

# 論文 無補強レンガ造壁を内蔵する鉄筋コンクリート造架構模型の面外ねじれ挙動に関する基礎実験

田中 颯人\*1・鈴木 有美\*2

**要旨：**本研究では無補強レンガ造壁を内蔵した鉄筋コンクリート造架構の面外ねじれ挙動に与える影響を把握するため、静的載荷実験による基礎研究を行った。上下スタブと柱から成る鉄筋コンクリート造架構縮小模型試験体に対する小変形の載荷後の同試験体にレンガ壁を建設しねじれ載荷実験を行った。その結果、レンガ壁でねじれによる斜めひび割れと壁脚部で目地に沿った滑りひび割れが卓越する破壊性状を示した。また、試験体は架構のみのねじれ耐力略算値を上回るねじれモーメント耐力を示し、降伏後に斜めひび割れに沿った壁のロッキング挙動によりレンガ壁がねじれ抵抗機構を形成した可能性を示した。

**キーワード：**レンガ壁, 鉄筋コンクリート造建物, ねじれ挙動, 静的載荷実験

## 1. はじめに

諸外国では、施工性の高さや安価な材料費などを背景に鉄筋コンクリート（以下、RC）造建物に間仕切り壁や外壁として無補強のレンガ壁を内蔵する構造が広く用いられている。この種の構造では、レンガ壁がRC架構との相互作用により建物の耐力や剛性の増大に寄与することが多くの研究で明らかにされている。<sup>例1)</sup>

一方、レンガ壁や開口の不規則な配置により建物に偏心が生じ、地震時に建物のねじれ応答を引き起こす要因ともなり得る。このねじれ応答は、建物の一部が集中破壊することで大規模な人的被害につながる可能性があり、建物全体のねじれ性能を評価することは極めて重要である。また、剛性の増大に寄与するレンガ壁はねじれ応答の中心付近に位置する可能性が高く、建物全体のねじれ挙動の把握には、レンガ壁を内蔵し

たRC架構のねじれ性能と、壁の破壊による建物の応答性状の変化を明らかにする必要がある。しかしながら、レンガ壁を内蔵したRC架構のねじれ挙動は面内挙動や面外挙動に比べて研究が進んでいない。

以上の背景を踏まえ、本研究では無補強レンガ造壁の内蔵がRC造架構の面外ねじれ挙動に与える影響を模型実験により明らかにすることを目的とした基礎研究を行った。本稿では、実験の計画と結果について報告する。

## 2. 実験方法

### 2.1 試験体計画

本研究では、RC架構試験体を1体作成し、架構のみに対して各柱の変形が降伏変形より十分小さくなるような小変形の載荷を実施した（以下、試験体BF）。そ

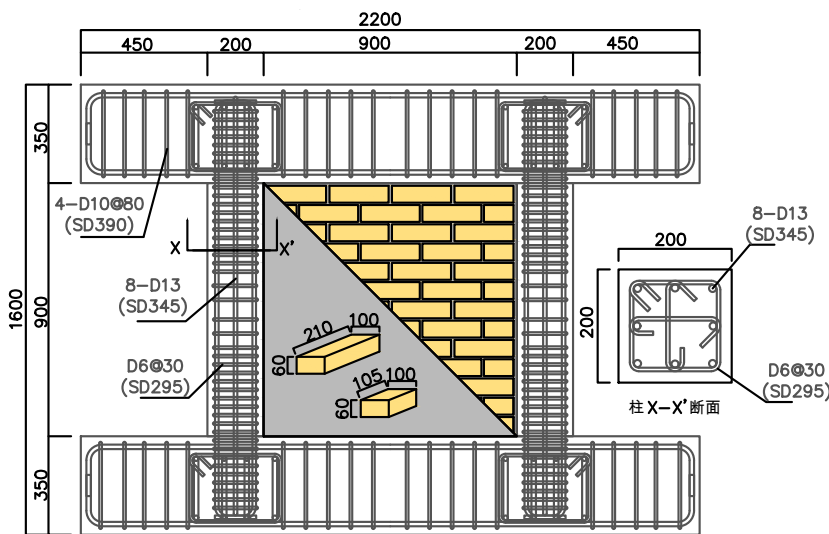
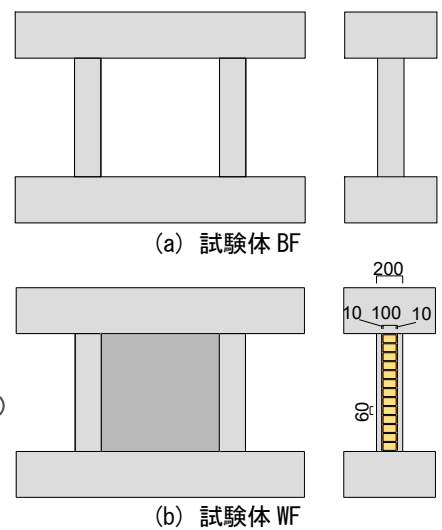


