

論文 / 著書情報
Article / Book Information

論題(和文)	CLT壁を有するRC架構のパイロット実験と構造解析
Title(English)	Pilot test and analysis of RC frame with CLT walls
著者(和文)	村田 晃康, 杉本 佳奈, パラダン スージャン, 真田 靖士
Authors(English)	Akiyoshi MURATA, Kana SUGIMOTO, PRADHAN Sujan, Yasushi SANADA
出典(和文)	コンクリート工学年次論文集, Vol. 44, No. 2, pp. 517-522
Citation(English)	Proceedings of the Japan Concrete Institute, Vol. 44, No. 2, pp. 517-522
発行日 / Pub. date	2022,

論文 CLT 壁を有する RC 架構のパイロット実験と構造解析

村田 晃康*1・杉本 佳奈*2・パラダン スージャン*2・真田 靖士*3

要旨: 本研究では CLT 壁を有する RC 架構の基礎的な構造性能を把握するためのパイロット実験を行った。実験対象は CLT 壁の有無を変動因子とする 2 体の約 40%スケールの試験体である。静的繰り返し載荷実験の結果、RC 架構内に CLT 壁を設けることで、剛性と耐力が大幅に増大することを確認した。また、CLT 壁を有する RC 架構の構造性能を評価するために数値解析を行い、試験体の構造性能をおよそ評価できることを確認した。さらに、CLT 壁の分割数を変数とするパラメトリック解析を行い、CLT 壁の分割数が RC 架構の水平耐力に影響することを示した。

キーワード: 鉄筋コンクリート, 木質壁, 構造実験, MS モデル, 耐震壁, 耐震性能評価

1. はじめに

近年、地球温暖化の防止、また持続可能な社会の実現に向けて、世界の CO₂削減への取り組みが社会的な課題となっている。2021 年 4 月に行われた気候変動サミットでは、日本でも 2030 年における温暖化ガスの排出量を 2013 年度比で 46%削減することを表明した¹⁾。地震国である日本では、持続可能な社会の形成のために、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、我が国では、木材資源が豊富に蓄積されており、「公共建築物等における木材の利用の促進に関する法律」²⁾等により、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 と称する)の利用に注目が集まっている。

CLT とは、ひき板を並べた後、繊維方向が直交するように積層接着された木質系材料で、現在では欧州各国などで様々な建築物に利用されている³⁾。とくに CLT の原材料となる木材は中小径木および間伐材を活用することができるため、CLT の生産およ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。RC 建築物は世界中で広く使用されているため、RC 架構に CLT 壁を耐震部材として有効に使用することができれば、前述のように持続可能な社会の実現にも大きく貢献でき

る。CLT 壁を使用した RC 架構の構造性能は実験的にも十分に明らかにされておらず、実務設計を行うためには、今後、数値解析方法も確立される必要がある。

そこで、本研究では CLT 壁を有する RC 架構の構造性能を実験的に調べるとともに、数値解析のための一つのモデル化手法を提案することを主目的とする。本構造を模擬する縮小試験体の静的繰り返し載荷実験を行い、とくに CLT 壁の実験結果に基づき、その構造性能を適切に評価するためのモデル化方法を提案し、検証した。さらに、CLT 壁の分割数が RC 架構の構造性能に与える影響についても分析した。

2. 解析対象の静的繰り返し載荷実験

2.1 試験体

本研究の実験対象は Fig.1 (青枠部) に示す 2 階建ての研究対象建物の CLT 壁を有する RC 架構を模擬する約 40%スケールの試験体である。試験体の RC 架構の概要を研究対象建物と比較して Table 1 に、試験体の構造詳細図を Fig.2 に示す。試験体は後述の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 階の想定である。CLT 壁を RC 架構に組み込むことによる柱への影響に焦点を当てるため、柱曲げ降伏型として設計した。試験体の変動因子は CLT 壁の有無である。試験体 BF は CLT 壁がない柱梁架構の試験体である。試験体 WF は CLT 壁を有する試験体であり、柱梁架構内に 2 枚の CLT 壁 (壁厚 86mm, 長さ 600mm, 高さ 1200mm) を設けた。なお、CLT 壁は層数 (3 層 7 プライ) を維持して試験体のスケール 40%で製作した。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 壁間の境界には Fig.2(c)に示すようアンカー (Φ6) を 60mm 間隔 (埋込み長さ 42mm) で配筋した。RC 架構と CLT 壁間には

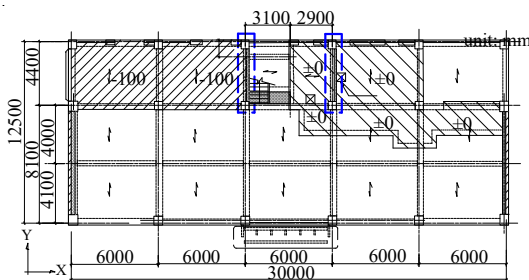


Fig.1 Ground floor plan of prototype building

*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 (学生会員)

