

## 論文 CLT 方立壁を内蔵する単層単スパン RC 架構の静的載荷実験

前田 怜美\*1・辻 勇弥\*2・尹 ロク現\*3・真田 靖士\*4

**要旨:** 本稿では CLT (Cross Laminated Timber) 方立壁が RC 架構に与える影響を把握するため、CLT 方立壁の有無およびアスペクト比 (=壁高さ/壁幅) を変動因子とした 35%縮小試験体 4 体を用い、静的載荷実験を実施した。実験の結果、CLT 方立壁の内蔵および壁幅の増大が初期剛性の増大に影響することを確認した。一方、メカニズム時耐力への影響は限定的であったものの、CLT 方立壁のせん断応力度は 0.63~0.85N/mm<sup>2</sup> であり、RC 柱相当のせん断応力を負担することを確認した。また、履歴減衰評価より CLT 方立壁が架構のエネルギー吸収性能に与える影響が少ないことを示した。

**キーワード:** 柱梁架構, 鉄筋コンクリート, 木質壁, ロッキング, 構造実験

## 1. はじめに

近年の RC 造建築物においては、新耐震基準の導入などによって主要構造部材への地震被害は軽微なものとなった。一方で、非構造部材として設計される RC 方立壁に顕著な損傷が生じる事例が多数報告されている<sup>1)</sup>。RC 方立壁の損傷が顕著であっても、現行の耐震基準では建物自体の耐震安全性には問題がないと判断される。しかし、実際には住機能性が著しく損なわれ、建物の継続使用が困難となる場合がある。

また、近年では持続可能な社会の実現に向けて、CO<sub>2</sub>削減が社会的課題となっている。建築領域においては CO<sub>2</sub>を吸収し、貯蔵できる木材の利用が注目されており、森林循環や森林保全への寄与からもその活用が期待されている<sup>2),3)</sup>。その中でも、特に Cross Laminated Timber (以下、CLT と称する) の利用に注目が集まっている。

CLT とは、挽き板を繊維方向が直交するように積層接着した木質系構造材料であり、2016 年に CLT に関する関連告示が施行されて以来、設計に関するマニュアル<sup>4)</sup>も整備され CLT を用いた建築物が普及しつつある。

CLT の利点は、直交積層という構造により、靱性と強度を確保できることに加え、地震時にも目立った損傷を受けにくい点にある。そのため、筆者らの研究グループでは、上述した RC 方立壁の損傷問題に対する新たなアプローチとして、CLT を RC 架構の方立壁として利用する手法を提案した<sup>5)</sup>。しかし、RC 架構に CLT 方立壁を内蔵した場合の RC 架構への影響については、依然として十分な知見が得られていない。そこで、本研究では CLT 方立壁の有無およびアスペクト比を変動因子とした単層単スパンの RC 架構の静的繰り返し載荷実験を実施した。CLT 方立壁の有無およびアスペクト比の変動が RC 架構に与える影響についての実験的な分析を報告する。

## 2. 実験計画

## 2.1 試験体計画

本研究で対象とする建物は RC ラーメン構造に CLT 連層耐力壁を用いた地上 6 階建ての共同住宅の試設計建物である。本実験では研究対象建物の桁行方向外構面 2 階の部分架構を模擬し、約 35%スケールに縮小した試験体を計 4 体作製した。ただし、梁は両端ヒンジによる曲げ降伏機構を形成するように設計を行った。試験体の RC 架構の配筋図を Fig.1 に、研究対象建物と縮小試験体の構造詳細の比較を Table1 にそれぞれ示す。試験体の変動因子は CLT 方立壁の有無および CLT 方立壁のアスペクト比であり、計 4 体の試験体の一覧を Fig.2 に示す。

試験体 BF は CLT 方立壁のない柱梁架構のみの試験体である。試験体 O-MW-1.90 はアスペクト比 1.90 の CLT パネル (幅 390mm, 高さ 740mm, 厚さ 36mm) を試験体中央に設けた試験体である。試験体 O-MW-1.52 はアスペクト比 1.52 の CLT パネル (幅 487.5mm, 高さ 740mm, 厚さ 36mm) を試験体中央に設けた試験体である。試験体 O-MW-1.14 はアスペクト比 1.14 の CLT パネル (幅 690mm, 高さ 740mm, 厚さ 36mm) を試験体中央に設けた試験体である。なお、CLT パネルは RC 架構内で圧縮降伏させることを目的とし、作製できる最小の厚さである 36mm (実大 100mm 相当) を壁厚とし、アスペクト比は開口部を 5 分割, 4 分割, 3 分割した際のアスペクト比とした。また、RC 梁と CLT 方立壁の境界には接合金具等は設けず、RC 梁を CLT 壁方向に 5mm 打ち増すことで CLT 方立壁を埋め込み、面外方向への脱落を防止している。コンクリート、CLT および鉄筋の材料特性を Table2 および Table3 にそれぞれ示す。なお、CLT の材料特性は強軸方向の部分圧縮試験結果を示す。部分圧縮試験は Fig.3 に示すように試験片の片側端部から壁厚分の範囲

