

論文 CLT 壁を内蔵する 2 層 1 スパン RC 架構の静的載荷実験

中島 弘史*1・村田 晃康*1・尹 ロク現*2・真田 靖士*3

要旨：既往研究では単層単スパン RC 架構に CLT 壁を内蔵することで剛性及び耐力が増大し、変形性能が向上した。本研究では特に CLT 壁の内蔵が中間梁に与える影響を把握するため、静的載荷実験を行った。実験対象は梁降伏型 2 層 1 スパン RC 架構であり、CLT 壁の有無及び壁厚を変動因子とする 3 体の 25%縮小試験体である。実験の結果、CLT 壁の内蔵により剛性及び耐力が増大した。また、CLT 壁のロッキング挙動による RC 枠梁と中間梁の損傷メカニズムを明らかにした。一方、壁厚増大により初期剛性は増大したが、メカニズム形成時の耐力及び梁端部の損傷への影響は限定的であることを確認した。

キーワード：鉄筋コンクリート、木質壁、構造実験、耐震壁、ロッキング

1. はじめに

近年、木材の有効利用による環境問題への対応、木材産業の活性化による地域経済の発展、また森林保全などの観点から、建築領域での木材資源の活用促進が課題となっており、Cross Laminated Timber（以下、CLT と称する）の利用に注目が集まっている¹⁾。

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る。施工が容易で高強度なため、現在では大規模建築物に利用され始めている²⁾。しかし、大規模木造建築物には耐防火性能が要求されるため、RC 造や S 造と組み合わせた木質混構造とすることが有効である。現在、S 造と組み合わせる研究は進んでいるが^{3) 4)}、CLT 壁を内蔵した RC 架構の構造性能は未だ十分に明らかではない。

既往研究では単層単スパン RC 架構に CLT 壁を内蔵する研究がなされてきた^{5) 6)}。文献 5) では、柱降伏型の単層単スパン RC 架構に CLT 壁を内蔵した際、架構の初期

剛性及び最大耐力が増大し、架構の変形性能が向上することが明らかとなった。また、文献 6) では梁降伏型単層単スパン架構においても、同様の構造性能の向上が見られることが明らかとなった。しかし、CLT 壁が連層にわたって内蔵される場合に中間梁に与える影響など、CLT 壁が RC 架構に及ぼす正負の影響については未だ十分に明らかにされていない。

以上の背景を踏まえ、本研究では 2 層 1 スパンの RC 架構において、CLT 壁の内蔵が架構の構造性能に与える正負の影響を把握することを目的とし、CLT 壁の有無及び壁厚を変動因子とする静的載荷実験を実施した。本稿では、CLT 壁とその厚さが RC 架構に与える影響を分析し、その結果について報告する。

2. 実験計画

2.1 試験体

本研究の研究対象建物は純ラーメン構造として設計さ

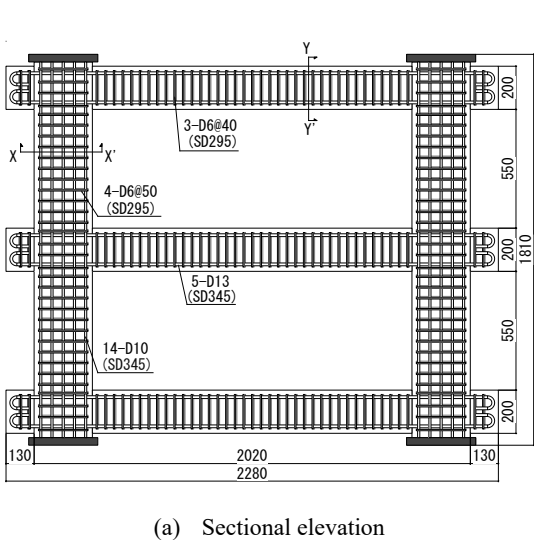


Fig.1 Details of RC frame specimen (unit: mm)