*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)

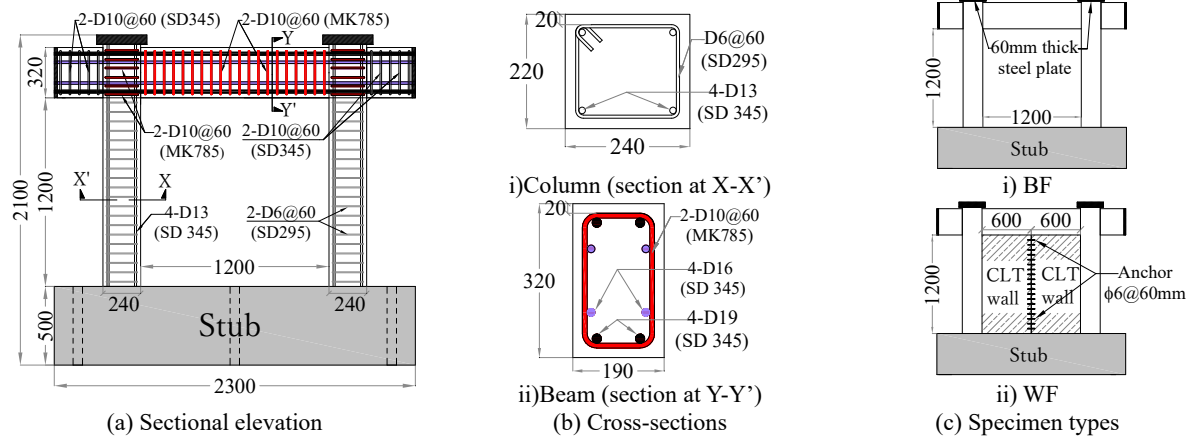


Fig.2 Details of the specimens (unit: mm)

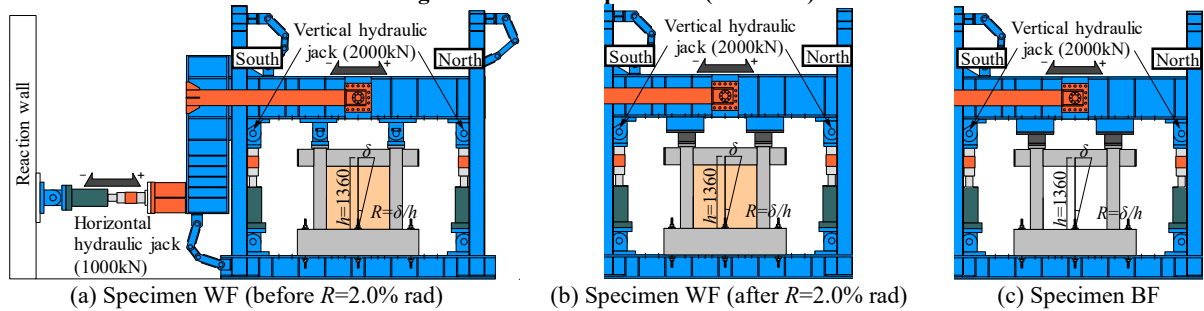


Fig.3 Test set-up

Table1 Specifications of RC frame

	Full scale		Specimen (40% scale)	
	Column	Beam	Column	Beam
B×D (mm)	550×600	400×800	220×240	190×320
Long. rebar (ρ_l)	10-D22 (0.47%)	6-D25 (0.48%)	4-D13 (0.48%)	4-D19+4-D16 (1.60%)
Shear rein. (ρ_w)	2-D13@100 (0.46%)	D13@200 (0.32%)	2-D6@60 (0.48%)	2-D10@60 (1.25%)

ρ_l : Tensile reinforcement ratio, ρ_w : Shear reinforcement ratio

Table2 Material properties of concrete and CLT

Specimen	Elastic modulus	Compressive strength
	N/mm ²	N/mm ²
BF	25×10^3	30.5
WF	24×10^3	28.6
CLT (parallel to fiber)	52×10^2	22.0

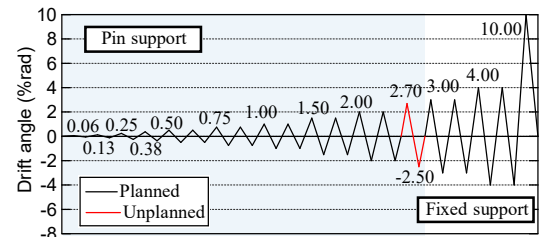
Table3 Material properties of reinforcement