図-1 試験体詳細図 (単位: mm)



(a) 試験体 BF  
(b) 試験体 WF  
(試験体 BF にレンガ壁を建設)  
図-2 試験体種類 (単位: mm)

\*1 大阪大学 工学部地球総合工学科 (学生会員)

\*2 広島大学大学院 先進理工系科学研究科 准教授 Ph.D. (正会員)

の後レンガ壁を建設し、実験を行った（以下、試験体 WF）。本実験で使用した試験体の概要を図-1に示す。同図に示すように、RC 架構は 200mm 角の柱と上下スタブから成る。柱の内法高さは 900mm、主筋は 8-D13（主筋比 0.95%）、せん断補強筋は柱端部で 3-D6@30（補強筋比 1.58%）で、曲げ降伏型である。

試験体 WF で架構内に建設した無補強レンガ造壁に使用したレンガのサイズは長さ 210mm、幅 100mm、高さ 60mm であり、壁両サイドの一部に半丁レンガ（長さ 105mm、幅 100mm、高さ 60mm）を使用した。また、レンガ壁の表面は厚さ 10mm モルタル仕上げとしており、壁厚は 120mm である。

## 2.2 材料特性

コンクリート、柱の鉄筋および無補強レンガ造壁に用いたレンガとモルタルの材料特性を表-1、表-2および表-3にそれぞれ示す。

試験体 BF 荷重日（材齢 46 日）のコンクリート圧縮強度、ヤング係数、はそれぞれ 34.6N/mm<sup>2</sup>、2.60×10<sup>4</sup> N/mm<sup>2</sup> であり、試験体 WF 荷重日（材齢 77 日）のコンクリート圧縮強度およびヤング係数はそれぞれ 35.6N/mm<sup>2</sup>、2.53×10<sup>4</sup>N/mm<sup>2</sup> である。また、柱主筋に使用した D13（JIS-SD345）の降伏強度は 389 N/mm<sup>2</sup>、柱のせん断補強筋に使用した D6（JIS-SD295）の降伏強度は 388N/mm<sup>2</sup> である。なお、鉄筋はそれぞれ試験片 3 本の平均値を材料値としているが、終局ひずみを測定できた鉄筋 D13 の試験片が 1 本であったため、測定した終局ひずみを括弧書きで示している。

レンガの圧縮強度は JIS R 1250:2011 に基づき長さ方向で半分にしたもので 6.84 N/mm<sup>2</sup>、半丁レンガで 10.4 N/mm<sup>2</sup> であった。また、試験体 WF 荷重日（材齢 28 日）におけるモルタルの圧縮強度は 30.1 N/mm<sup>2</sup>、3 段プリズムの圧縮強度は 11.0 N/mm<sup>2</sup> であった。

