論文　CLT 壁が隣接する RC 部材の脆性挙動を評価する静的載荷実験

中野　雄太[*1]・黄　亮[*2]・尹　ロク現[*3]・真田　靖士[*4]

要旨：本研究では CLT 壁のロッキング挙動によるパンチング力に対する RC 部材の耐力を評価するため，静的載荷実験を行った。実験対象は，CLT 壁の内蔵により脆性破壊するよう設計された RC 架構の上下梁であり，CLT 壁の有無を変動因子とする 2 体の 80%縮小試験体である。実験の結果，CLT 壁の内蔵により初期剛性及び最大耐力が増大し，CLT 壁を内蔵した試験体は崩壊機構形成後耐力が低下し，パンチング破壊を実験的に確認した。また，RC 梁のパンチング耐力の実験値は，計算値の 1.5 倍程度であった。

キーワード：鉄筋コンクリート，木質壁，構造実験，ロッキング挙動，パンチング耐力

1. はじめに

近年，地球温暖化の進行により脱炭素社会の実現に向けた取り組みへの注目度が高まっている。建築領域においても，木材の利用が促進されており，森林の CO_2 吸収作用を強化することから，木材の利用の脱炭素社会の実現への貢献が期待されている。そしてその中で，引き板を繊維方向に直交に重ねて接着した木質系構造用材料である Cross Laminated Timber（以下，CLT）の利用に注目が集まっている。

既往研究によると，CLT 壁が充填される RC 架構（CLT 耐力壁）では，架構の水平変形に伴い CLT 壁が変形するため，CLT 壁が周辺 RC 部材に局所的な力を伝達する。一般に RC 部材に高い変形性能を確保するためには，RC 部材（特に CLT からの突き上げ力（パンチング力）が入力される RC 梁）の脆性的な破壊を防止する必要があり，CLT 耐力壁においても CLT 壁から RC 部材に伝達される局所的な力に対して脆性的な破壊を防止する必要がある。

CLT 耐力壁に関する既往の研究[1),2)]により CLT 壁がロッキング挙動することで梁にパンチング力を伝達し，梁の損傷が柱の損傷よりも大きくなっていることが報告されている一方で，RC-CLT の組み合わせの実験例が少ないうえ，RC 部材の脆性的な破壊性状の解明を目的とする実験や，RC 部材の脆性破壊を計画した実験は報告されておらず，CLT 壁の内蔵が周辺 RC 架構に与える負の影響は未解明である。

そこで，本研究では CLT 耐震壁を有する RC 架構における RC 部材の脆性挙動を実験的に評価することを目的とし，CLT 壁の有無を変動因子とした静的繰り返し載荷実験を実施した。本稿では特に，CLT 壁から伝達されるパンチング力が RC 梁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

本研究の試験体は **Fig.1**（赤枠部）に示す 6 階建ての研究対象建物の梁端部を含む 1 層 1 スパン部分架構を参照して計画した。研究対象建物に高い変形性能を確保するため CLT 壁と周辺架構及び CLT 壁間の接合境界にはアンカーを設けない計画とされた。本実験では RC 梁端部の脆性破壊を計画するため，**Fig.2(a)**に示すように梁を端部から梁せい程度の長さで抜き出し（せん断スパン比 1