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

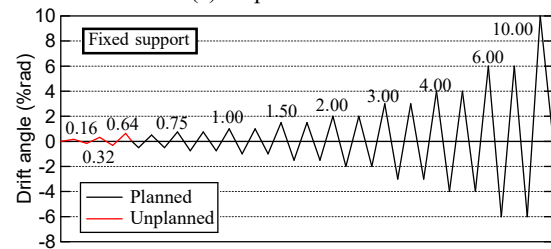
アンカーは設けなかったが、CLT壁を設置後に柱梁のコンクリートを後から打設した。コンクリートおよびCLTの材料特性はTable2に、鉄筋の材料特性はTable3にそれぞれ示す。

2.2 荷荷方法

Fig.3に荷荷時の試験体設置図を示す。試験体脚部はPC鋼棒で荷荷フレームに固定し、上部の2階柱端部の固定方法に関しては後述する。鉛直オイルジャッキ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により静的漸増繰返し荷荷を行った。各試験



(a) Specimen WF



(b) Specimen BF

Fig.4 Loading history

体ともに南北のジャッキによって柱の圧縮強度に対し軸力比0.15の初期軸力を加え、架構に対する両鉛直ジャッキによる軸力の合計を維持して水平荷荷を行った。水平荷荷は、梁中心位置の水平変位 δ を下スタブ上面から梁中心位置までの高さ h (=1,360mm)で除した変形角 R (= δ/h)に基づいて変位制御し(Fig.3参照)、その際に荷荷梁の回転は0を維持した。なお、本実験は試験体WFを試験体BFに先行して、パイロット実験として実施したため、両者の境界条件と荷荷履歴は以下の通り一部異なる。

試験体WFはFig.3(a)に示すように2階柱の上部にピン支承を介して荷荷梁と接続して荷荷を開始した。荷荷履歴をFig.4(a)に示す。途中、+3.0%radを目指して荷荷

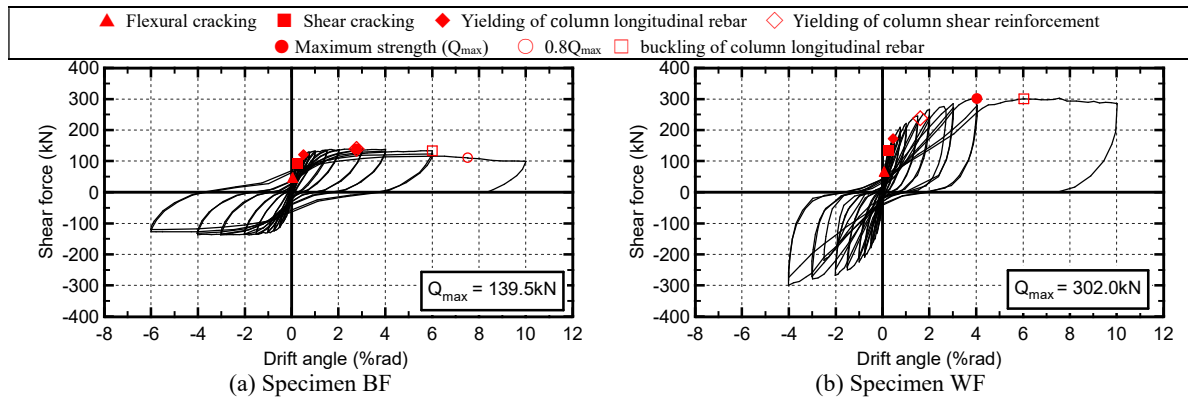


Fig.5 Shear force vs. drift angle relationships

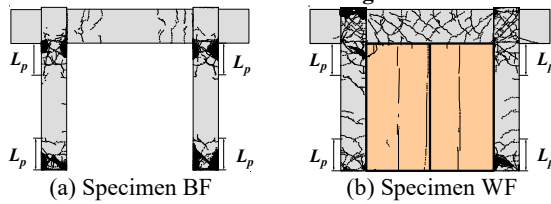


Fig.6 Crack patterns ($R=+10.0\%rad$)

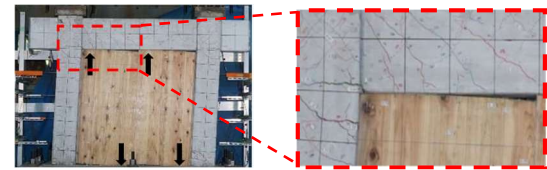


Fig.7 Visually observed punching mechanism of CLT infill walls ($R=+4.0\%rad$)