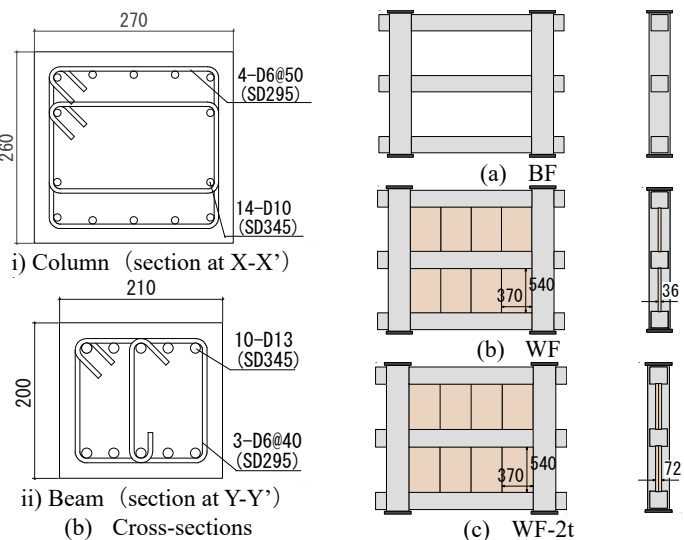


Fig.2 Specimen types (unit: mm)

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

*3 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)

Table1 Specifications of RC frame

		Prototype	Specimens
column	$B \times D$ (mm)	1050 × 1050	260 × 270
	Long. rebar	7-D29 (SD390)	4-D10 (SD345)
	p_t	0.46%	0.46%
	Shear rein.	3-MD13@100 (MK785)	4-D6@50 (SD295)
	p_w	0.36%	0.97%
		$p_w \cdot \sigma_w$	2.84
beam	$B \times D$ (mm)	850 × 800	210 × 200
	Long. rebar	top : 13-D32 (SD345)	5-D13 (SD345)
		bottom : 12-D32 (SD345)	
	p_t	top : 1.79%	1.80%
		bottom : 1.64%	
	Shear rein.	4-MD13@125 (MK785)	3-D6@40 (SD295)
	p_w	0.48%	1.13%
		$p_w \cdot \sigma_w$	3.74
			3.34

p_t : Tensile reinforcement ratio (%)
 p_w : Shear reinforcement ratio (%)

Table2 Specifications of CLT panel

	WF	WF-2t
$W \times H \times t$ (mm)	370 × 550 × 36	370 × 550 × 72
Lay-up	3-layer 3-ply	3-layer 3-ply (2 panels)
w (mm)	125	
Tree species	Japanese cedar	

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

れた 5 階建て RC 造建物である。本実験では対象建物 2 階と 3 階の CLT 壁取り付け想定構面を模擬し、約 25%縮尺の試験体を計 3 体作成した。ただし、RC 架構は梁が曲げ降伏機構を形成するように設計した。研究対象架構を縮小した RC 架構の配筋図を Fig.1 に、CLT 壁の有無及び CLT 壁の壁厚を変動因子とする全試験体の一覧を Fig.2 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。

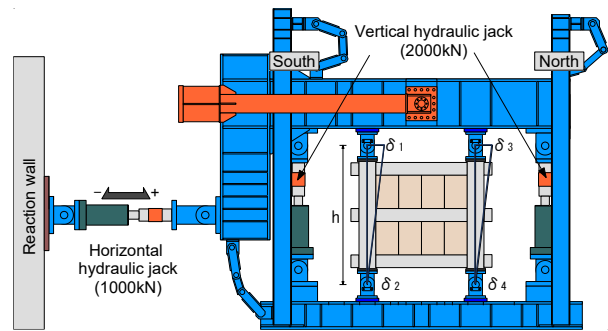
試験体 BF は CLT 壁がない RC 柱梁架構のみの試験体であり、試験体 WF, WF-2t は柱梁架構内に CLT 壁（幅：370mm, 高さ：550mm, 層構成：3 層 3 プライ, ラミナ幅：125mm, 樹種：スギ）を有する試験体である（Table.2 参照）。また、試験体 WF は Fig.2 に示すように CLT 壁厚が 36mm（実大 150mm 相当）の CLT 壁を各層に 4 枚ずつ計 8 枚組み込んだ試験体であり、試験体 WF-2t は壁厚 36mm の CLT 壁を厚さ方向に 2 枚重ねて壁厚 72mm とし、同様に CLT 壁を組み込んだ試験体である。また、RC 架構と CLT 壁間にはアンカーを設けない方針とし、CLT 壁の面外方向へのはらみだしを抑制するために梁と CLT 壁との接合境界に 5mm のふかしを設けた。柱梁鉄筋とコン