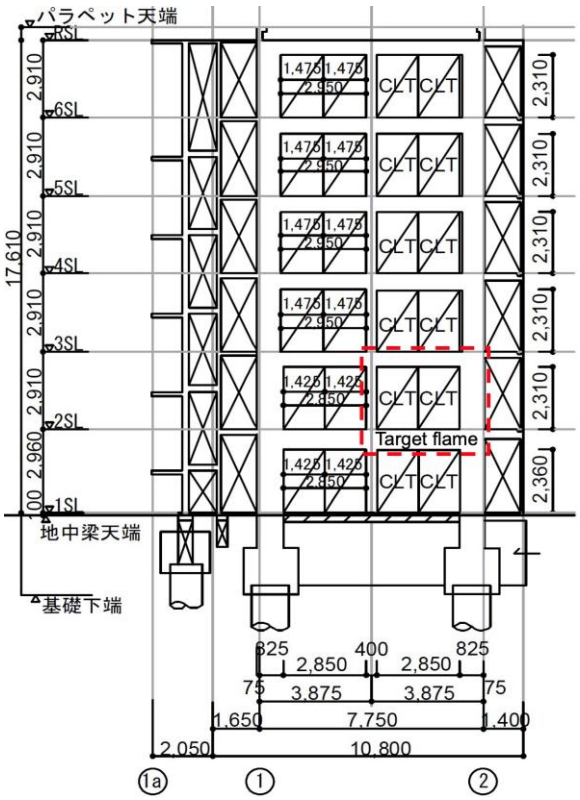
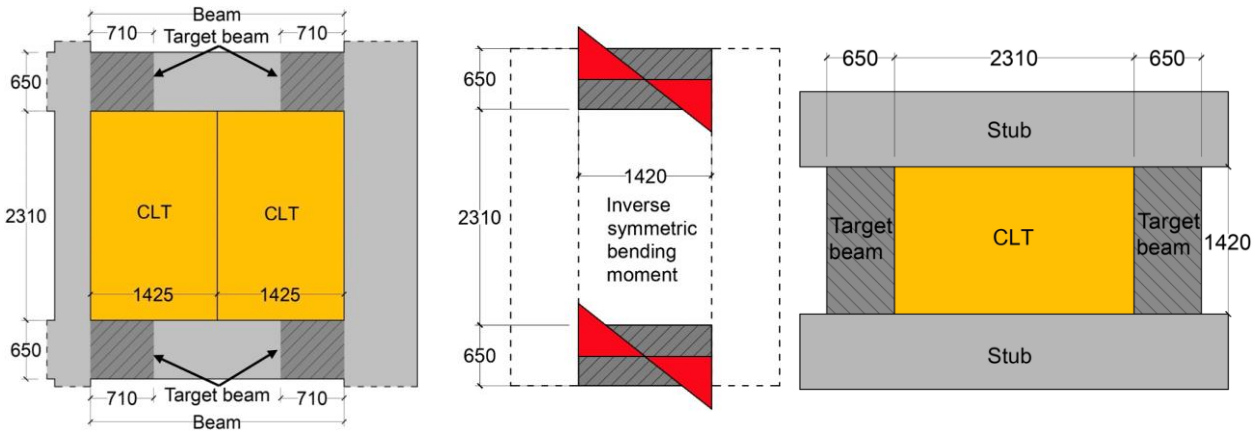


Fig.1 Prototype building (unit: mm)

*1 大阪大学　工学部地球総合工学科　（正会員）
*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　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）



(a) Location of target beams　(b) Moment distributions　(c) Specimen design concept (90-degree rotation)

Fig.2 Target structural elements (unit: mm)

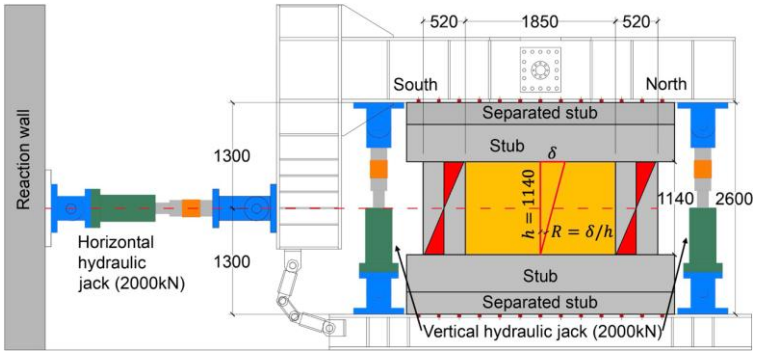
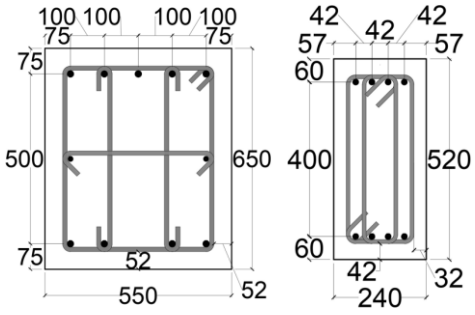


Fig.3 Loading system and test set-up (unit: mm)



(a) Prototype building　(b) Specimens

Fig.4 Cross-sections of beam (unit: mm)