した際、CLT 壁が計画時の想定を超える耐力を発揮したことから、2 階柱脚部が曲げ降伏し、荷重の継続が困難となった。そこで、 $+2.7\%rad$ 、 $-2.5\%rad$ まで繰り返し荷重した後に荷重を中断し、試験体上部のピン支承を固定支承に取り替え荷重を再開した (Fig.3(b)参照)。 $R=\pm 3.0\%rad$ 、 $\pm 4.0\%rad$ を各 2 サイクルずつ行った後、 $+10.0\%rad$ まで押切荷重した。

試験体 BF は、試験体 WF の最大耐力が得られた固定支持状態との比較のため、Fig.3(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荷重を行った。荷重履歴を Fig.4(b)に示す。 $R=\pm 4.0\%rad$ のサイクル以降、押切荷重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 $R=\pm 6.0\%rad$ のサイクルを追加して荷重を行った。なお、 $R=\pm 0.16\%rad$ 、 $\pm 0.32\%rad$ 、 $\pm 0.64\%rad$ のサイクルは、制御変位計に関する不具合により、結果的に当初計画した試験体 WF の荷重計画と異なった。

2.3 実験結果

各試験体の水平荷重-1 階層間変形角関係を Fig.5、最終破壊状況を Fig.6 にそれぞれ示す。

試験体 BF は、 $R=+0.16\%rad$ 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 $R=+0.32\%rad$ のサイクルにおいて北側柱の柱脚 (圧縮側) にせん断ひび割れが発生した。 $R=+0.64\%rad$ のサイクルにおいて両側柱脚の主筋が降伏し、 $R=+2.0\%rad$ のサイクルで北側柱の柱脚 (圧縮側) に圧壊の兆候がみられ、 $R=+3.0\%rad$ のサイクルには、最大耐力 139.5kN を記録した。 $R=+6.0\%rad$ のサイクルで北側柱の主筋 (圧縮側) の座屈が目視で確認され、その後に耐力低下が生じ始めた。 $R=+7.5\%rad$ 時にせん断力が最大耐力の 80%を下回り、 $R=+10.0\%rad$ まで押切荷重し、実験を終了した。

試験体 WF は水平荷重初期から試験体 BF より高い水

平剛性を示した。 $R=+0.0625\%rad$ のサイクルにおいて CLT 壁に縦ひび割れが発生した。また、南側柱の柱頭 (引張側) に曲げひび割れが発生した。 $R=+0.375\%rad$ のサイクルにおいて南側柱の柱脚 (引張側) にせん断ひび割れが発生した。また、 $R=+0.5\%rad$ のサイクルにおいて両側柱脚の主筋が降伏し、 $R=+0.75\%rad$ のサイクルでは CLT 壁のロッキング挙動が目視で確認された (Fig.7 参照)。 $R=+3.0\%rad$ のサイクルで両側柱脚に圧壊の兆候を確認し、続く $R=+4.0\%rad$ のサイクルで最大耐力 302.0kN を記録した。 $R=+6.0\%rad$ 時に北側柱 (圧縮側) 主筋の座屈を確認後、 $R=10.0\%rad$ まで押切荷重を行い、実験を終了した。押切荷重の際の $R=+8.0\%rad$ 時には CLT 壁の南側上部角が、面外方向にひび割れた。最大耐力を比較すると試験体 WF は試験体 BF の約 2.2 倍であり、RC 架構内に CLT 壁を設けることで、水平耐力が大幅に増大することを確認した。また、試験体 BF では大変形で柱主筋の座屈が発生し、その後に水平耐力の低下を確認したが、試験体 WF では柱主筋座屈が発生したものの、 $R=+10\%rad$ までほぼ最大耐力を維持した。これは CLT 壁が柱に作用した軸力の一部を負担したことで、柱主筋座屈による損傷劣化が緩和されたためと考えられる。

3. 試験体のモデル化方法

3.1 架構のモデル化

2 章の実験結果より、とくに試験体 WF の挙動や性能を適切に評価するためには CLT 壁を考慮する必要がある。そこで、本研究では各試験体を Fig.8 に示すようにモデル化した。ただし、試験体 WF は 2.2 節に詳述したように水平荷重の途中で試験体上部の境界条件を変更した (Fig.3(a), (b)参照)。本稿では境界条件が試験体の構造的な性能に与えた影響を把握することも目的の一つとして、試験体 WF は後述する二通りの境界条件を設定した。

