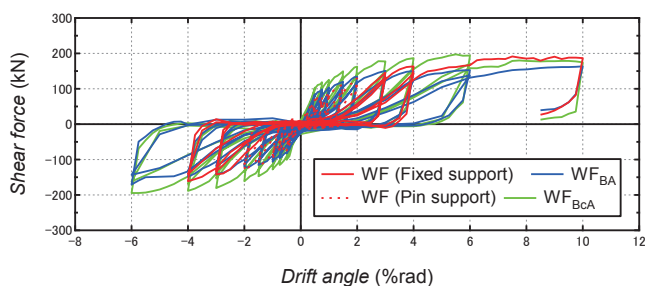


Fig.16 Comparisons of CLT panel shear force vs drift angle relationships

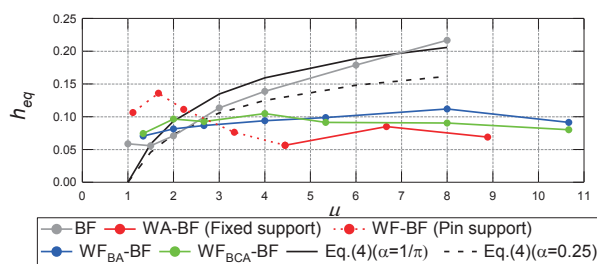


Fig.17 The equivalent damping constant vs plasticity

ひび割れ発生までは CLT 壁が独立して水平力を負担し、柱へのパンチングシアの伝達は限定的であったと推察される。Table8 より柱主筋の降伏した変形角を比較すると、CLT 壁を有する試験体は架構のみの試験体と比べて柱主筋の降伏がやや小さい変形で発生した。また、Table9 より柱頭・柱脚のせん断補強筋が降伏した変形角を比較すると、試験体 BF に比べて CLT 壁を有する試験体は柱脚のせん断補強筋が早期に降伏した。以上のことから、柱のせん断ひび割れ以降において変形の増大に伴って CLT 壁が柱にパンチングシアを伝達するようになったことが伺える。また、試験体 WF<sub>BCA</sub> では他の試験体に見られなかった柱頭のせん断補強筋の降伏も確認された。これは CLT 壁が柱にパンチングシアを伝達した機構とは異なり、架構がせん断変形する際に引張側となる対角線上の柱が CLT 壁からアンカーを介して引張力を受けた影響によるものと考えられる。Fig.8 の梁の損傷に着目すると、CLT 壁を有する試験体は試験体 BF と比較して梁全長にわたって多数のせん断ひび割れが観察された。これは前述のように、2 枚の CLT パネルがロッキング挙動を示したことで、CLT 壁が梁にパンチングシアを伝達するようになったことが要因と考え

られる。CLT 壁の損傷に着目すると、Table10 より本研究の範囲内では接合方法の違いにかかわらず、CLT 壁の初期ひび割れはいずれも微小変形時に発生し、試験体間の違いはみられなかった。このひび割れは、CLT 材に潜在していた亀裂が、架構のせん断変形によって目視できるようになったものと考えられる。一方、Table11 より CLT 壁の最大ひび割れ幅は柱梁両方にアンカーを設けた試験体 WF<sub>BCA</sub> が他の試験体よりも大きい結果であった。試験体 WF<sub>BCA</sub> における最大ひび割れ幅は、南側 CLT パネルの右側（圧縮側）壁脚部で発生した縦ひび割れ(Fig.8(d)の赤矢印)で観測された。これは前述した CLT 壁のロッキング挙動が生じる際に南側 CLT パネルと南側柱および北側 CLT パネル間に配筋されたアンカーにより当該部分に水平方向の引張力が作用したためと考えられる。

### 3.3 CLT 壁のロッキング挙動

Fig.10 に CLT 壁の RC 架構に対する相対変位を計測するために設置した変位計の配置図を示す。本節では各 CLT パネルのロッキング挙動を検証するため、各 CLT パネル脚部の鉛直変位計 (WV7~10) より算定した CLT パネルの脚部回転角  $\theta_{CLT}$  と試験体の 1 階層間変形

角（制御変形角  $R$ ）関係を Fig.11 に示す。 $\theta_{CLT}$  は Fig.10 に示す算定式のように各パネルの両端の鉛直変位の差を変位計の測定間距離で除した数値である。Fig.11 より  $\theta_{CLT}$  と 1 階層間変形角が試験体 WF<sub>BA</sub> の北側のパネルを除いて概ね一致しており、2 枚の CLT パネルはパネル単体のロッキング挙動が卓越したことを裏付けている。試験体 WF<sub>BA</sub> の北側に関しては WV8 の変位計と CLT パネルの接続部にひび割れが発生したため、他と異なる傾向を示したと考えられる。