本研究では、文献 2) に基づく材料試験を実施し、滑り強度を算定することで目地モルタルとレンガの滑り特性を確認した。本試験では、3 つのレンガを中央のレ

表-1 コンクリート材料特性

Fc30	28 日	46 日 (BF 試験)	77 日 (WF 試験)
ヤング係数 $E_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	2.54×10 <sup>4</sup>	2.60×10 <sup>4</sup>	2.53×10 <sup>4</sup>
圧縮強度 $f'_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	35.4	34.6	35.6
圧縮強度時ひずみ $\epsilon_{cu}$ ( $\mu$ )	2474	2327	2552
引張強度 $f_t$ (N/mm <sup>2</sup> )	2.81	-	-

表-2 鉄筋材料特性

呼び名	D13	D6
規格	JIS-SD345	JIS-SD295
ヤング係数 $E_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	1.87×10 <sup>5</sup>	1.94×10 <sup>5</sup>
降伏強度 $f_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	389	388
降伏ひずみ $\epsilon_y$ ( $\mu$ )	2143	2031
引張強度 $f_u$ (N/mm <sup>2</sup> )	553	514
終局ひずみ $\epsilon_u$ ( $\mu$ )	(28556)	-

表-3 レンガ、モルタル材料特性

単位(N/mm <sup>2</sup> )	供試体数	28 日 (N/mm <sup>2</sup> )
レンガ圧縮強度 $f_b$	5	6.84
半レンガ圧縮強度 $f_{b\ half}$	3	10.4
モルタル圧縮強度 $f_{mortar}$	5	30.1
プリズム圧縮強度 $f'_m$	3	11.0
滑り強度	5	0.66

ンガが長さの半分ずらしモルタルで接着した供試体を作成し、供試体が破壊に至るまでの最大荷重をモルタルとレンガの接着面積で除した滑り強度を導出した結果、滑り強度は 0.66 N/mm<sup>2</sup> であった。

## 2.3 計測計画

鉄筋のひずみゲージ配置図と変位計設置計画図を図-3と図-4にそれぞれを示す。荷重位置（試験体中央から東西方向にそれぞれ 875mm）の水平変位は、荷重位置（スタブ下面からの高さ 1425mm）で設置した変位計（SDP200）で計測した。柱位置（試験体中央から東

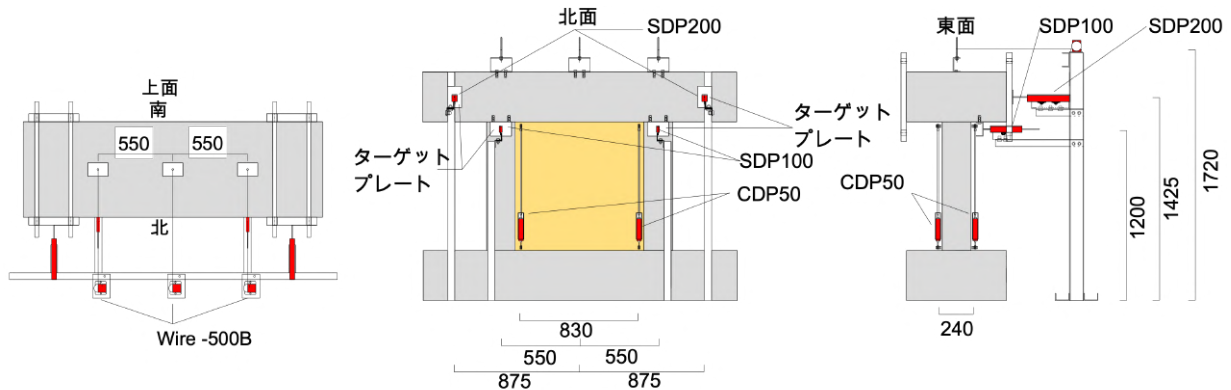


図-3 変位計設置計画図（単位：mm）

西方向にそれぞれ 550mm) の水平変位はスタブ下面からの高さ 1200mm で設置した変位計 (SDP100) で計測した。上スタブ上部には巻取り変位計 (Wire-500B) を柱中心位置に 1 つずつ、試験体中心位置に 1 つの計 3 つを下スタブからの高さ 1720mm で設置している。