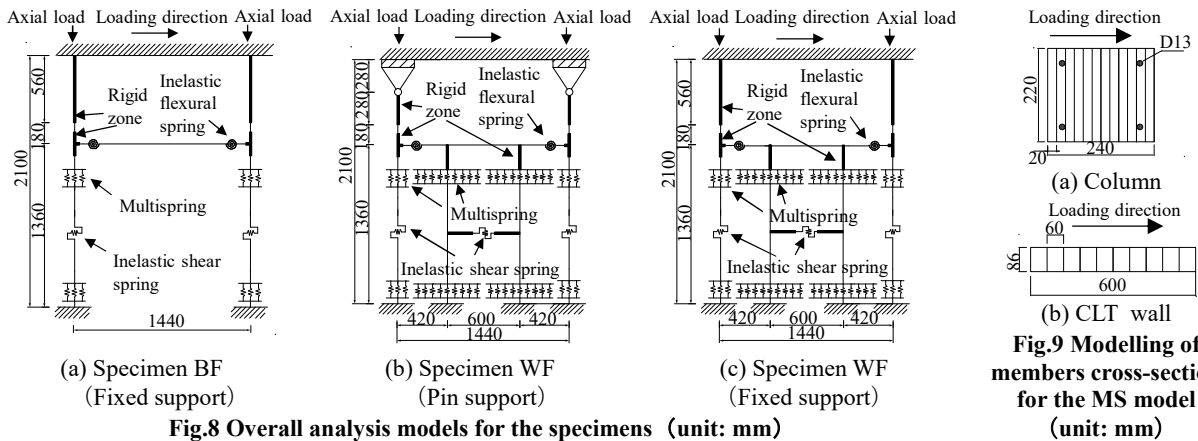


Fig.9 Modelling of members cross-section for the MS model (unit: mm)

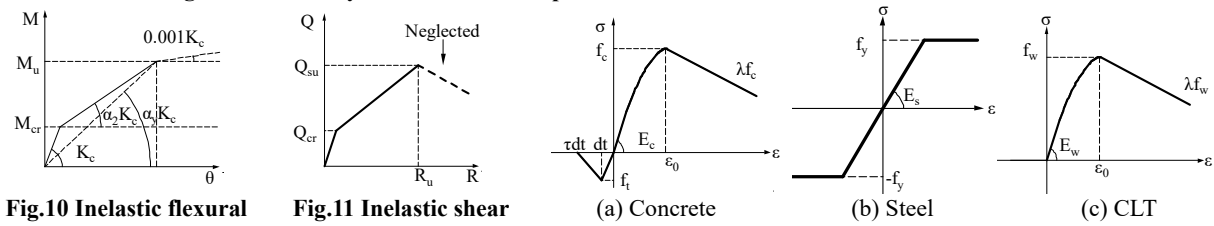


Fig.10 Inelastic flexural spring model (beam)

Fig.11 Inelastic shear spring model (column)

Fig.12 Material models for MS model

解析モデルは試験体のスタブ上面から載荷梁までを置換することとし、スタブ上面から梁中心までの高さを1,360mm、柱中心間長さを1,440mmとした。解析モデルにおいて試験体上部に取り付くピン支承および固定治具はピン中心のみ回転自由として剛体に置換した。試験体BFおよびWFにおいて柱梁の危険断面位置は接続する部材のフェース位置とし、剛域は節点から危険断面位置より $D/4$ (D :各部材のせい)内側までとした。なお、Fig.6に示すように実験では、試験体BFの柱梁接合部における損傷は僅かであったものの、試験体WFの損傷は広い範囲で確認された。これは後者の初期の柱頭境界条件に起因するが(2.2節)、境界条件の修正後は同試験体の接合部への入力は大幅に低減されたこと、その結果、試験体の破壊メカニズムは柱曲げ降伏型であったことから、本実験において接合部の損傷が構造性能に与える影響は小さいと判断し接合部を剛と仮定したことを補足する。解析モデルに対する載荷条件は、水平方向に単調載荷とした点を除いて、実験と同様である。

3.2 部材および材料のモデル化

(a) 試験体BF (柱梁架構)

柱はM-N相関を考慮するMSモデル⁴⁾を採用し、Fig.9(a)のように分割した。また、塑性ヒンジ長さ L_p は実験の損傷状況に基づき柱せいの1.25倍(=300mm)を与えた(Fig.6参照)。梁はFig.10に示す材端弾塑性曲げバネ、弾性せん断バネを有する線材に置換した。Fig.12(a), (b)にMSモデルの要素に用いたコンクリート、鉄筋の材料モデルを示す。コンクリートの圧縮側はHognestadモデル⁵⁾を採用し、圧縮強度後の負勾配は材料試験に基づき直線とみなせる点を抽出し $\lambda=0.4$ とした。引張側はひび割れ強度まで線形で定義し、ひび割れ後においては線