CLT 壁と RC 柱および CLT パネル同士の鉛直境界面の相対変位を検討する。Fig.10 に示す CLT 壁の四周における鉛直変位計（Fig.10 の WV1~4, 7~10）及び水平変位計（Fig.10 の WH1, 4, 7, 10）から得られた各測定値を用いて、ロッキング挙動の回転中心を同定した。Table12 に各 CLT パネルにおける回転中心の同定プロセスを示す。同表より求められた回転後の各 CLT パネルにおいて四隅の角度がおよそ 90 度に等しい値であったこと、すなわち剛体回転に近い挙動を示したことを確認し、回転前後における各 CLT パネルの中心線の交点を回転中心とした。また、CLT 壁を有する試験体の各サイクル正側において評価されたスタブ上面から回転中心までの距離  $h$ （以下、回転中心位置）と変形角  $R$  の関係図を Fig.12 に示し、各試験体における回転中心位置の平均値を同図に併せて示す。同図よりすべての試験体において回転中心位置は CLT パネルの 50mm から 100mm 程度に位置し、南側 CLT パネルでは変形角が大きくなるにつれて回転中心位置が低くなり、北側 CLT パネルでは回転中心位置が高くなる傾向を示したがその変動は限定的であった。なお、上記の通り WV8 は計測不良を示したが、仮にこれを南側パネルの WV10 の測定値に置き換えても大差ないことを確認したため Table12 及び Fig.12 においては WV8 の測定値を用いて検討を行った。さらに、ロッキング挙動による鉛直滑り量を検討するため、同表より得られた回転中心位置を用いて Fig.10 に示す鉛直変位計 WV5, 6, 11 の位置における鉛直滑り量を推定し、鉛直変位計の計測値との比較検討を行った。推定値の算出のための幾何学的な概念図と算定式を Fig.13 に、試験体 WF の推定値と実験値の関係を Fig.14 にそれぞれ示す。Fig.14 より試験体 WF において鉛直滑り量の理論値と実験値が概ね整合することを確認できる。また、試験体 WF<sub>BA</sub>, WF<sub>BCA</sub> においても同様の結果が得られた。以上の検討結果より、RC 架構の水平変形に伴う CLT 壁のロッキング挙動を RC 架構と CLT 壁間に設けた変位計の計測値に基づいて検証した。

### 3.4 RC 架構に対する CLT 壁の見かけ上の履歴特性の評価

本節では CLT 壁の導入により RC 架構の荷重－変形角関係に対する荷重の変化量を CLT 壁の見かけ上の耐力寄与と定義し、CLT 壁の導入効果について考察する。敢えて見かけ上の耐力寄与と表現した理由は、厳密には CLT 壁がロッキング挙動により RC 柱が負担していた軸力の一部を負担していると推察されたことから、RC 柱の構造性能そのものが変化している可能性があるためである。この検討には数値解析の併用が必要なため稿を改めて議論する方針とし、本稿の範囲ではよりマクロな構造解析モデルのための基礎データとして、CLT 壁の導入を RC 架構に対する耐力の単純和と捉えた場合の構造性能について整理しておく。CLT 壁の負担力を評価するため、Fig.7 に示す試験体 WF, WF<sub>BA</sub>, WF<sub>BCA</sub> の荷重－変形角関係上のせん断力から試験体 BF の同一変形時のせん断力を差し引いて算出した CLT 壁のみの荷重－変形角関係を Fig.15（青線）に示す。なお、同図の下段には

$R=1.0\%rad$  までの荷重－変形角関係を拡大して併せて示しており、両図の右軸はせん断力を CLT 壁の全水平断面積で除して求めた平均せん断応力度を示す。また、試験体 WF において上階柱端部をピン支持として載荷したサイクルは点線で示す（2.2 節参照）。いずれの試験体においても CLT 壁は  $R=0.75\%rad$  のサイクルよりスリップ形の履歴性状を呈することを確認した。限界耐力計算において RC 柱梁架構の安全限界変形<sup>13)</sup>とされる  $1/75rad$  付近の  $1.5\%rad$  における CLT 壁の平均せん断応力度は  $1.1\sim 1.4N/mm^2$  程度であり、一般的な RC 耐力壁のせん断応力度（ $\approx 3N/mm^2$ ）<sup>10)</sup>よりは小さいものの、RC 柱相当<sup>13)</sup>の水平耐力寄与が期待できることが明らかとなった。また、Fig.15 より各試験体の CLT 壁のせん断力－変形角関係を比較するため、Fig.16 に関係を重ねて示す。柱梁両方にアンカーを設けた試験体 WF<sub>BCA</sub> は他の試験体より大きい履歴面積を示したが、これは CLT 壁と柱間のアンカーの耐力寄与（Fig.14 より CLT 壁の鉛直接合面の相対変形）によるものと解釈できる。