また、上スタブの回転を計測するため各柱の内側に南北 1 つずつ、計 4 つの変位計 (CDP50) を設置している。南北の基準変位計間距離は 240mm であるが、他の変位計との調整により実際の変位計間水平距離は東側と西側でそれぞれ 243mm, 298mm としたため、上スタブの回転を計算するにはこれらの値を用いた。

ひずみゲージは柱の四隅の主筋と、帯筋の荷重方向に貼付した。主筋のひずみゲージは柱両端の危険断面位置と危険断面位置から 60mm, 120mm の高さに貼付しており、1 本あたり 6 か所である。せん断補強筋のひずみゲージは柱の両端部から 45mm と 105mm の高さにある帯筋に対してその西側と東側の中心に貼付している。

#### 2.4 荷重計画

図-5 に荷重装置と試験体設置図を示す。2 台の水平ジャッキは下スタブ下面からの高さ 1425mm で上スタブの東西端部 (ジャッキ間距離=1750mm) に取り付けられた。試験体のねじれ回転を許容するため、各水平ジャッキの両端にピンを設置している。また、水平ジャッキに接続したロードセルにより水平荷重を記録した。

水平力荷重は東側柱の水平変位を柱内法高さ  $H$  (=900mm) で除した変位角  $R$  による変位制御とし、西側を東側ジャッキと逆方向に同じ変位で制御することでねじれモーメントを与えた。表-4 に荷重履歴を示す。試験体 BF は  $R = 1/1600\text{rad}$  と  $1/800\text{rad}$  を 1 サイクルずつ

つ、試験体 WF は試験体 BF と同じ小変形のサイクルと、同表に示す  $1/400\text{rad}$  から  $1/33\text{rad}$  をそれぞれ 2 サイクルずつ正負交番の繰返し荷重を行った。なお、その後  $6.0\% \text{rad}$  まで押切荷重を行っているが、本論では繰返し荷重を実施した  $R=3\%$  サイクルの結果までを論じる。

#### 3. 実験結果

図-6 に、実験で得られた試験体 BF と試験体 WF

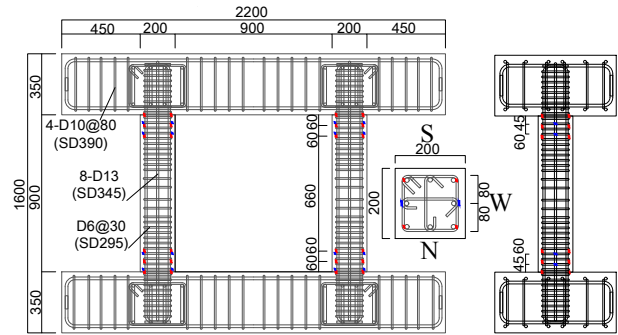


図-4 ひずみゲージ配置図 (単位 : mm)

表-4 荷重履歴

サイクル数	変形角 $R$ (rad)	ねじれ回転角 $\theta$ (rad)
1	1/1600	0.0010
	-1/1600	-0.0010
1	1/800	0.0020
	-1/800	-0.0020
2	1/400	0.0041
	-1/400	-0.0041
2	1/200	0.0082
	-1/200	-0.0082
2	1/100	0.0164
	-1/100	-0.0164
2	1/50	0.0327
	-1/50	-0.0327
2	1/33	0.0491
	-1/33	-0.0491