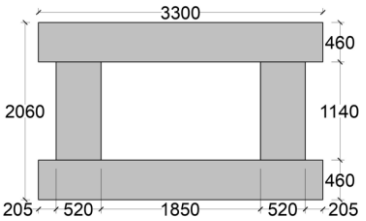
程度)，端部同士をつなぎ合わせる（高いせん断力を作用するためスパンを縮小する）ことで **Fig.2(b)**に示すように逆対称曲げモーメントを受ける梁として表現した。その結果，試験体としての梁の全長は梁間のクリアスパンに対して約 0.61 倍であり，研究対象建物の CLT 壁 1 枚分の幅と高さの比におよそ相当する。このように試験体は参照した建物の梁端部に入力される局所的なパンチング力を再現することを意図して設計された。また，試験体は実験で利用する載荷装置を考慮して，**Fig.2(c)**に示すように 90 度回転させたのち，梁の両端に剛なスタブを設けた形状とした。**Fig.3** に示すように試験体の縮尺は載荷装置の寸法制限により 80%とした。

Table1 に梁についての研究対象建物と試験体の比較を，**Fig.4** に対象建物梁断面及び試験体梁断面の詳細を，**Fig.5** に試験体一覧を，**Fig.6** に配筋詳細図をそれぞれ示す。試験体の引張鉄筋比とせん断補強筋比は対象建物の梁と一致するように設計した。ただし，RC 部材の脆性破壊を再現するため，試験体のせん断余裕度（対象建物の梁のせん断余裕度は 2.81）を下げる手段として，試験体のコンクリートは F_c=24N/mm^2，梁主筋は SD490 を用いる計画とし，また梁幅を配筋が収まる最小の寸法である 240mm として設計することで，梁のせん断余裕度を 0.95 まで下げた。本稿で報告する試験体は CLT 壁の有無を変数とする計 2 体である。試験体 BM は CLT 壁がない RC 梁のみの試験体であり，試験体 BMW は試験体 BM に CLT 壁を内蔵した試験体である。なお，CLT 壁はスギ材，9 層 9 プライとし，壁幅：1,850mm（研究対象建物では高さ），高さ：1,140mm（研究対象建物では幅），厚さ：240mm のも

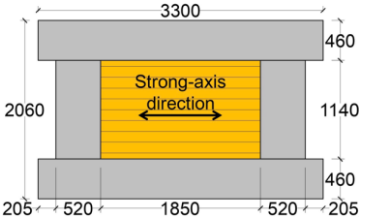
Table1 Specifications of RC beam

	Prototype building	Specimens
$B\times D$ (mm)	550×650	240×520
Longitudinal rebar	Upper: 5-D25 (SD345)	4-D16 (SD490)
	Bottom: 4-D25 (SD345)	
p_t	Upper: 0.80%	0.72%
	Bottom: 0.64%	
	Average: 0.72%	
Shear reinforcement	4-D13@100 (SD295)	4-D10@130 (SD295)
p_w	0.92%	0.91%
F_c	33N/mm^2	24N/mm^2

B : Beam width (mm)
D : Beam depth (mm)
p_t: Tensile rebar ratio (%),
p_w: Shear reinforcement ratio (%),
F_c: Concrete compressive strength (N/mm^2)



(a) BM



(b) BMW

Fig.5 Specimen types (unit: mm)

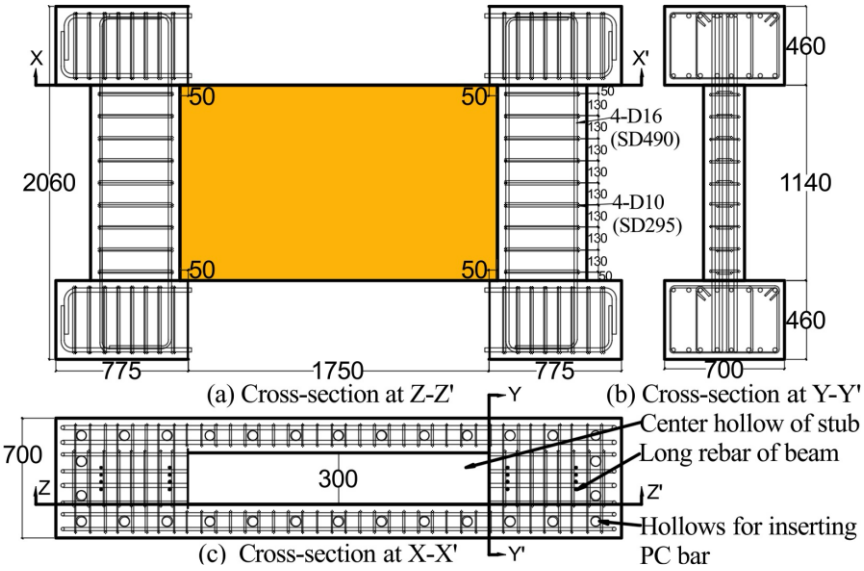


Fig.6 Dimensions and reinforcement details of specimens (unit: mm)