Fig.15 の荷重－変形角関係を用いて算出した CLT 壁のみの等価減衰定数－塑性率関係を Fig.17 に示す。なお、同図には柱曲げ降伏以降の第 2 サイクルにおける  $4.0\%$  までの結果を示す。また、試験体 BF の等価減衰定数－塑性率関係を比較するため同図に併せて示す。等価減衰定数  $h_{eq}$  は Eq.(2)<sup>14)</sup>により評価し、塑性率  $\mu$  は Eq.(3)の通り定義した。

$$h_{eq} = \frac{1}{4\pi} \frac{\Delta W}{W} \quad (2)$$

$$\mu = \frac{\delta_i}{\delta_y} \quad (3)$$

ここで、 $W$  は最大ポテンシャルエネルギー（本稿では、正側負側両サイクルの平均値）、 $\Delta W$  は 1 サイクル間の消費エネルギーである。また、本稿について  $\delta_y$  は各試験体の柱主筋の降伏時の変形（Table8 参照）、 $\delta_i$  は  $i\%rad$  のサイクルピーク時の変形角である。

また、同図には限界耐力計算<sup>13)</sup>で用いられる等価減衰定数－塑性率関係と比較するために、等価減衰定数を Eq.(4)により評価した。

$$h_{eq} = \alpha \left( 1 - \frac{1}{\sqrt{\mu}} \right) \quad (4)$$

ここで、 $\alpha$  は定常応答に対する補正係数、 $\alpha = 1/\pi$ （定常応答）、 $0.25$ （非定常応答、RC）である。

Fig.17 より、柱梁架構のみの試験体 BF は Eq.(4)から求まる定常応答時の減衰定数より部分的にやや小さい値を示したが、概ね整合する結果である。CLT 壁に着目するといずれの試験体においても CLT 壁は  $\mu=2$  までは試験体 BF よりエネルギー吸収性能が高く、上記の範囲において CLT 壁を有する試験体は RC 部材相当のエネルギー吸収性能を期待できることを確認した。ただし、試験体 WF はこの変形領域において上階柱端部の固定条件が異なるため、異なる傾向を示した点には留意されたい。 $\mu=3$  以降では CLT 壁の  $h_{eq}$  が試験体 BF を下回った。しかし、 $\mu=4$  までは柱梁両方にアンカーを設けた試験体 WF<sub>BCA</sub> の  $h_{eq}$  が梁にのみアンカーを設けた試験体 WF<sub>BA</sub> と比較して相対的に大きいことからアンカーの配置や配筋量を制御することでエネルギー吸収性能を向上できる可能性を示唆していると考えられる。ここで  $\mu=4$  を超える範囲では試験体 WF<sub>BCA</sub> の  $h_{eq}$  は試験体 WF<sub>BA</sub> を下回ったが、これは試験体 WF<sub>BCA</sub> の最大ポテンシャルエネルギーが大きいことに起因した。なお、試験体 WF において塑性率  $\mu=2\sim 4$  で

CLT 壁の $h_{eq}$ が顕著に低下している。これは上階柱端部をピン支持として載荷していた際に CLT 壁が想定を超える耐力を発揮し、2 階柱脚部が曲げ降伏しその直下の接合部に著しい損傷が生じたことが要因と考えられる (3.1.2 項参照)。

#### 4. まとめ

本論文では、CLT 壁を有する RC 架構の基礎的な構造的な性能の把握を主目的として、CLT 壁の有無及び RC 架構との接合方法を変動因子とする静的載荷実験を実施し、CLT 壁が RC 架構の構造的な性能に与える影響を分析し報告した。