\*1 大阪大学 工学部 (学生会員)

\*2 大阪大学大学院 工学研究科地球総合工学専攻

\*3 大阪大学大学院 工学研究科地球総合工学専攻 助教 博士 (工学) (正会員)

\*4 大阪大学大学院 工学研究科地球総合工学専攻 教授 博士 (工学) (正会員)

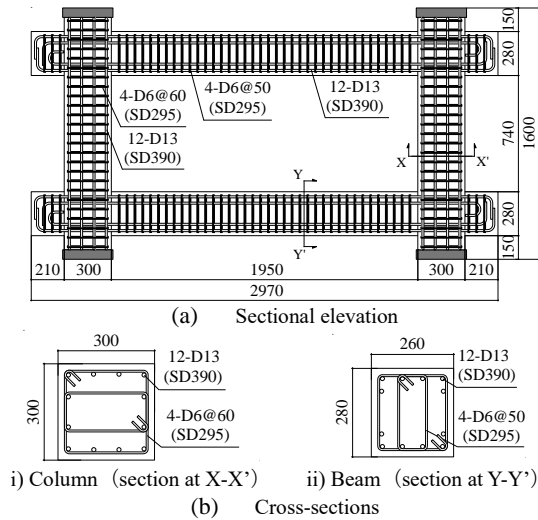


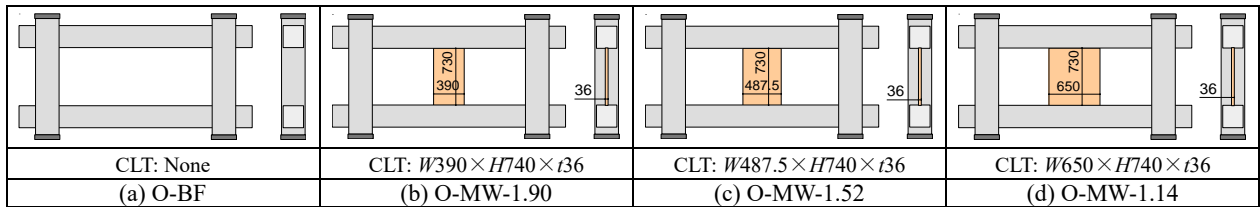
Fig.1 Details of RC frame specimen (unit: mm)

Table1 Specifications of RC frame

		Prototype	Specimens
column	$B \times D$ (mm)	850 × 850	300 × 300
	Long. rebar	18-D29 (SD390)	12-D13 (SD390)
	$p_t$	1.60%	1.69%
	Shear rein.	5-D13@100 (SD295)	4-D6@60 (SD295)
	$p_w$	0.75%	0.70%
beam	$B \times D$ (mm)	750 × 800	260 × 280
	Long. rebar	12-D32 (SD390)	12-D13 (SD390)
	$p_t$	top : 1.05%	1.18%
		bottom : 0.73%	
	Shear rein.	5-D13@100 (SD295)	4-D6@50 (SD295)
$p_w$	0.85%	0.97%	

$p_t$  : Tensile reinforcement ratio (%)

$p_w$  : Shear reinforcement ratio (%)



W : Width of CLT, H : Height of CLT, t : Thickness of CLT

Fig.2 Specimen types (unit: mm)

Table2 Material properties of concrete and CLT

Specimen	Elastic modulus	Compressive Strength
	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>
O-BF	$2.68 \times 10^4$	42.5
O-MW-1.90	$2.65 \times 10^4$	40.3
O-MW-1.52	$2.83 \times 10^4$	44.0
O-MW-1.14	$2.83 \times 10^4$	43.3
CLT (partial compression test / parallel to surface fiber)	$3.07 \times 10^3$	29.5

Table3 Material properties of reinforcement

Type	Elastic modulus	Yield stress	Yield strain
	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	$\mu$
D6 (SD295)	$1.87 \times 10^5$	412	$4.18 \times 10^3$
D13 (SD390)	$1.92 \times 10^5$	481	$2.57 \times 10^3$