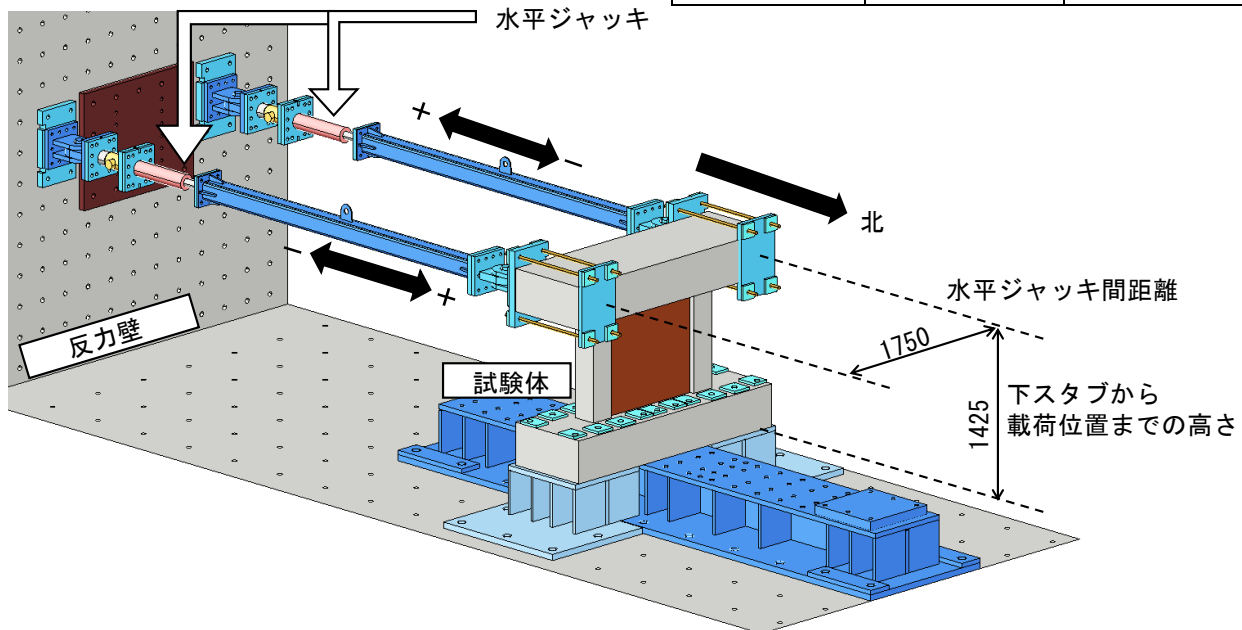


図-5 荷重装置試験体配置図 (単位 : mm)

のねじれモーメント—ねじれ回転角関係を示す。試験体のねじれモーメント ( $M_T$ ) とねじれ回転角 ( $\theta_T$ ) は、東側ジャッキおよび西側ジャッキの水平力 ( $Q_1$  および  $Q_2$ )、載荷位置の水平変位 ( $D_1$  および  $D_2$ ) とジャッキ間距離  $L$  ( $=1750\text{mm}$ ) を用いて次の式で算定した。

$$M_T = \frac{L}{2}(Q_1 - Q_2) \quad (1)$$

$$\theta_T = \frac{D_1 - D_2}{L} \quad (2)$$

図-6 には、正負各方向での最大ねじれモーメント点を赤丸、値を  $M_T$  で示している。また同図中の黒斜線は、正負角サイクル  $R=1/1600\text{rad}$  のサイクルのピーク時ねじれモーメントをねじれ回転角で除すことで算定した試験体の面外ねじれ剛性  $K_T$  ( $=M_T/\theta_T$ ) を示している。

また、両試験体の破壊性状として、それぞれ正負交番繰り返し載荷終了後のひび割れ図を図-7 に示す。同図中の黒線は正載荷時（上から見て反時計回りのね

じれ回転）、赤線は負載荷時に発生したひび割れを示している。

### 3.1 試験体 BF

小変形載荷のみを実施した試験体 BF の  $R=1/1600$  ピーク時におけるねじれ剛性は正側および負側でそれぞれ  $25240\text{kNm/rad}$  および  $36367\text{kNm/rad}$  で、 $R=1/800$  のサイクルで正側および負側の最大ねじれモーメント  $+51\text{kNm}$  および  $-66\text{kNm}$  であった。正負でのねじれ剛性の差について、その一因は繰り返し載荷の影響と考えられるが、具体的な要因については各柱の挙動を詳細に分析するなど、追加の検討が必要である。