以下に、本研究により得られた知見をまとめる。

- (1) RC 柱梁架構に内蔵する CLT 壁が RC 架構の初期剛性及び水平耐力の増大に寄与することを実験的に示した。これらの CLT 壁を有する試験体の初期剛性を柱梁架構のみの試験体と比較した結果、アンカーを施していない試験体 WF は約 1.1 倍、梁のみアンカーを設けた試験体 WF<sub>BA</sub> は約 1.3 倍、柱梁両方にアンカーを設けた試験体 WF<sub>BCA</sub> は約 1.5 倍の増大がみられた。また、最大耐力を柱梁架構のみの試験体と比較した結果、試験体 WF は約 2.2 倍、試験体 WF<sub>BA</sub> は約 2.1 倍、試験体 WF<sub>BCA</sub> は約 2.4 倍の耐力増大がみられた。
- (2) 全試験体ともに  $R=6\%$  サイクルにおいて柱主筋の座屈が目視で確認された。柱梁架構のみの試験体では柱主筋の座屈後、最大耐力の 80% 以下に耐力低下した。一方、CLT 壁を有する試験体は耐力低下があったものの、 $R=10\%$  まで最大耐力 80% 以上の耐力を維持することができた。これは柱主筋の座屈後においても、CLT 壁が架構に作用する鉛直力を代替して支持したことが一因と考えられる。
- (3) 水平面の境界 (梁と CLT 壁の間) に設けたアンカーは水平耐力の増大にはほとんど寄与しなかった。一方、鉛直面の境界 (柱と CLT 壁の間) に設けたアンカーは初期剛性及び水平耐力の増大に寄与した。
- (4) 各 CLT パネルはパネル単体のロッキング挙動が卓越したことが視認された。CLT 壁脚部の鉛直変位計より算定した各 CLT パネルの脚部回転角と試験体の 1 階層間変形角が概ね一致すること、また、CLT 壁上に設置した変位計の測定値から各 CLT パネルのロッキング挙動の回転中心を同定し、CLT 壁鉛直接合面の滑り量の推定値と実験値が概ね整合することを確認した。
- (5) CLT 壁のせん断力寄与を、CLT 壁を有する試験体と柱梁架構のみの試験体の差分と定義すると、CLT 壁の負担せん断力を壁断面積により除した平均せん断応力度は層間変形角 1.5%rad において 1.1~1.4N/mm<sup>2</sup> 程度であり、CLT 壁を架構内に設けることで大幅な水平耐力の増大が期待できることを確認した。
- (6) CLT 壁の履歴特性に着目すると一般の RC 建築物の構造設計で想定される  $R=1\%$ rad までは RC 柱と同等のエネルギー吸収性能を発揮することを確認した。またこのエネルギー吸収性能は RC 柱と CLT 壁間のアンカー配置や量により制御できる可能性があることを指摘した。

#### 参考文献

1) Miyano K.: Beidaitouryou Shusai no Kikousamitto, Nichibei Kanada

nado Aratana Haishutsu Sakugen Mokuhyou wo Happyou, Japan External Trade Organization (JETRO), 2021-04-23  
 宮野慶太: 「米大統領主催の気候サミット、日米カナダなど新たな排出削減目標を発表」、日本貿易振興機構, 2021-04-23  
<https://www.jetro.go.jp/biznews/2021/04/fa230d2a05c8c4f7.html>, (参照 2021-12-29)