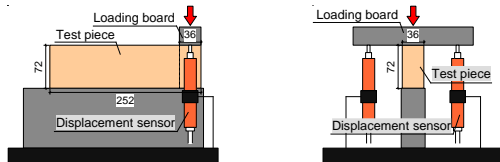
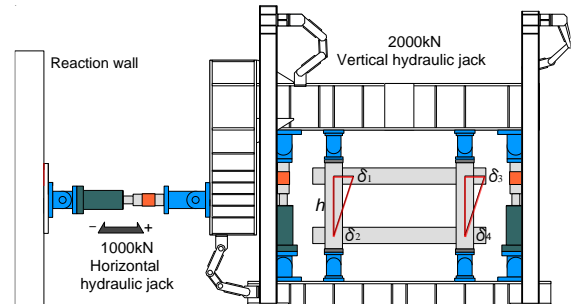


Fig.3 Setting of CLT partial compression test



$$\delta_{ave.} = \{(\delta_1 - \delta_2) + (\delta_3 - \delta_4)\} / 2, \quad R = \delta_{ave.} / h$$

Fig.4 Test set-up

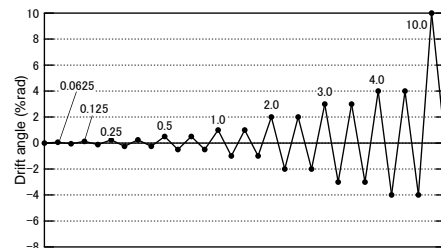


Fig.5 Loading history

を上部荷板によって平押しで圧縮する試験であり、試験片全体の圧縮変位と試験機から得られる荷重を用いてヤング係数を算出した。また、D6 (SD295) 鉄筋は明確な降伏棚が確認されなかったため、0.2%オフセット法を用いて降伏点を算出し、その降伏点におけるひずみ度を降伏ひずみ度として定義した。

## 2.2 荷重計画

Fig.4 に荷重時の試験体設置図を示す。試験体は上下階

の柱端部に4台のピン支承を取り付け、荷重装置に固定した。このときピン支承の中心が上下階の想定柱高さの中央となるように計画した。荷重方法は両側柱の柱頭に計画時のコンクリート設計基準強度  $F_c = 36 \text{ N/mm}^2$  に基づく、軸力比 0.075 (=243.0 kN) の軸力を導入し、その一定軸力下で静的漸増繰返し水平力荷重を行う計画とした。なお、上記に示す軸力比は研究対象架構柱の長期軸力から算出した値である。水平力荷重は Fig.4 に示す両側柱

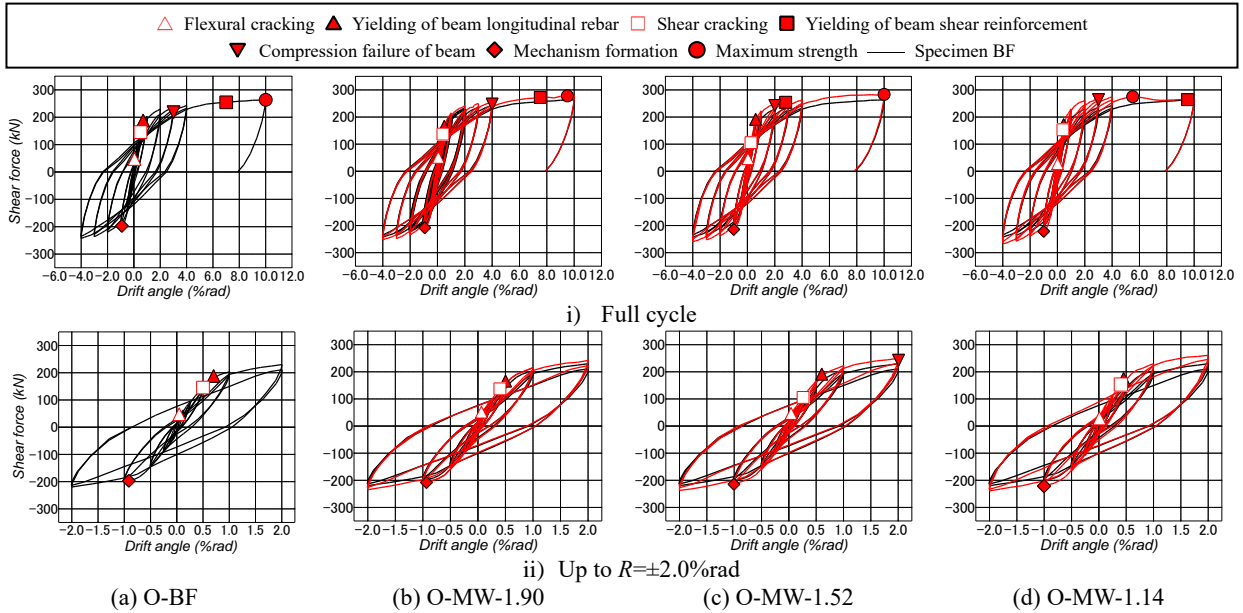
の層間変形角の平均値  $R (= \delta_{ave}/h)$  に基づく変位制御とし、**Fig.5** に示すように  $\pm 0.0625\%$ rad および  $\pm 0.125\%$ rad を 1 サイクル、 $\pm 0.25\%$ rad、 $\pm 0.5\%$ rad、 $\pm 1.0\%$ rad、 $\pm 2.0\%$ rad、 $\pm 3.0\%$ rad および  $\pm 4.0\%$ rad をそれぞれ 2 サイクルずつ正負交番の繰返し载荷を行い、以降  $+10.0\%$ rad まで押切载荷を行った。