形劣化モデルで定義し、応力零点は引張強度時変形の2倍と仮定した。鉄筋はバイリニアモデルを採用した。解析における材料特性はTable2と3の値を用いた。また、実験結果において柱にせん断ひび割れが発生したため、せん断特性はFig.11に示す非線形せん断バネにより表現した。せん断バネモデルのせん断ひび割れ強度 Q_{cr}^0 およびせん断終局強度 Q_{su}^0 はそれぞれEq.(1), (2)から算出し、せん断終局強度時の変形角 R_u は 0.4rad^7 と仮定した。

$$Q_{cr} = \left(1 + \frac{\sigma_0}{150}\right) \frac{0.085k_c(500 + \sigma_B)}{M/(Qd) + 1.7} bj \quad (1)$$

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.053p_t^{0.23}(18 + F_c)}{M/Qd + 0.12} + 0.85\sqrt{p_w\sigma_{wy}} \right\} bj + 0.1\sigma_0 bj \quad (2)$$

ここで、 σ_0 :軸方向応力度(N/mm²)、 k_c :断面寸法による補正係数(=0.78)、 σ_B :コンクリートの圧縮強度、 b :柱幅、 j :応力中心間距離、 $M/(Qd)$:せん断スパン比、 p_t :引張鉄筋比、 p_w :せん断補強筋比、 σ_{wy} :せん断補強筋の降伏点強度(N/mm²)、 F_c :コンクリートの圧縮強度(N/mm²)である。

(b) 試験体WF (柱梁架構+CLT壁)

柱および梁は試験体BFと同様にモデル化した。実験ではFig.7に示すようにCLT壁がロッキング挙動を示したことから、CLT壁は曲げ挙動が支配的と考えMSモデルに置換し(Fig.8(b)参照)、Fig.9(b)のように断面を要素分割した。せん断特性は弾性として定義した。また、CLT壁の塑性ヒンジ長さ L_p の設定方法には明確な根拠がないが、圧縮挙動を表現する必要があることからRC壁を参考に壁厚の2.5倍⁸⁾と仮定した。CLT壁の塑性ヒンジ長さ L_p の妥当性については今後さらなる検討が必要で