また、両柱の逆対称曲げモーメント分布を仮定し、柱の曲げ耐力略算式<sup>3)</sup>を用いて算定した柱の終局曲げモーメント ( $M_{mu}$ )、柱の内法高さ ( $H$ )、柱の中心間距離 ( $L$ ) を用いて RC 架構のねじれ耐力略算値 ( $MT_{mu}$ ) を次式で概算した。

$$MT_{mu} = 2Q_{mu} \cdot L = 2 \cdot \frac{2M_u}{H} \cdot L \quad (3)$$

算定した略算値は  $112\text{kNm}$  であり、試験体 BF の最

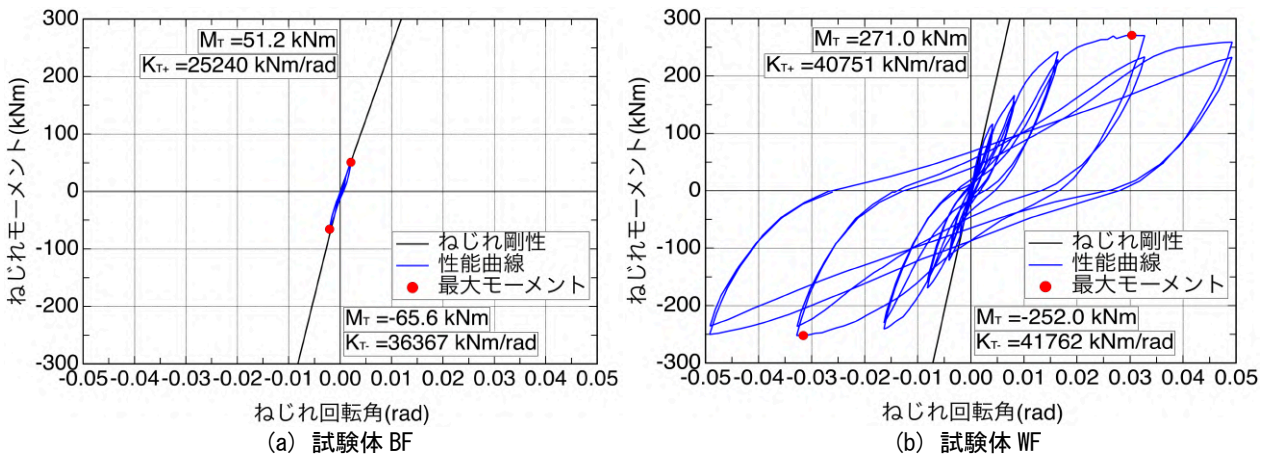


図-6 ねじれモーメント—ねじれ回転角関係