### 3. 実験結果

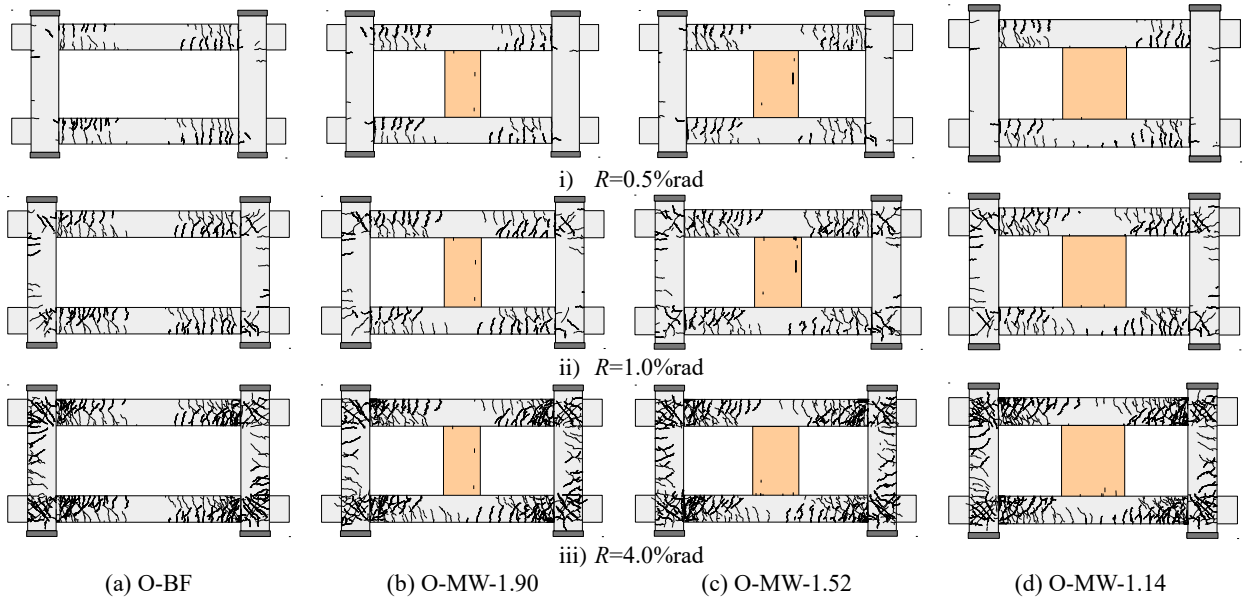
各試験体の荷重-変形角関係を **Fig.6** に、破壊経過を **Fig.7** に、最終損傷状況を **Fig.8** にそれぞれ示す。なお、**Fig.6** には  $R=2.0\%$ rad までの荷重-変形角関係を拡大して併せて示す。