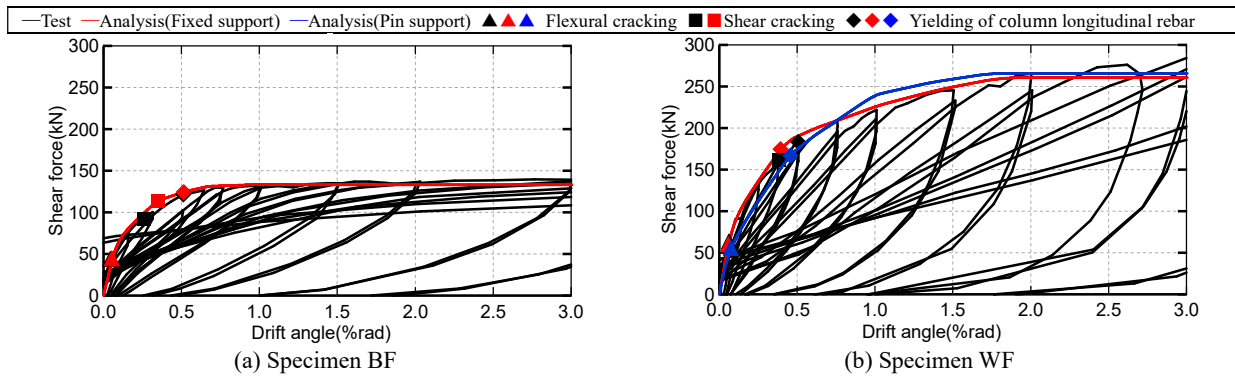


Fig.13 Comparison of analytical performance curves with the experimental results

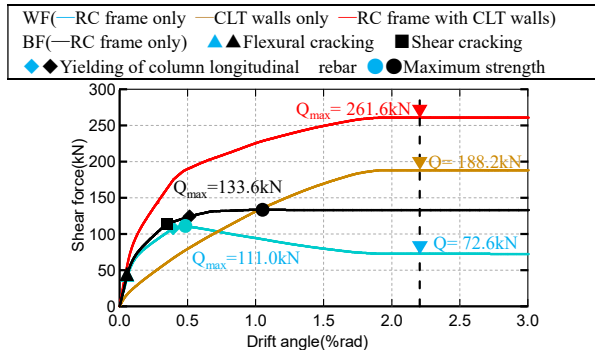


Fig.14 Performance of each member of RC frame with CLT infill wall

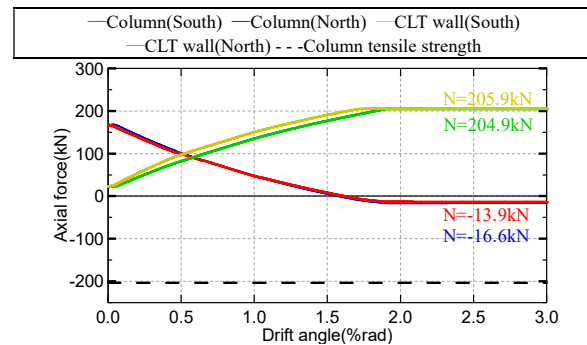


Fig.15 Axial force of each member of RC frame with CLT infill wall

ある。CLT 壁上部には梁せいの 1/2 の剛域を設けた。Fig.12(c)に MS モデルの要素に用いた CLT 壁の材料モデルを示す。CLT 壁は材料の圧縮試験結果に基づいて、圧縮側は曲線剛性低減型を採用し、圧縮強度後の負勾配はコンクリートと同様の方法で決定し $\lambda=0.8$ とした。引張側の寄与は無視した。解析における材料特性は Table2 の値を用いた。また、CLT 壁の境界に設けたアンカー筋のせん断特性は要素実験の結果に基づき降伏荷重 4.9kN、降伏時変形 2.2mm のバイリニアモデルと仮定した⁹⁾。

3.3 解析結果とその分析

Fig.13 に実験および解析より得られた水平荷重-1 階層間変形角関係の比較を示す。試験体 BF について初期剛性および柱が曲げ降伏した後の耐力を精度よく評価した。試験体 WF は上部の境界条件によって $R=1.0\%$ rad 付近までの剛性がやや異なり、ピン支持 (Fig.8(b)) の場合に固定支持 (Fig.8(c)) よりも低下する傾向がみられたものの、架構全体に対しての実験結果の骨格曲線を $R=2.0\%$ rad 程度まで比較的良好に評価した。一方、 $R=2.0\%$ rad 以降では解析が実験による耐力をやや過小評価した。この原因として柱と CLT 壁間などの部材境界面での摩擦による応力伝達を解析モデルでは考慮していないこと、実験では CLT 壁が架構に拘束されるため、解析に用いた一軸圧縮試験に基づく CLT の力学的特性とは異なる可能性があることなどが挙げられる。以上より、本解析モデルはとくに CLT 壁を有する RC 架構の構造性能を概ね良好に捉えること、また、上部の固定条件の影響は限定的と考えられることを確認した。

試験体 WF における 1 階柱と CLT 壁のせん断力負担の内訳を水平荷重-1 階層間変形角関係と比較して Fig.14 に、軸力負担の内訳を Fig.15 に示す。なお、同図に試験体 BF の解析結果を併せて示す。試験体 WF の RC 架構の最大耐力は試験体 BF に対し約 83%であり、二次剛性および最大耐力の差がみられた。また、試験体 BF では最大耐力発揮後に一定な耐力を維持したが、試験体 WF の RC 架構では最大耐力後に試験体 BF の最大耐力の約 5 割まで低下した。これらは Fig.15 に示すように変形の増大に伴い CLT 壁が柱の軸力を負担したことが主因と考えられる。CLT 壁の耐力に着目すると、最大耐力時まで CLT 壁の耐力が上昇し、その際にせん断力負担の割合は RC 架構が 28%、CLT 壁が 72%であった。

4. CLT 壁の分割数を変動因子とした検討

将来的に CLT 壁を構造要素として実用化することを念頭に置き、CLT 壁を分割し輸送や施工の利便性を向上する可能性について検討する。本稿では CLT 壁の分割数が、RC 架構の構造性能に与える影響を定量的に把握するために、CLT 壁の分割数を変数として 3 章と同様の構造解析を行った。

Fig.16 に分割数を 3 枚(長さ 400mm×3 枚)、4 枚(長さ 300mm×4 枚)した場合の解析モデルを示す。CLT 壁を置換する MS モデルの要素分割はそれぞれ 40mm×10、30mm×10 とした。CLT 壁間のアンカーは試験体 WF と同様にモデル化を行った。

Fig.17 に CLT 壁の分割数を変数としたときの水平荷重

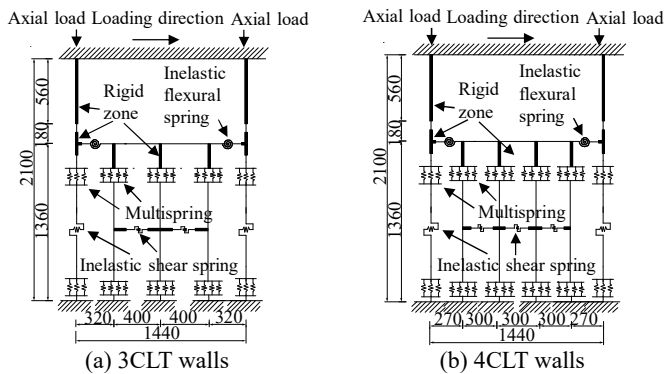


Fig.16 Overall analysis models for specimens with different segmentation of CLT walls (unit: mm)