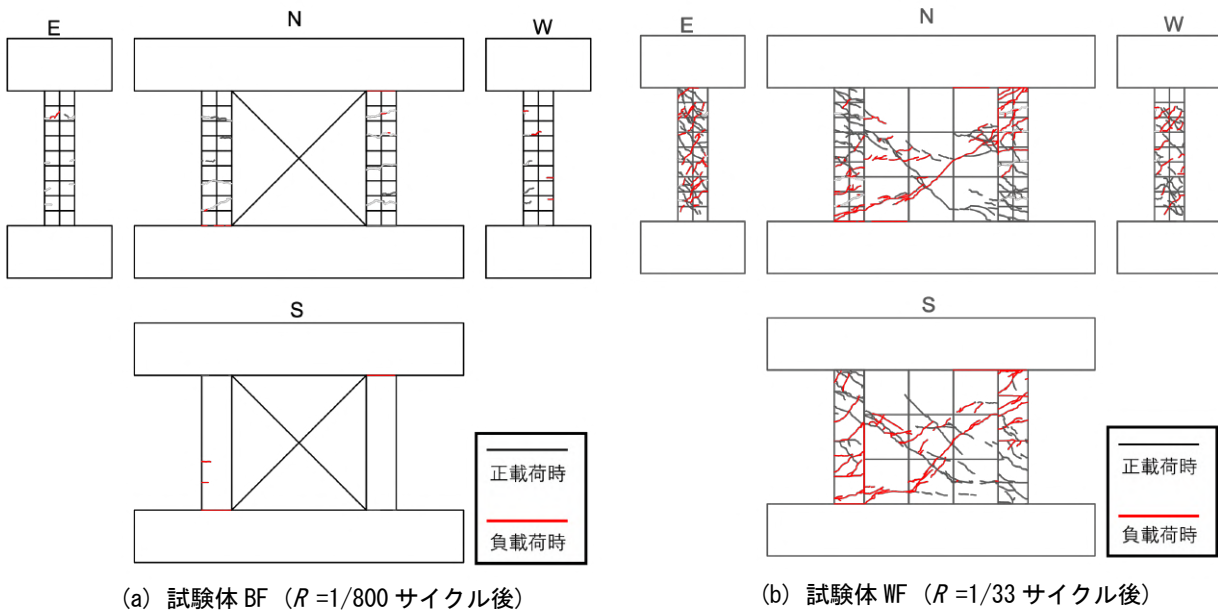


図-7 ひび割れ図

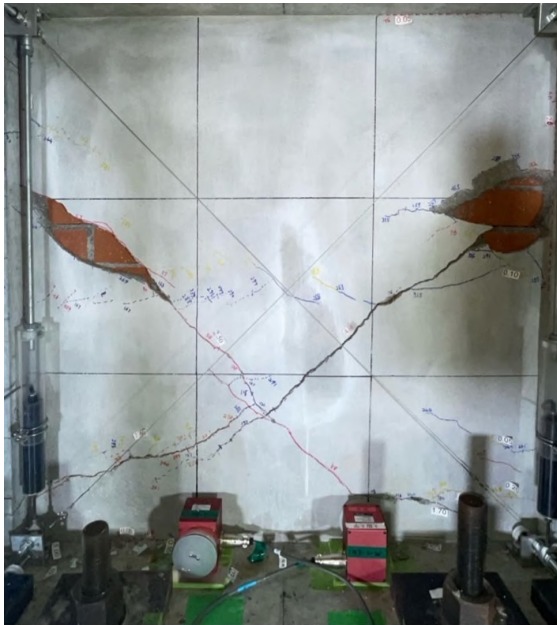
大ねじれモーメントはこの値以下であることから、計画した通り各柱が降伏せず、おおよそ弾性範囲で載荷ことが確認できる。図-6 (a)に示す履歴曲線は概ね線形挙動を示していることとも整合する。

$R=1/800$  のサイクルまでに柱脚および柱頭の曲げひび割れが発生したものの、いずれもピーク時のひび割れ幅は  $0.05\text{mm}$  以下、除荷時は  $0.00\text{mm}$  であった。また、両柱の主筋のひずみは最大で  $799\mu$  であり、降伏ひずみ未満であった。