#### 3.1 試験体 O-BF (柱梁架構のみ)

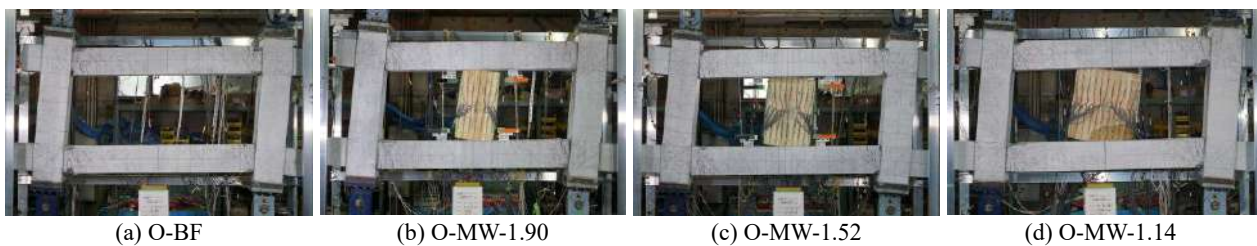
$R=0.0625\%$ rad のサイクルで全ての梁端部に曲げひび割



**Fig.6 Shear force vs. drift angle relationships**



**Fig.7 Damage developments**



**Fig.8 Final damage after testing**

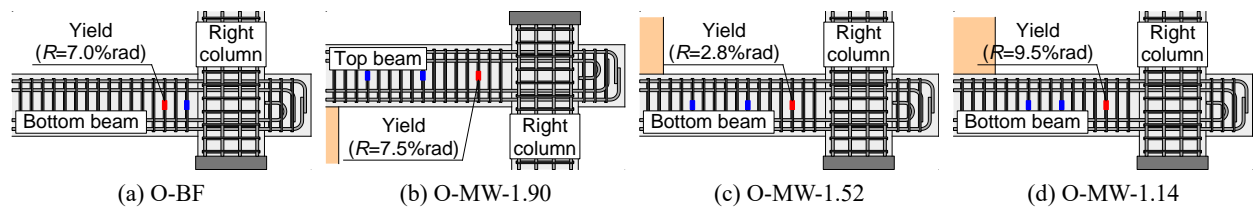


Fig.9 Yield position of shear reinforcement

れが発生した。 $R=0.5\%$ rad のサイクルで柱に曲げひび割れ、梁にせん断ひび割れの発生を確認した。 $R=1.0\%$ rad の正側サイクルで梁主筋の降伏を確認し、その負側サイクルで梁端すべてが曲げ降伏し、剛性が大きく低下したため、崩壊メカニズムを形成したと判断した。また、メカニズム形成時 ( $R=-0.91\%$ rad) の耐力は-197.0kN を記録した。しかしながら、その後も試験体の耐力は徐々に上昇した。続く、 $R=2.0\%$ rad のサイクルで梁コンクリートのわずかな剥落を確認し、 $R=3.0\%$ rad のサイクルで梁端部が圧壊した。 $R=10.0\%$ rad までの押切荷では、 $R=7.0\%$ rad 時に下梁端部のせん断補強筋が降伏したものの (Fig.9), 耐力は上昇し続け、 $R=10.0\%$ rad ピーク時に最大耐力 263.5kN に到達し、荷荷を終了した。

### 3.2 試験体 O-MW-1.90 (アスペクト比 1.90)

正負側ともに  $R=0.5\%$ rad のサイクルまで試験体 O-BF と概ね同様の破壊経過を示した。ただし、梁主筋の降伏は  $R=0.5\%$ rad のサイクルで発生した。 $R=1.0\%$ rad の負側サイクルで、梁端すべてが曲げ降伏し、剛性が大きく低下したため、崩壊メカニズムを形成したと判断した。また、メカニズム形成時 ( $R=-0.93\%$ rad) の耐力は-208.0kN を記録した。 $R=2.0\%$ rad のサイクルで CLT 方立壁のロッキング挙動による埋込み部からの浮き上がりを目視で確認した。 $R=3.0\%$ rad のサイクルで梁コンクリートのわずかな剥落を確認し、続く  $R=4.0\%$ rad のサイクルで梁端部が圧壊した。 $R=10.0\%$ rad までの押切荷では、 $R=7.5\%$ rad 時に上梁端部のせん断補強筋が降伏したものの (Fig.9), 耐力は上昇し続け、 $R=9.5\%$ rad 時に最大耐力 278.0kN に到達し、 $R=10.0\%$ rad ピーク後に荷荷を終了した。

### 3.3 試験体 O-MW-1.52 (アスペクト比 1.52)

正負側ともに  $R=2.0\%$ rad のサイクルまで試験体 O-MW-1.90 と概ね同様の破壊経過を示した。ただし、梁主筋の降伏は  $R=1.0\%$ rad のサイクルで発生し、メカニズム形成時 ( $R=-1.00\%$ rad) の耐力は-214.5kN を記録した。また、 $R=2.0\%$ rad のサイクルで梁コンクリートのわずかな剥落、梁端部の圧壊を確認した。続く  $R=3.0\%$ rad のサイクルで下梁端部のせん断補強筋が降伏したものの (Fig.9), 耐力は上昇し続け、 $R=10.0\%$ rad のサイクルピーク時に最大耐力 283.5kN に到達し、荷荷を終了した。

### 3.4 試験体 O-MW-1.14 (アスペクト比 1.14)

正負側ともに  $R=2.0\%$ rad のサイクルまで試験体 O-MW-1.52 と概ね同様の破壊経過を示した。ただし、梁主



Fig.10 Failure state of embedded portion



Fig.11 Final damage status of CLT panel (O-MW-1.14)