- 2) Rinyachou.: Datsutansoshakai no Jitsugen ni Shisuru tounotameno Kenchikubutsu touniokeru Mokuzaai no Riyou no Sokushin nikansuru Houritsu, Ministry of Agriculture, Forestry and Fisheries, 2021-10-01  
 林野庁: 「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」、農林水産省, 2021-10-01  
<https://www.rinya.maff.go.jp/riyoutou/koukyou/>, (参照 2022-10-05)
- 3) Popovski, M., Schneider, J., and Schweinsteiger, M.: Lateral Load Resistance of Cross-Laminated Wood Panels, 11<sup>th</sup> World Conference on Timber Engineering 2010, Italy, Vol. 20, pp.3394-3403, 2010
- 4) Suzuki K., Yamashita M.: The Historical Development of The Reinforced Concrete Bridges in Europe - A Study on The Establishment of "The First European Guide" for Reinforced Concrete -, Journal of Historical Studies in Civil Engineering, Vol.25, pp.1-13, 2006  
 鈴木圭, 山下真樹: 欧州における鉄筋コンクリート技術の歴史の変遷, 土木史研究論文集, 第 25 巻, pp.1-13, 2006  
 (DOI: <https://doi.org/10.11532/journalhs2004.25.1>)
- 5) Fukumoto K., Kouda M., Kubo K., Usami T., Kitamori A., Miyauchi Y. and Isoda H.: Experimental Study on CLT Seismic Panel Infilled within Steel Frame, Transactions of AIJ, Vol.86, No.787, pp.1345-1356, 2021 (in Japanese)  
 福本晃治, 國府田まりな, 久保和民, 宇佐美徹, 北守顕久, 宮内靖昌, 五十田博: 鉄骨架構に耐震要素として挿入された CLT の実験による構造特性の検討, 日本建築学会構造系論文集, 第 86 巻, 第 787 号, pp.1345-1356, 2021 (DOI: <https://doi.org/10.3130/aijs.86.1345>)
- 6) Kanazawa K., Isoda H., Kitamori A., Usami T. and Araki Y.: Structural Performance of Composite Structure with CLT Wall Infilled in Steel Frames Using Drift-Pin with Steel Plate, Transactions of AIJ, Vol.86, No.788, pp.1430-1439, 2021 (in Japanese)  
 金澤和寿美, 五十田博, 北守顕久, 宇佐美徹, 荒木康弘: CLT をドリフトピン接合し耐震壁として挿入した鉄骨架構の構造性能, 日本建築学会構造系論文集, 第 86 巻, 第 788 号, pp.1430-1439, 2021  
 (DOI: <https://doi.org/10.3130/aijs.86.1430>)
- 7) Fukumoto K. and Isoda H.: Study on Compressive Stress Transfer in Joints of Steel Frame Hybrid Structure with CLT Infill Shear Walls, Transactions of AIJ, Vol.86, No.788, pp.1440-1451, 2021 (in Japanese)  
 福本晃治, 五十田博: CLT を鉄骨造の耐震要素として用いたハイブリッド構造の接合部における圧力の伝達に関する検討, 日本建築学会構造系論文集, 第 86 巻, 第 788 号, pp.1440-1451, 2021  
 (DOI: <https://doi.org/10.3130/aijs.86.1440>)
- 8) Haba R., Kitamori A., Mori T., Fukuhara T., Kurihara T. and Isoda H.: Development of CLT Panels Bond-in Method for Seismic Retrofitting of RC Frame Structure, Transactions of AIJ, Vol.81, No.726, pp.1299-1308, 2016 (in Japanese)  
 幅亮太, 北守顕久, 森拓郎, 福原真史, 栗原嵩明, 五十田博: CLT パネルを接着挿入した RC フレームの耐震補強効果に関する実験, 日本建築学会構造系論文集, 第 81 巻, 第 726 号, pp.1299-1308, 2016  
 (DOI: <https://doi.org/10.3130/aijs.81.1299>)
- 9) Kurihara T., Yanada M., Hanai A. and Kimura H.: Structural Performance of RC Framed CLT Shear Walls, Concrete Journal, Vol. 59, No. 2, pp.165-172, 2021 (in Japanese)  
 栗原嵩明, 梁田真史, 花井厚周, 木村秀樹: 鉄筋コンクリート造骨組に木質材料を組み込んだ CLT 耐震壁の力学性状, コンクリート工学, Vol.59, No.2, pp.165-172, 2021 (DOI: <https://doi.org/10.3151/coi.59.2.165>)
- 10) Japan Building Disaster Prevention Association: Standard for Seismic Evaluation; Guidelines for Seismic Retrofit; Technical Manual for Seismic Evaluation and Seismic retrofit of existing reinforced concrete buildings, 2017  
 日本建築防災協会: 既存鉄筋コンクリート造建物の耐震診断基準・耐震改修設計指針・同解説, 2017
- 11) Murata A., Sugimoto K., Paradhan S., Sanada Y.: Pilot Experiments

and Structural Analysis of RC Frame with CLT Walls, Proceedings of the Japan Concrete Institute (Transactions of JCI), Vol.44, No.2, pp.517-522, 2022 (in Japanese)

村田晃康, 杉本佳奈, パラダンスージャン, 真田靖士: CLT 壁を有する RC 架構のパイロット実験と構造解析, コンクリート工学年次論文集, 第 44 巻, 第 2 号, pp.517-522, 2022

- 12) AIJ: AIJ Standard for Structural Calculation of Reinforced Concrete Structures, 2018 (in Japanese)

日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, 2018

- 13) Ministry of Land, Infrastructure, Transport and Tourism (MLIT) et al.: Kenchikubutsu no Kouzou Kankei Gijutsu Kijun Kaisetsusho, 2020 (in Japanese)

国土交通省ほか: 建築物の構造関係技術基準解説書, 2020

- 14) Shibata, A.: Dynamic Analysis of Earthquake Resistant Structures, 2010

(2022 年 7 月 9 日原稿受理, 2022 年 12 月 26 日採用決定)