Table2 Material properties of reinforcements

Type	Elastic modulus	Yield stress	Yield strain
	N/mm^2	N/mm^2	μ
D10 (SD295)	1.80×10^5	363	2.14×10^3
D16 (SD490)	1.97×10^5	576	3.15×10^3

Table3 Material properties of concrete and CLT

Specimen	Elastic modulus	Compressive Strength
	N/mm^2	N/mm^2
Concrete of BM	2.11×10^4	26.6
Concrete of BMW	2.05×10^4	27.4
CLT (parallel to fiber on the surface)	4.30×10^3	21.7
CLT (perpendicular to fiber on the surface)	3.08×10^3	17.2

のを用いた。また，CLT 壁が伝達するパンチング力を梁にすべて伝達できるようにスタブを中空とした。CLT 壁の位置を固定する目的で両端部のみ幅 50mm の支持部を設け，CLT 壁の左右鉛直断面は梁と接しているものの，対象建物と同様に CLT 壁の接合境界にアンカーを設けない方針とした。試験体梁部分の鉄筋とコンクリート及び CLT の材料特性は **Table2** と **Table3** にそれぞれ示す。

2.2 載荷方法

Fig.3 に示すように試験体は載荷装置に PC 鋼棒で固定によって梁に軸力が作用しないように水平載荷を行った。水平載荷は同図に示すように試験体の上スタブの水平変位 δ を梁のクリアスパン長さ h（=1,140mm）で除した変形角 R（=δ/h）に基づいて変位制御し（**Fig.3** 参照），**Fig.7** に示す加力プログラムに従い，±0.0625%rad 及び±1/0.125%rad を 1 サイクル，±0.25%rad，±0.5%rad，±1.0%rad，±2.0%rad，±3.0%rad 及び±4.0%rad を各 2 サ

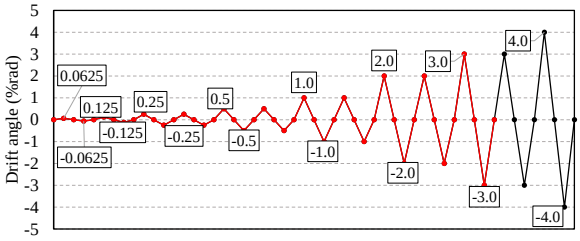


Fig.7 Loading history

ルずつ実施した。また，梁が破壊し，最大耐力の 80%以下に耐力が低下した場合は，該当のサイクルで載荷を終了した。

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.8** に，破壊経過を **Fig.9** にそれぞれ示す。なお，**Fig.8** 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，**Fig.8(b)**中には本実験の試験体 BM の実験結果を併せて示す。

3.1.1 試験体 BM(RC 梁のみ)

R=0.0625%rad のサイクルにおいて両側梁（**Fig.9** の RC 鉛直部材）の上下端部に曲げひび割れが発生し，また，北側梁の下端部でせん断ひび割れが発生した。R=0.25%rad のサイクルにおいて両側梁に付着割裂ひび割れが発生した。また，R=1.0%rad のサイクルにおいて両側梁の主筋降伏を確認した。続く R=2.0%rad のサイクルにおいてすべての引張側梁主筋が降伏し，剛性が大きく低下したため崩壊機構を形成したと判断した。また，崩壊機構時の耐力は 672.0kN を記録し，同サイクルにお