筋の降伏は  $R=0.5\%$ rad のサイクルで発生し、メカニズム形成時 ( $R=-1.00\%$ rad) の耐力は-221.5kN を記録した。また、 $R=2.0\%$ rad のサイクルの負荷荷時に CLT 方立壁と下梁との埋込み部が Fig.10 に示すように完全に破壊され、CLT 方立壁の滑り変位が発生した。その後も水平荷荷に伴って CLT 方立壁が滑る挙動が続き、壁全体として左側にずれていく動きが観察された。これは CLT 方立壁の負担するせん断力が CLT-RC 間の摩擦力および埋込み部による抵抗力の合力を上回った結果、埋込み部を破壊し、滑りが発生したと考える。また、同サイクルで梁コンクリートがわずかに剥落し、続く  $R=3.0\%$ rad のサイクルで梁端部が圧壊した。また、他の方立壁を内蔵する試験体では確認されなかったが、 $R=4.0\%$ rad の正荷荷で CLT 上端部の圧縮縁が部分圧縮試験における降伏ひずみ度に達した。 $R=10.0\%$ rad までの押切荷では、 $R=5.5\%$ rad に最大耐力 275.0kN を発揮した後、耐力が低下し、試験体 O-BF の骨格曲線に漸近する動きが見られた。同変形角で CLT 方立壁が壊れ始めており、この損壊によって耐力を喪失したと考えられる。それ以降、CLT 方立壁の圧縮端部が縦方向に裂け始めた後、Fig.11 に示すように面外方向に CLT 方立壁が面外方向に折れる挙動を目視で確認した。 $R=9.5\%$ rad 時に下梁端部のせん断補強筋が降伏し (Fig.9),  $R=10.0\%$ rad ピーク後に荷荷を終了した。

## 4. CLT 方立壁が RC 架構に与える影響の考察

### 4.1 CLT 方立壁の負担応力

CLT 方立壁の上下端部に貼付したひずみ度ゲージを用いて、CLT 方立壁が負担するせん断力を評価した。各試験体の CLT ひずみ度ゲージの貼付位置を Fig.12 に (本節で使用したひずみ度ゲージを赤枠で示す)、算出した CLT 方立壁の負担せん断力-変形角関係を各ピーク時のデータとして Fig.13 にそれぞれ示す。

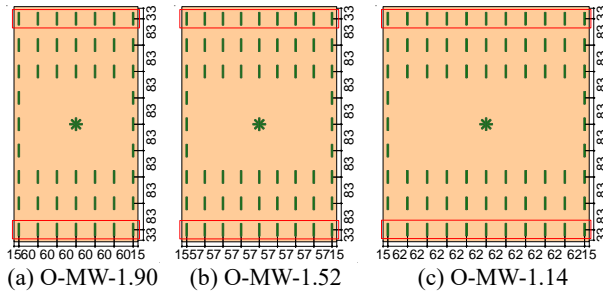


Fig.12 Position of strain gauges on CLT (unit: mm)

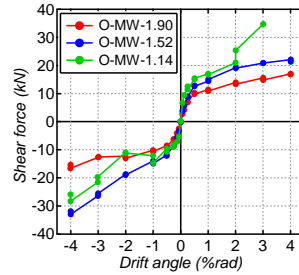


Fig.13 CLT shear resistances

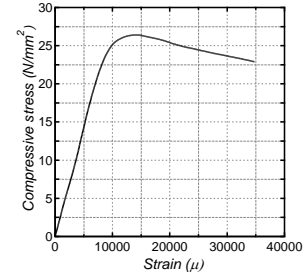


Fig.14 Stress-strain correlation of CLT

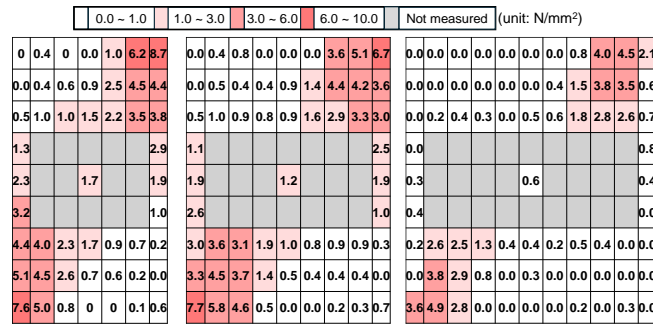


Fig.15 Stress distribution of CLT panels ( $R=-1.0\%$ rad)

CLT の負担せん断力 $Q_{CLT}$ は Eq.(1)で上端曲げモーメント $M_{Top}$ 、下端曲げモーメント $M_{Bottom}$ を求めた後、Eq.(2)で算出した。なお、CLT ひずみ度ゲージを壁面裏表に貼付したため、ひずみ度データは裏表の平均値を用いた。また、ひずみ度データを応力度に変換する際には、Fig.14に示す CLT の部分圧縮試験による応力度-全体ひずみ度関係に基づき対応する値を用いた。

$$M = \sum_{i=1}^n \sigma_i \times A_i \times l_i \quad (1)$$

$$Q_{CLT} = (M_{Top} + M_{Bottom})/h \quad (2)$$

ここで、 $\sigma_i$ : 各計測位置での応力度 ( $N/mm^2$ )、 $A_i$ : 各計測位置での応力負担面積 ( $mm^2$ )、 $l_i$ : 各計測位置の壁幅中央からの距離 ( $mm$ )、 $n$ : 端部のひずみ度計測数、 $h$ : CLT 壁高さ ( $mm$ ) である。 $A_i$ は隣接するひずみ度ゲージとの中間までを各計測位置での応力負担面積と仮定した。