Table3 Material properties of reinforcement

Type	Elastic modulus	Yield stress	Yield strain
	N/mm ²	N/mm ²	μ
D6 (SD295)	2.00×10^5	429	4.15×10^3
D10 (SD345)	1.94×10^5	378	1.95×10^3
D13 (SD345)	1.99×10^5	384	1.94×10^3

Table4 Material properties of concrete and CLT

Specimen	Elastic Modulus	Compressive strength
	N/mm ²	N/mm ²
BF	2.50×10^4	27.3
WF	2.77×10^4	29.9
WF-2t	2.73×10^4	29.1
CLT (parallel to surface fiber)	8.84×10^3	23.1



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

Fig.3 Test set-up

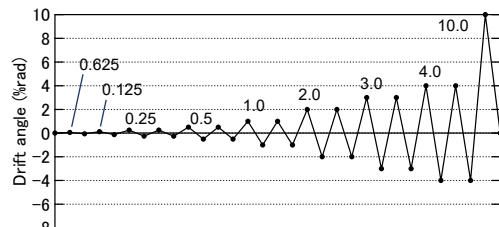


Fig.4 Loading history

クリート及び CLT の材料特性は Table3 及び 4 にそれぞれ示す。なお、CLT の材料特性は CLT 材の強軸方向の全面圧縮試験結果を記載している。

2.2 載荷計画

Fig.3 に載荷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、載荷装置に固定した。また、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。各試験体ともに南北の鉛直オイルジャッキにより初期軸力を加え、その一定軸力下で静的漸増繰り返し水平力載荷を行った。なお、計画時には $F_c=36 \text{ N/mm}^2$ で試験体を計画したが、試験体 BF に用いた圧縮強度が $F_c=27 \text{ N/mm}^2$ であったため、これに対し軸力比 0.15 (=289.4 kN) の初期軸力を載荷時に加力したことを補足する。また、他の試験体も試験体 BF

と同じ初期軸力を加え荷重を実施した。水平力荷重は **Fig.3** に示すように上下ピン間の相対変位の平均値 δ_{ave} を上下ピンの中心間距離 $h (=2,250\text{mm})$ により除した変形角 $R (= \delta_{ave}/h)$ に基づく変位制御とし、**Fig.4** に示すように $\pm 0.0625\% \text{rad}$ 及び $\pm 0.125\% \text{rad}$ を 1 サイクル、 $\pm 0.25\% \text{rad}$, $\pm 0.5\% \text{rad}$, $\pm 1.0\% \text{rad}$, $\pm 2.0\% \text{rad}$, $\pm 3.0\% \text{rad}$ 及び $\pm 4.0\% \text{rad}$ をそれぞれ 2 サイクルずつ正負交番の繰返し荷重を行い、以降 $+10.0\% \text{rad}$ まで押切荷重を行った。なお、試験体 BF では制御変位計の計測不具合により、 $R=+2.0\% \text{rad}$ のサイクルにおいて当初の計画よりも若干大きい変位まで荷重を行った。

3. 実験結果

3.1 荷重変形角関係と破壊経過

各試験体の荷重—変形角関係を **Fig.5** に、破壊経過を **Fig.6** にそれぞれ示す。なお、**Fig.5** には $R=2.0\% \text{rad}$ 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)

$R=0.0625\% \text{rad}$ のサイクルにおいて中間梁端部に曲げひび割れが発生し、続く $R=0.125\% \text{rad}$ のサイクルにおいて上下の柱梁に曲げひび割れが発生した。 $R=0.5\% \text{rad}$ のサイクルで下柱梁端部に発生した曲げひび割れが斜め方向に進展し、中間梁端部と上柱梁端部にせん断ひび割れが発生した。続く $R=1.0\% \text{rad}$ のサイクルにおいて上層の南北両側柱頭で曲げひび割れが発生し、柱梁接合部においては曲げひび割れとせん断ひび割れが発生した。同サイクルにおいて中間梁及び上下の柱梁の主筋が降伏し始め、負荷ピーク時においてすべての引張側梁主筋が降伏し、架構の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、崩壊メカニズム時の耐力は -127.0 kN 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する傾向がみられた。これは RC