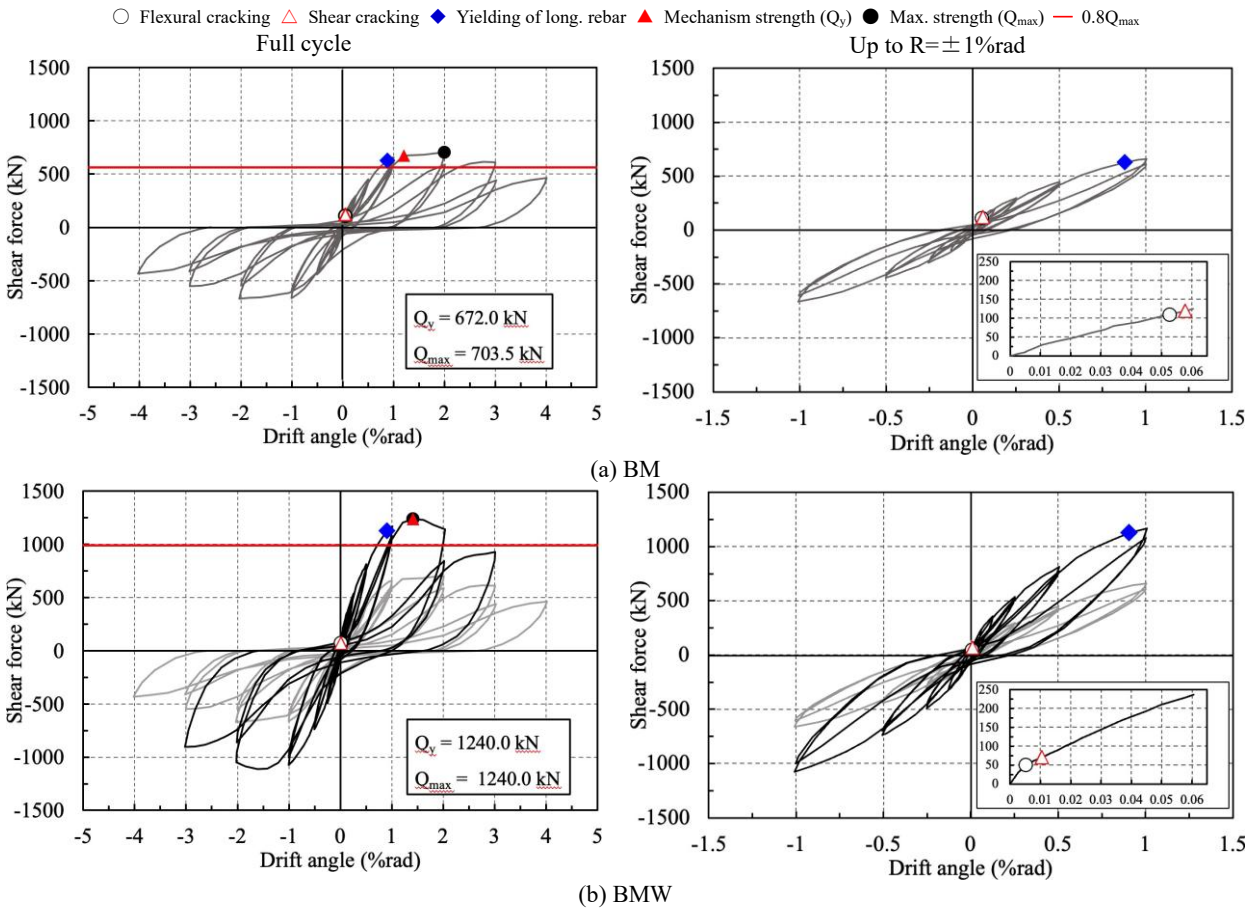


Fig.8 Shear force vs. drift angle relationships

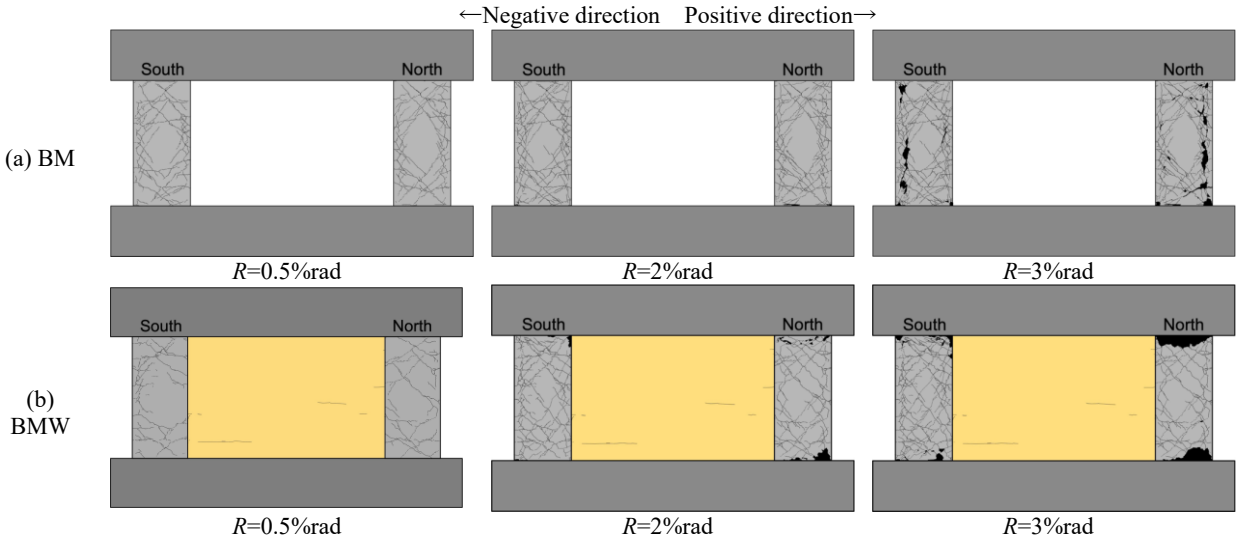


Fig.9 Crack progress

いて両側梁端部でコンクリートの圧壊を確認した。さらに，同サイクル正載荷ピーク時に最大耐力 703.5kN を記録した。*R*=3.0%rad のサイクルにおいて梁主筋の付着

破壊により耐力低下が生じ始めた。続く，*R*=4.0%rad のサイクルに試験体の耐力が最大耐力の 80%に低下したため，同サイクルで載荷を終了した。なお，全サイクルにおいて梁のせん断補強筋のひずみが降伏ひずみに到達していないことを確認した。

3.1.2 試験体 BMW(RC 梁＋CLT 壁)

正負側ともに *R*=0.25%rad のサイクルまで試験体 BM と概ね同様の損傷経過を示した。ただし，*R*=0.0625%rad のサイクルにおいて CLT 壁には水平方向のひび割れが発生した。*R*=1.0%rad のサイクルにおいて後述に示す **Fig.11(b)**のような CLT 壁の両側梁に対するロッキング挙

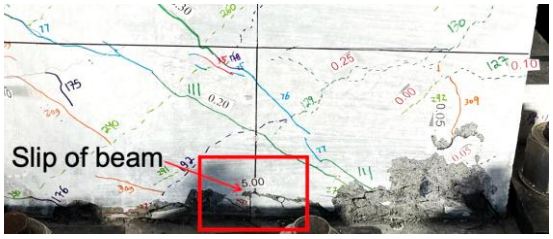


Fig.10 Slip in the bottom of north beam