CLT 方立壁は初期からせん断力を負担し、梁主筋が降伏し始めた $R=0.5\%$ rad程で剛性が低下するものの、大変形域まで耐力が上昇し続けた。壁幅が大きいほどせん断力が大きくなるものの、試験体 O-MW-1.14 が負荷荷においてその傾向から外れた。これは、第 3.4 節で前述したように試験体が滑り挙動を示したためと考えられる。全試験体において RC 架構が崩壊メカニズムを形成した $R=1.0\%$ rad の負荷荷時と比較すると、負荷荷ピーク時で試験体 O-MW-1.90 は-10.7kN、試験体 O-MW-1.52 は-14.9kN、試験体 O-MW-1.14 は-14.7kNであった。壁幅の増大は CLT 方立壁の負担せん断力の向上に影響するものの、壁幅が大きくなり過ぎるとその影響が小さくなる傾向が見られた。また、上記変形時の平均せん断応力度

Table4 Initial stiffness of each specimen

Specimen	Initial stiffness	Ratio to BF
O-BF	53.8kN/mm	—
O-MW-1.90	66.7kN/mm	1.24
O-MW-1.52	72.5kN/mm	1.35
O-MW-1.14	81.1kN/mm	1.51

Table5 Mechanism strength of each specimen

Specimen	Mechanism strength	Ratio to BF
O-BF	-197.0kN	—
O-MW-1.90	-208.0kN	1.06
O-MW-1.52	-214.5kN	1.09
O-MW-1.14	-221.5kN	1.12

(=負担せん断力/壁断面積)に着目すると、試験体 O-MW-1.90 が $0.76N/mm^2$ 、試験体 O-MW-1.52 が $0.85N/mm^2$ 、試験体 O-MW-1.14 が $0.63N/mm^2$ であり、終局時に RC 柱に期待される平均せん断応力度 $\tau_u=0.7\sim 1.0N/mm^2$ 相当のせん断力負担能力があることを確認した。

算出した CLT 方立壁の負担せん断力はいずれの試験体においても Fig.6 に示される試験体 O-BF と CLT 方立壁を内蔵する試験体の耐力差よりも高い値となった。この要因については今後さらなる分析が必要である。

#### 4.2 CLT 方立壁の応力度分布

$R=-1.0\%$ rad ピーク時における CLT 方立壁の鉛直応力度分布図を Fig.15 に示す。同図中の各グリッドの応力度は Fig.12 に示すひずみ度計測をもとに部分圧縮試験結果に対応する値を用いた。Fig.15 より、RC 架構に内蔵された CLT 方立壁はロッキング挙動に伴い壁対角方向の斜め圧縮ストラットが形成されることを実験的に確認した。

#### 4.3 初期剛性およびメカニズム形成時耐力への影響

各試験体の初期剛性と崩壊メカニズム形成時の耐力を Table4 と Table5 にそれぞれ示す。ここで、Table4 の初期剛性は RC 梁に初期ひび割れが発生した時点のせん断力を Fig.4 に示す  $\delta_{ave}$  で除した値である。

初期剛性について、試験体 O-BF と CLT 方立壁を内蔵した O-MW-1.90 を比較すると、O-MW-1.90 は O-BF の約 1.24 倍であった。また、試験体 O-MW-1.90 とアスペクト比、つまり壁幅が異なる試験体の初期剛性を比較すると、O-MW-1.52 は O-MW-1.90 の約 1.09 倍、O-MW-1.14 は O-MW-1.90 の約 1.22 倍であった。以上の分析より、CLT 方立壁の内蔵および壁幅の増大は RC 架構の初期剛性の増

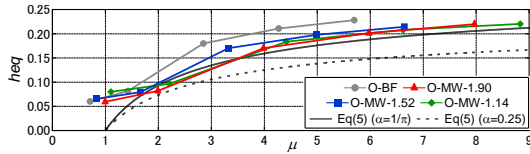


Fig.16 Equivalent damping ratio vs. ductility ratio

大に寄与することを確認した。これは前述した通り、CLT 方立壁が初期からせん断力を負担したことによる効果であると考えられる。

メカニズム形成時の耐力について、試験体 O-BF と CLT 方立壁を内蔵した O-MW-1.90 を比較すると、O-MW-1.90 は O-BF の約 1.06 倍であった。また、試験体 O-MW-1.90 とアスペクト比、つまり壁幅が異なる試験体のメカニズム形成時耐力を比較すると、O-MW-1.52 は O-MW-1.90 の約 1.03 倍、O-MW-1.14 は O-MW-1.90 の約 1.06 倍であった。以上の分析より、CLT 方立壁の内蔵および壁幅の増大はメカニズム形成時の耐力増大に寄与するものの、初期剛性への影響に対し限定的であった。