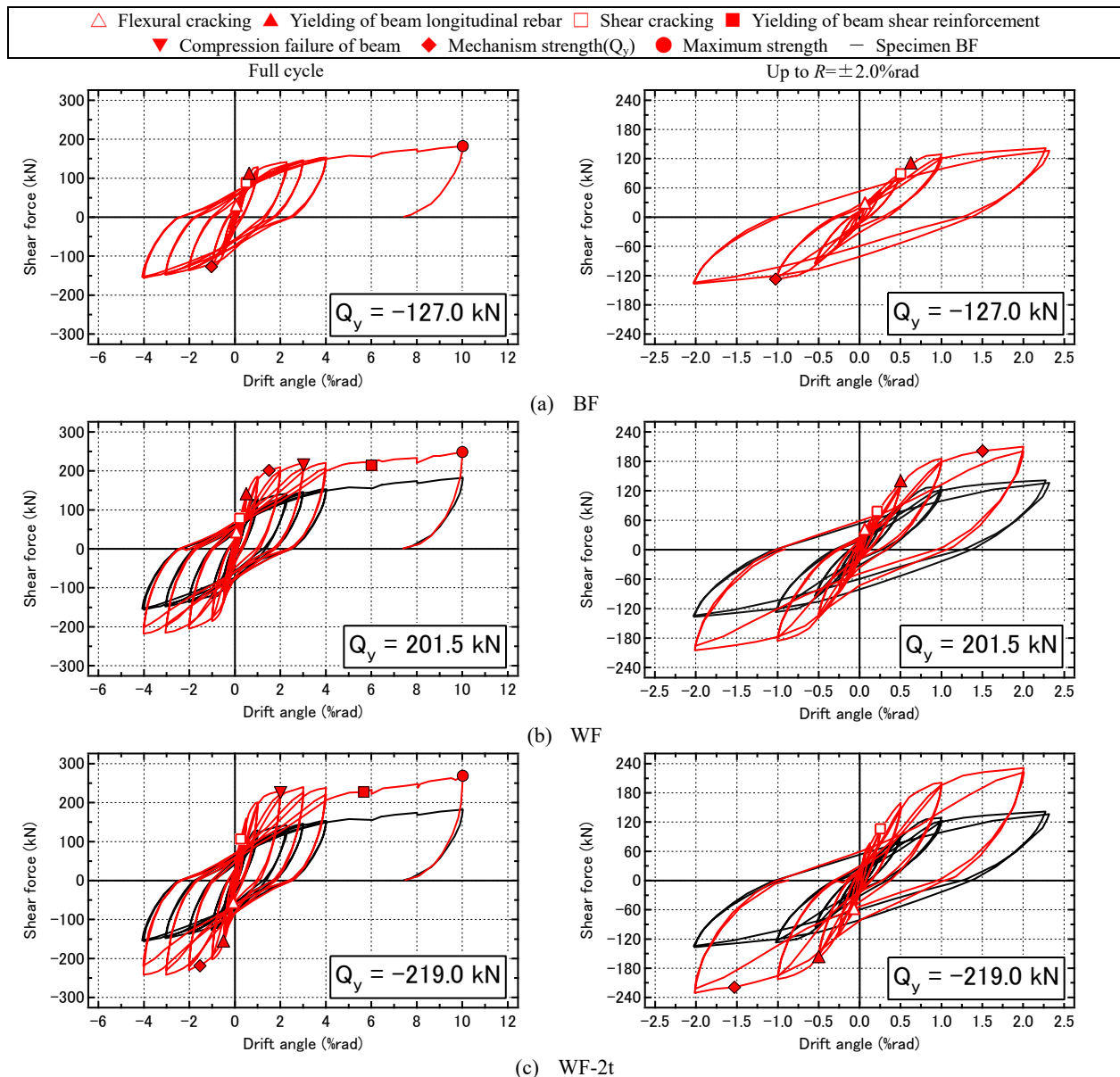


Fig.5 Shear force vs. drift angle relationships

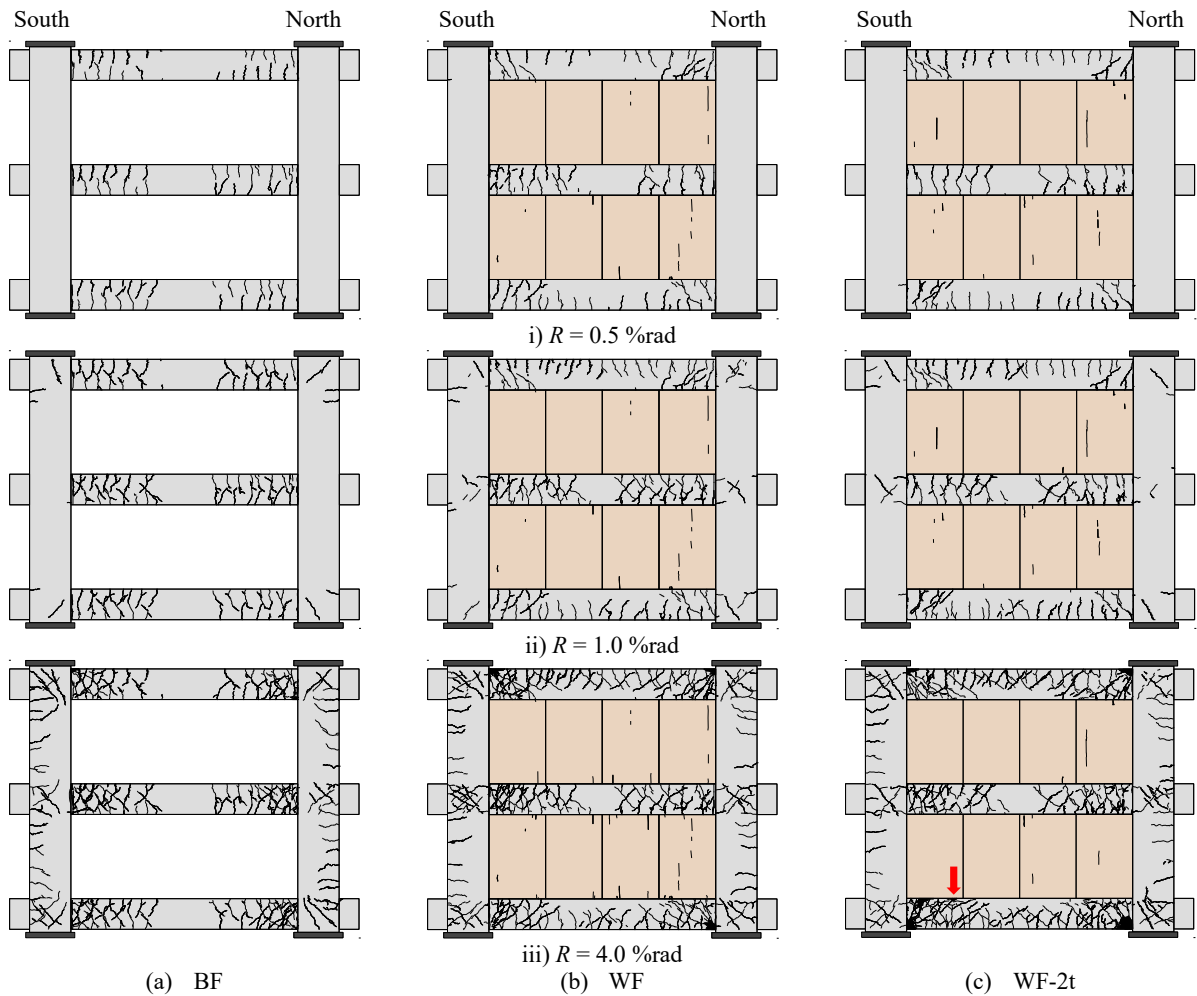


Fig.6 Damage developments

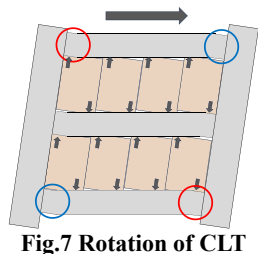


Fig.7 Rotation of CLT



Fig.8 Damage of beam

梁の塑性化に伴って生じる梁の軸伸びが柱により拘束され、その結果、梁に圧縮軸力が作用して曲げ耐力が上昇したことに起因する。続く $R=2.0\%rad$ のサイクルにおいて上層柱頭の主筋降伏を確認した。 $R=3.0\%rad$ のサイクルにおいて上枠梁端部でコンクリート圧壊の兆候を確認し、 $R=4.0\%rad$ のサイクルにおいて同位置のカバーコンクリートが剥落した。以降、 $R=10.0\%rad$ まで押切荷重し、最大耐力 182.0 kN に到達した後、荷重を終了した。

3.1.2 試験体 WF (CLT 壁内蔵 (各層 4 枚)・壁厚 36mm)