動（架構に加わるせん断力により CLT 壁が回転する挙動）が目視でも顕著にみられ始め，同サイクルにおいて北側梁の主筋降伏を確認した。続く，*R*=2.0%rad のサイクルにおいて両側梁の端部でコンクリートの圧壊とともにパンチング破壊が発生し耐力低下がみられた。**Fig.10** に示すように破壊状況をみるとパンチング破壊により北側梁の下端部において 5mm の水平ずれを確認し，最大耐力 1240kN を記録した。なお，本研究では Fig.10 のように CLT 壁と梁の接触部からの局所的なせん断力による梁端部でのずれの発生をパンチング破壊と定義している。また，最大耐力を記録した時点にすべての引張側梁主筋が降伏したため，崩壊機構形成は最大耐力に到達した時点と判断した。続く，*R*=3.0%rad のサイクルにおいて両側梁の端部でコンクリートが剥落し，北側梁の上下端部でせん断補強筋が露出した。また，試験体の耐力が最大耐力の 80%に低下したため同サイクルで載荷を終了した。なお，試験体 BM と同様に全サイクルにおいて梁のせん断補強筋のひずみが降伏ひずみに到達していないことを確認した。

CLT 壁の損傷に着目すると，初期ひび割れが微小変形時（*R*=0.0625%rad）に発生し， *R*=0.25%rad のサイクルにおいてひび割れを CLT 壁の右上と左下にそれぞれ確認した。その後，*R*=1.0%rad のサイクル以降において，CLT 壁にひび割れの増加は確認されなかった。これらのひび割れは，CLT 壁に潜在していた亀裂が架構（CLT 壁）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。