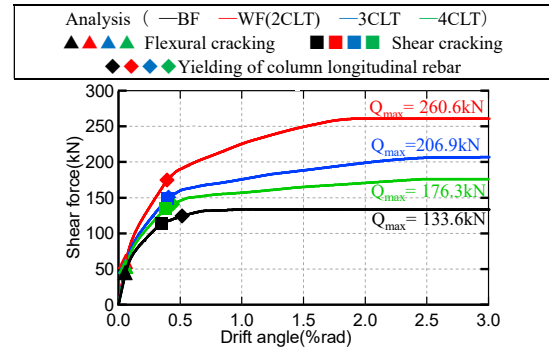


Fig.17 Overall performance of RC frame with CLT walls of different segmentation

—1 階層間変形角関係を比較する。なお、同図には試験体 BF および WF の解析結果を併せて示す。同図よりひび割れ発生点や降伏点に有意な差はみられなかったが、分割数に関わらず剛性および水平耐力が増大することを確認した。最大耐力を比較すると、壁 2 枚、壁 3 枚、壁 4 枚の耐力は試験体 BF の耐力のそれぞれ約 2.0 倍、約 1.5 倍、約 1.3 倍であり、CLT 壁の分割数の増加に伴って期待できる剛性や水平耐力が減少することを確認した。

5. まとめ

本研究では、CLT 壁を有する RC 架構の基礎的な構造性能の把握を目的として、CLT 壁の有無を変動因子とする 2 体の縮小試験体の静的繰り返し载荷実験を行った。また、上記試験体を数値解析モデルに置換して構造解析を行い、実験結果と解析結果の整合を確認した。さらに、CLT 壁の分割数が架構の構造性能に与える影響を検討した。本研究により得られた知見を以下にまとめる。

- (1) CLT 壁が RC 架構の水平耐力の増大に寄与することを実験的に確認した。柱梁架構のみの試験体 BF に対し、CLT 壁を有する架構を模擬した試験体 WF の最大耐力は約 2.2 倍であった。
- (2) 実験結果より CLT 壁のロッキング挙動がみられたため、これを MS モデルに置換した解析モデルを提案した。本解析モデルは、実験で得られた架構全体の水平荷重—1 階層間変形角関係を概ね評価することができた。また、試験体 WF の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を解析的に確認した。
- (3) 解析結果では、CLT 壁の分割数を増やすことで、RC 架構の水平耐力が低下する傾向を確認し、分割数が RC 架構の構造性能に影響を与えることを確認した。

謝辞

本研究は、(一社)ニューテック研究会の RC+CLT 研究委員会の活動の一部として行われたものである。実験の計画、実施にあたって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、菊池紀恵氏ほか関係各位より貴重な助言と支援を頂いた。本論文をまとめるにあたり大阪大学尹ロク現助教に多くの助言を頂いた。ここに記して感謝の意を表す。

参考文献

- 1) 日本貿易振興機構： <https://www.jetro.go.jp/biznews/2021/04/fa230d2a05c8c4f7.html> (閲覧日：2021.12.29)
- 2) 服部浩治：「公共建築物等における木材の利用促進に関する法律」の成立について、日本木材保存協会、Vol.36, No.60, pp242-247, 2012.12
- 3) Popovski, M., Schneider, J., and Schweinsteiger, M.: Lateral Load Resistance of Cross-Laminated Wood Panels, Procs. of 11th World Conference on Timber Engineering WCTE, Italy, Vol. 20, pp.3394-3403, 2010.06
- 4) Li, K.N., Aoyama, H., and Otani, S.: Reinforced Concrete Columns under Varying Axial Load and Bi-Direction Lateral Load Reversal, Procs. of 9th WCEE, Japan, pp.537-544, 1988.08
- 5) Hognestad, E., Hanson, N.W., and McHenry, D.: Concrete Stress Distribution in Ultimate Strength Design, ACI Journal, Vol.52, No.12, pp.455-480, 1955.12
- 6) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造保有水平耐力計算規準・同解説、2021.2
- 7) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説、1997.7
- 8) 高橋之、吉田和也、市ノ瀬敏勝、真田靖士、松本健規、福山洋、諏訪田晴彦：圧縮側に柱型がない RC 耐震壁の曲げ変形性能、日本建築学会構造系論文集、Vol.76, No.660, pp.371-377, 2011.2
- 9) Meta, K., Boris, A.: Cyclic response of insulated steel angle brackets used for cross-laminated timber connections, European journal of wood and wood products, Vol.79, pp.691-705, 2021