$R=0.0625\%rad$ のサイクルにおいて CLT 材に潜在していた亀裂が架構のせん断変形に伴って目視確認された。また、上下枠梁の端部に曲げひび割れが発生した。続く $R=0.125\%rad$ のサイクルにおいて中間梁に曲げひび割れが発生した。また、 $R=0.25\%rad$ のサイクルにおいて上下枠梁端部にせん断ひび割れが発生した。 $R=0.5\%rad$ のサ

イクルにおいて CLT 壁の鉛直目地のずれを目視で確認し、CLT 壁のロッキングにより梁端部を押す Fig.7 の赤丸位置で上下枠梁端部の主筋が引張降伏した。続く $R=1.0\%rad$ のサイクルにおいて柱梁接合部でせん断ひび割れが発生した。また、同サイクルにおいて中間梁両端部の主筋が降伏し、その後 Fig.7 に示す青丸位置の上下枠梁端部で主筋が降伏した。 $R=2.0\%rad$ のサイクルにおいて、 $R=1.5\%rad$ 時にすべての梁主筋が降伏し、架構の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、メカニズム形成時の耐力は 201.5 kN を記録した。さらに、同変形角において上下枠梁端部でコンクリート圧壊の兆候を確認し、上層柱頭の主筋降伏を確認した。 $R=3.0\%rad$ のサイクルにおいて上下枠梁の南端部のコンクリートが圧壊した。押切荷重をする際に、 $R=6.0\%rad$ に下枠梁南のせん断補強筋が降伏したものの、耐力は上昇し続け $R=10.0\%rad$ において最大耐力 248.5 kN に到達し荷重を終了した。なお、本実験において CLT 壁には圧壊や座屈等の大きな損傷は発生しなかった。

3.1.3 試験体 WF-2t (CLT 壁内蔵 (各層 4 枚)・壁厚 72mm)

正負側ともに $R=2.0\%rad$ のサイクルまでは試験体 WF と概ね同様の破壊経過を示した。 $R=2.0\%rad$ のサイクル

において $R=-1.5\%rad$ 時にすべての引張側梁主筋が降伏し、架構の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、メカニズム形成時の耐力は-219.0kNを記録した。同サイクルにおいて下梁端部のコンクリート圧壊を確認し、試験体 WF と比べて早期に発生した。 $R=3.0\%rad$ で上層北側柱の柱頭における主筋が降伏した。また、同サイクルにおいて Fig.8 に示すように下梁中央部において CLT 壁がロッキング挙動により梁を押し下げるように力が働き、曲げ圧縮による水平方向へのひび割れが生じた。 $R=4.0\%rad$ において下梁北端部のカバーコンクリートが剥落し、下梁南端部ではせん断補強筋が露出した。押切载荷をする際に、 $R=5.6\%rad$ 時に下梁北端部のせん断補強筋が降伏したものの、耐力は上昇し続け $R=10.0\%rad$ 時に最大耐力 268.5 kN に到達し载荷を終了した。また、試験体 WF と同様に CLT 壁に大きな損傷は発生しなかった。

Table5 Initial stiffness of each specimen

Specimen	Initial stiffness	Ratio to BF
BF	16.8 kN/mm	-
WF	26.0 kN/mm	1.5
WF-2t	40.4 kN/mm	2.4

Table6 Mechanism strength of each specimen

Specimen	Drift angle	Mechanism strength	Ratio to BF
BF	-1.02 %rad	-127.0 kN	-
WF	1.50 %rad	201.5 kN	1.6
WF-2t	-1.53 %rad	-219.0 kN	1.7

4. CLT 壁のロッキング挙動が架構に与える影響

各試験体の初期剛性を Table5 に、メカニズム形成時耐力を Table6 にそれぞれ示す。ここで、Table5 の初期剛性は RC 梁に初期ひび割れが発生した step のせん断力を Fig.4 に示す δ_{ave} で除した値である。また、Fig.9 に各梁端部における試験体ごとの最大曲げひび割れ幅の推移を示す。ここで、最大曲げひび割れ幅は各サイクルピーク時における梁危険断面位置から 1D 区間 (=200mm) のひび割れ幅を集計した。