3.2 CLT 壁の内蔵が架構の構造性能に与える影響

各試験体の初期剛性を **Table4** に，崩壊機構形成時の耐力を **Table5** に，最大耐力を **Table6** にそれぞれ示す。また，RC 梁の曲げひび割れ，せん断ひび割れ，梁主筋の降伏時の変形角を **Table7** に示す。ここで，初期剛性は梁に初期ひび割れが発生した時点のせん断力を **Fig.4** に示す水平変位 δ で除した値である。

梁のみの試験体 BM と CLT 壁を有する試験体 BMW において初期剛性を比較すると，試験体 BMW 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 BMW は約 1.8 倍であり，最大耐力を比較すると試験体 BMW は約 1.8 倍であった。以上の検討結果より，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確認した。

Table4 Initial stiffness

Specimen	Initial stiffness	Ratio to BM
BM	244kN/mm	-
BMW	588kN/mm	2.41

Table5 Mechanism strength

Specimen	Drift angle	Mechanism Shear force	Ratio to BM
BM	1.2%rad	672kN	-
BMW	1.4%rad	1,240kN	1.84

Table6 Maximum strength

Specimen	Drift angle	Maximum shear force	Ratio to BM
BM	2.0%rad	704kN	-
BMW	1.4%rad	1,240kN	1.76

Table7 Drift angle in representative event (unit: %rad)

Event	BM	BMW
Flexural cracking	0.053 (*R*=0.0625%rad cycle)	0.005 (*R*=0.0625%rad cycle)
Shear cracking	0.058 (*R*=0.125%rad cycle)	0.011 (*R*=0.125%rad cycle)
Yielding of longitudinal rebar	0.879 (*R*=1.00%rad cycle)	0.908 (*R*=1.00%rad cycle)

損傷状況について比較すると，**Table7** より CLT 壁を有する試験体 BMW は梁のみの試験体 BM より曲げひび割れ及びせん断ひび割れが早期に発生した。これは，CLT 壁が梁にパンチング力を伝達することで，同変形角における梁のせん断力の増大が起因したと考えられる。また，本研究の範囲では CLT 壁の有無に関わらず，梁主筋の降伏した変形角に有意な差は確認されなかった。崩壊機構形成後に着目すると，梁のみの試験体 BM は崩壊機構形成後に梁主筋の付着破壊が発生するまで靭性挙動を示したものの，CLT 壁を有する試験体 BMW は崩壊機構形成直後にパンチング破壊による耐力低下が生じ脆性的破壊が確認された。これは CLT 壁のロッキング挙動により梁にパンチング力が伝達されたことが要因と考えられる。

4. パンチング耐力計算及び余裕度評価

Fig.11 にパンチング破壊耐力の実験値 $_{exp.}Q_p$ の推定概念図を示す。また，パンチング耐力の実験値は以下の手順に基づいて推定した。

① 試験体 BM と BWM は同じ梁断面を有するため，同じ変形角における梁のせん断力 $_{exp.}Q_p$ は同じ

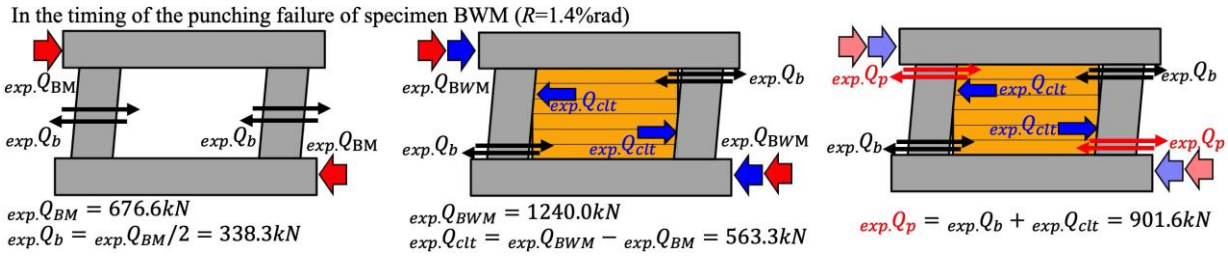


Fig.11 Conceptual diagram for estimating the experimental value of punching capacity