#### 4.4 履歴特性への影響

Fig.6 の荷重-変形角関係を用いて算出した各試験体の等価減衰定数-塑性率関係を Fig.16 に示す。等価減衰定数  $h_{eq}$  は Eq.(3) により評価し、塑性率  $\mu$  は Eq.(4) の通り定義した。また、同図には限界耐力計算  $\mu$  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.(5) により評価した。

$$h_{eq} = \frac{1}{4\pi} \frac{\Delta W}{W} \quad (3)$$

$$\mu = \frac{\delta_i}{\delta_y} \quad (4)$$

$$h_{eq} = \alpha \left( 1 - \frac{1}{\sqrt{\mu}} \right) \quad (5)$$

ここで、 $W$ : 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)、 $\Delta W$ : 1 サイクル間の消費エネルギー、 $\delta_y$ : 各試験体の梁主筋降伏時の層間変形 (mm)、 $\delta_i$ :  $i$  rad のサイクルピーク時の層間変形 (mm)、 $\alpha$ : 定常応答に対する補正係数、 $\alpha = 1/\pi$  (定常応答)、 $\alpha = 0.25$  (非定常応答, RC) である。

Fig.16 より、柱梁架構のみの試験体 BF は Eq.(5) から求まる定常応答時の減衰定数より全体的に大きい値を示した。CLT 方立壁を内蔵した試験体に着目すると、いずれの試験体も試験体 O-BF よりエネルギー吸収性能が低下したものの、その影響は少なかった。また、塑性率 1 において等価減衰定数が約 7% を示す点は、梁主筋の降伏前に発生したひび割れによりエネルギー吸収が開始されたことが一因と考えられる。

#### 5. まとめ

本研究では、CLT 方立壁を内蔵する RC 架構の構造性能の把握を目的とした静的繰り返し載荷実験を行った。

本研究によって得られた知見を以下にまとめる。

- (1) CLT 方立壁は初期からせん断力を負担し、RC 架構のメカニズム形成時の負担せん断応力度は  $0.63\sim 0.85\text{N/mm}^2$  であり、CLT 方立壁が RC 柱相当のせん断応力を負担することを確認した。
- (2) RC 柱梁架構に内蔵する CLT 方立壁および壁幅の増大が RC 架構の初期剛性の増大に寄与することを実験的に示した。一方で、メカニズム時耐力への影響は限定的であった。
- (3) 等価減衰定数の評価から、CLT 方立壁が架構全体のエネルギー吸収性能に与える影響は少ないことを確認した。

#### 謝辞

本研究は、大阪大学 Innovation Bridge グラント・シブズ育成グラント (研究代表者: 尹ロク現) の助成および一般社団法人ニューテック研究会の RC+CLT 研究委員会の活動の一環として行われたものである。実験の計画、実施にあたり京都大学五十田博教授、堀江建築工学研究所迫田丈志氏、太田勤氏、大豊建設(株)高畑真二氏、菊池紀恵氏、依知川一寿氏他関係各位より貴重な助言と支援を頂いた。ここに記して感謝の意を表する。

#### 参考文献

- 1) 日本建築学会: 阪神・淡路大震災と今後の RC 構造設計 - 特徴的被害の原因と設計への提案 -, 1988.10
- 2) 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」, <https://www.rinya.maff.go.jp/j/riyou/koukyou/> (閲覧日 2024 年 12 月 30 日)
- 3) 外務省: 「持続可能な開発目標 (SDGs) 達成に向けて日本が果たす役割」 [https://www.mofa.go.jp/mofaj/ic/gic/page3\\_001387.htm](https://www.mofa.go.jp/mofaj/ic/gic/page3_001387.htm) 1 (閲覧日 2024 年 12 月 30 日)
- 4) 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, (公財) 日本住宅・木材技術センター, 2016.10
- 5) 辻勇弥ほか: CLT 方立壁を有する RC 柱梁架構の構造性能に関する静的載荷実験, 日本地震工学会論文集, 第 24 号, 第 5 号 (特集号), pp.265-275, 2024.11
- 6) 一般財団法人 日本建築防災協会ほか: 既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準 同解説, 一般財団法人 日本建築防災協会ほか, pp.12-13, 2017.7
- 7) 国土交通省ほか: 2020 年版 建築物の構造関係技術基準解説書, 全国官報販売協同組合, pp.470-471, 2020.10