4.1 初期剛性及び崩壊メカニズム形成時の耐力

RC 柱梁架構のみの試験体 BF と CLT 壁を内蔵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 1.5 倍、WF-2t は約 2.4 倍であった。また、崩壊メカニズム形成時の耐力を比較すると、試験体 WF は BF の約 1.6 倍、試験体 WF-2t は約 1.7 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力の増大に大幅に寄与することを確認した。これはロッキング挙動により CLT 壁に斜め圧縮力が発生したためである。

CLT 壁の壁厚に着目すると、CLT 壁厚さが 2 倍である試験体 WF-2t は試験体 WF と比べ初期剛性は約 1.6 倍、崩壊メカニズム形成時の耐力は約 1.1 倍であった。以上より、CLT 壁の壁厚の増加が 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確認した。ただし、初期剛性と比べメカニズム形成時の耐力に対する壁厚の影響は限定的であった。これは壁厚の増加に伴い、CLT 壁が

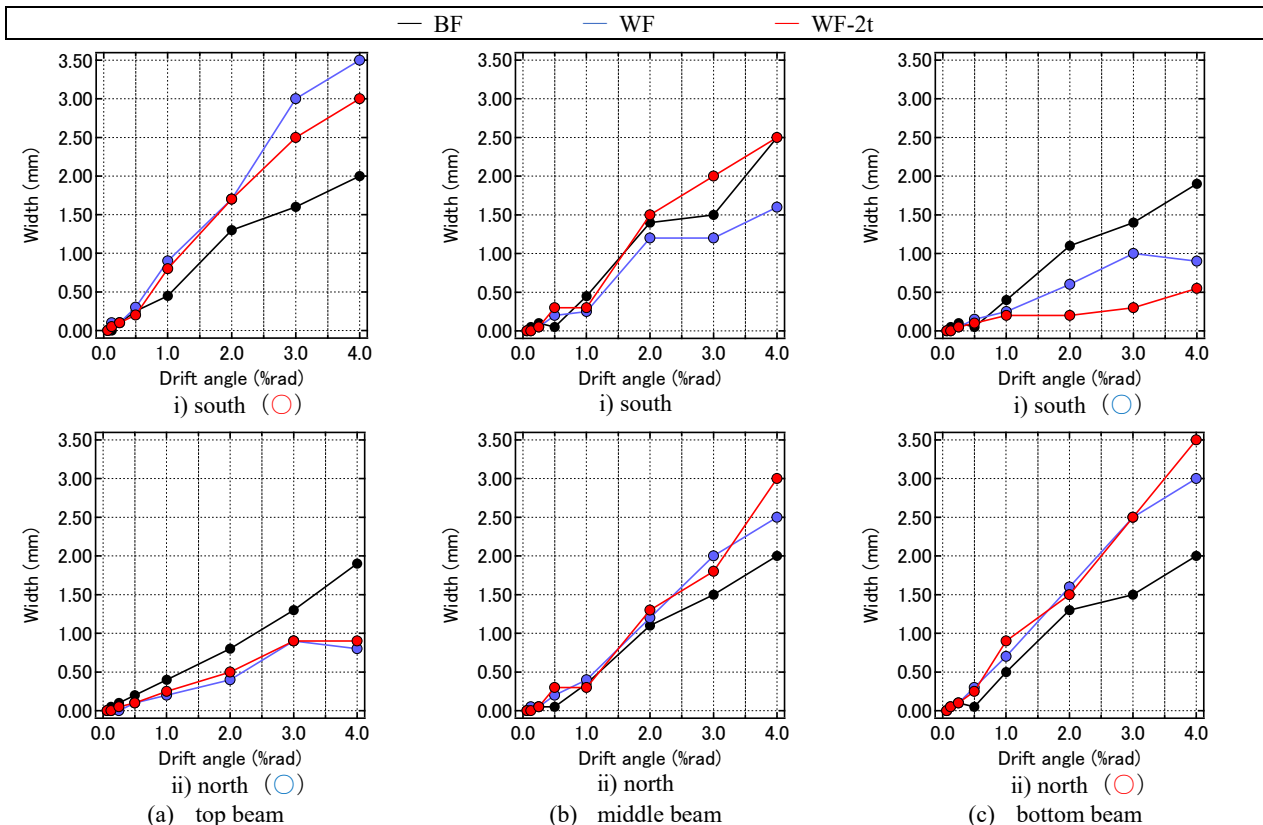


Fig.9 Maximum width of flexural crack

負担するせん断力が増大した一方で、CLT 壁が柱に代替し負担する軸力が増大し、柱の負担軸力が減少したため、柱のモーメント耐力が減少したことに起因するなどの可能性が推察されるが引き続き解析を併用しての分析が必要である。