であることを前提とする。試験体 BWM のパンチング破壊時における変形角(R=1.4%rad)において，試験体 BM の水平耐力 $_{exp.}Q_{BM}$ は 676.6kN であり，梁のせん断力 $_{exp.}Q_b$ はその半分の 338.3kN であった。

② 試験体 BWM の最大耐力時及びパンチング破壊時のせん断力 $_{exp.}Q_p$ は 1240kN であり，CLT 壁が負担するせん断力 $_{exp.}Q_{clt}$ は試験体 BM の水平耐力との差より求め，563.3kN であった。

③ パンチング耐力の実験値 $_{exp.}Q_p$ は梁のせん断力 $_{exp.}Q_b$ と CLT 壁の負担せん断力 $_{exp.}Q_{clt}$ の和として算定し，901.6kN となった。

また，パンチング耐力の計算値 $_{cal.}Q_p$ は **Eq.1** のパンチング強度式[3]により評価した。

$$ {}_pQ_c = K_{ave}\tau_0 b_e D \tag{1}$$

ここで，K_{ave} は平均強度低下係数，τ_0 は基本せん断強度，b_e は有効幅（＝梁幅とする），D は梁せいである。

τ_0 は **Eq.2** 及び **Eq.3** より算出される。

$$\tau_0 \begin{cases} 0.98 + 0.1F_{c1} + 0.85\sigma & (0 \le \sigma \le 0.33F_{c1} - 2.75) \\ 0.22F_{c1} + 0.49\sigma & (0.33F_{c1} - 2.75 < \sigma \le 0.66F_{c1}) \end{cases} \tag{2}$$

$$\sigma = p_g\sigma_y + \sigma_0 \tag{3}$$

ここで，F_{c1}はコンクリート強度，p_gはb_eDに対する柱の全主筋断面積比，σ_yは降伏強度，σ_0は軸応力度(本実験では 0)である。

計算結果により，RC 梁のパンチング強度の実験値（901.6 kN）は計算値（619.0 kN）を 1.5 倍程度の余裕度をもって設計上安全側に評価できることを確認した。

5. まとめ

本論文では，CLT 耐力壁を内蔵した RC 架構の RC 部材の脆性破壊について把握することを目的に RC 部材の脆性破壊を計画する静的繰り返し載荷実験を行い，その結果について報告した。得られた知見を以下にまとめる。

(1) CLT 壁が RC 架構の初期剛性の増大及び水平耐力の増大に寄与することを実験的に確認した。試験体 BMW の初期剛性は試験体 BM の約 2.4 倍，試験体 BMW の崩壊メカニズム形成時の耐力は試験体 BM の約 1.8 倍，試験体 BMW の最大耐力は試験体 BM の約 1.8 倍に増大した。

(2) 梁の損傷について比較すると，試験体 BMW は試験体 BM より曲げひび割れ及びせん断ひび割れが早期に発生した，本研究の範囲においては CLT 壁の有無に関わらず，梁主筋の降伏した変形角に有意な差は確認されなかった。また，崩壊機構形成後に着目すると，試験体 BM は崩壊機構形成後に梁主筋の付着破壊が発生するまで靭性挙動を示したものの，試験体 BMW は崩壊機構形成直後にパンチング破壊による耐力低下が生じ脆性的破壊が実験的に示された。これは CLT 壁のロッキング挙動により梁にパンチング力が伝達されたことが要因と考えられる。

(3) RC 梁のパンチング耐力の実験値は，計算値を 1.5 倍程度の余裕度をもって設計上安全側に評価できることを確認した。

謝辞

本研究は，国土交通省令和 5 年度建築基準整備促進事業 S39 木質系混構造建築物の保有水平耐力計算の方法に関する検討（事業主体：日本建築防災協会）の RC 造 WG の活動の一環として行われたものである。実験の計画にあたって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) 中島弘史，村田晃康，尹ロク現，真田靖士：CLT 壁を内蔵する 2 層 1 スパン RC 架構の静的載荷実験，コンクリート工学年次論文，vol.46，No.2，pp.385-390，2024

2) 梁田真史，栗原嵩明，宇佐美徹，花井厚周，中根一臣：CLT と RC 骨組からなる耐震壁の構造性能，日本建築学会構造系論文集，Vol.88，No. 811，pp.1369-1379，2023.9

3) 一般財団法人　日本建築防災協会：2017 年改訂版既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震改修設計指針　同解説，2017