4.2 RC 梁の損傷メカニズム

初めに Fig.7 の正載荷時の赤丸位置の損傷状況に着目すると、CLT を内蔵した試験体は RC 架構のみの試験体と比べて最大曲げひび割れ幅が増大したことが確認できる (Fig.9 左上と右下参照)。これは赤丸位置で CLT 壁が RC 梁を押す力 (以下、パンチングシアと称する) が Fig.7 の黒い矢印で示すように、RC 梁端部の曲げ変形を増大させる方向に伝達されたことが要因と考えられる。一方、Fig.7 の青丸位置では最大曲げひび割れ幅が小さくなっている (Fig.9 左下と右上参照)。これは青丸位置においてパンチングシアが Fig.7 の黒い矢印で示すように、RC 梁端部の曲げ変形を抑制する方向に伝達されたことが要因と考えられる。次に CLT 壁を内蔵した試験体の中間梁端部の損傷状況に着目すると、赤丸位置の枠梁端部と比較して最大ひび割れ幅が小さい。これは中間梁において上下の CLT 壁から作用するパンチングシアが相殺されたことに起因すると考えられる。なお、本研究の範囲において、中間梁端部では、CLT 壁の有無と厚さに関わらず最大曲げひび割れ幅に有意な差は確認されなかった。

5. まとめ

本論文では、CLT 壁を内蔵する 2 層 1 スパン RC 架構の構造性能の把握を目的として、CLT 壁の内蔵の有無及び CLT 壁の壁厚を変動因子として静的載荷実験を行い、その結果について報告した。得られた知見を以下に示す。

- (1) 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。CLT 壁を内蔵する試験体の初期剛性を柱梁架構のみの試験体 BF と比較した結果、CLT 壁厚が 36mm の試験体 WF は約 1.5 倍、CLT 壁厚が 72mm の試験体 WF-2t は約 2.4 倍に増大した。また、メカニズム形成時の耐力を比較した結果、試験体 WF は約 1.6 倍、WF-2t は約 1.7 倍に増大した。
- (2) CLT 壁の壁厚は 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。試験体 WF-2t の初期剛性は試験体 WF の約 1.6 倍、メカニズム形成時の耐力は約 1.1 倍に増大した。以上の結果より、変動因子である CLT 壁の壁厚は初期剛性の増大には大きく寄与したものの、メカニズム形成時の耐力に与える影響は限定的であることを確認した。
- (3) CLT 壁の内蔵により、上下枠梁端部の損傷状況、特に曲げひび割れ幅が異なった。これは CLT 壁が RC

梁にパンチングシアを伝達したことが要因である。一方、中間梁では CLT 壁の有無や壁厚による影響は見られなかった。これは中間梁上下の CLT 壁によるパンチングシアが相殺されたためと考えられる。

謝辞

本研究は、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、依知川一寿氏ほか関係各位より貴重な助言と支援を頂いた。また、大阪大学岩崎一優君に実験運営に協力頂いた。ここに記して感謝の意を表す。

参考文献

- 1) 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:2023-12-18)
- 2) Popovski, M., Schneider, J., and Schweinsteiger, M.: Literal Load Resistance of Cross-Laminated Wood Panels, Proce. Of 11th Wood Conference on Timber Engineering WCEE, Japan, pp.537-544, 1988.08
- 3) 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
- 4) 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
- 5) 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, vol.44, No.2, pp.517-522, 2022
- 6) 中島弘史, 村田晃康, 黄亮, 尹ロク現, 真田靖士, 五十田博, 迫田丈志, 太田勤, 菊池紀恵, 高畑真二: CLT 壁を有する RC 架構の耐震性能評価に関する研究, その 6 CLT 壁の内蔵と壁厚を変動因子とした静的載荷実験の実験結果の分析, 日本建築学会大会学術講演便覧集, 構造Ⅲ, pp.1355-1356, 2023
- 7) 尹ロク現, 真田靖士, 赤堀巧, 鈴木卓, 倉本洋: 二次壁が単層単スパン RC 架構の水平耐力に与える影響, 日本建築学会構造系論文集, Vol79, No.706, pp.1869-1878, 2014.12