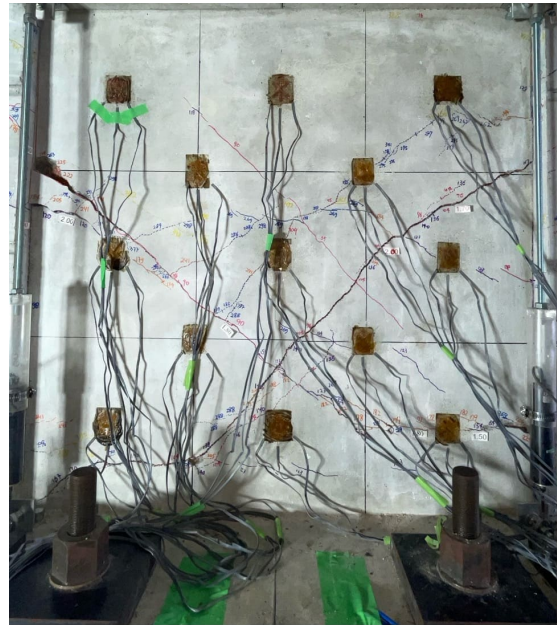
### 3.2 試験体 WF

レンガを建設および養生後に載荷を実施した試験体 WF の  $R=1/33\text{rad}$  載荷終了後の南北両面のレンガ壁の破壊性状を図-8 に示す。また、ねじれによる壁と柱の損傷拡大写真を図-9 に示す。

試験体 WF の  $R=1/1600$  ピーク時におけるねじれ剛性は、正側および負側でそれぞれ  $40751\text{kNm/rad}$  および  $41762\text{kNm/rad}$  で、同程度の剛性となった。試験体 BF と比較して正側で約 61%、負側で約 15% 増大した。ま



(a) 北面 ( $R=1/33$  サイクル後)



(b) 南面 ( $R=1/33$  サイクル後)

図-8 ねじれによる無補強レンガ造壁内蔵 RC 架構の破壊性状写真

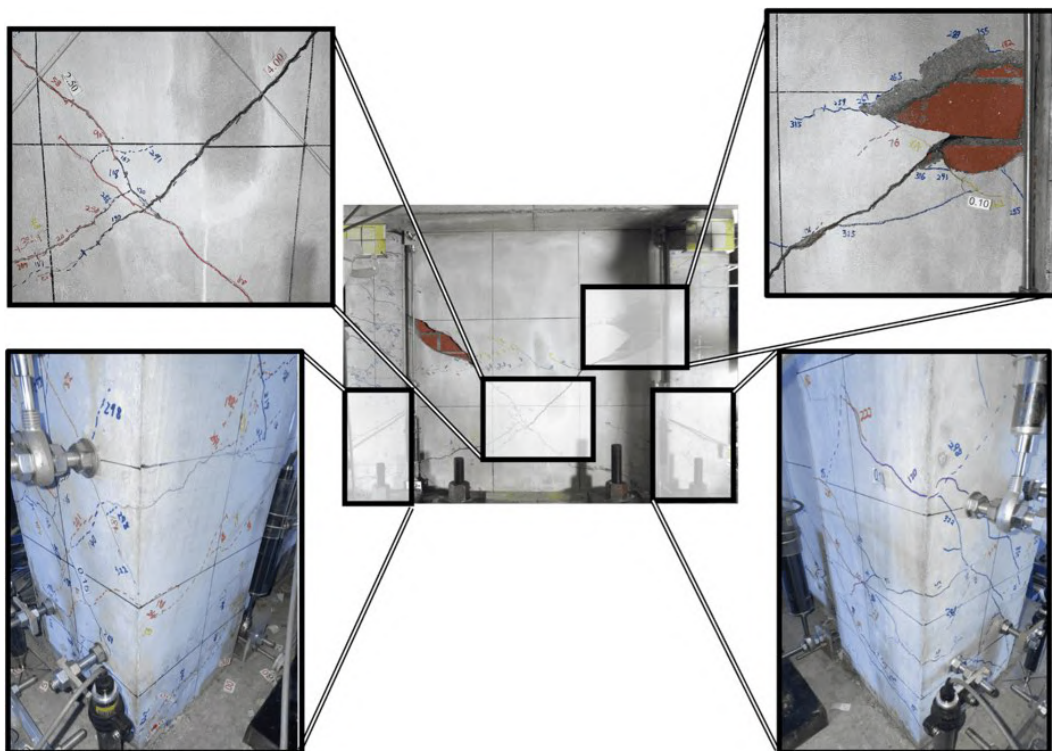


図-9 壁と柱の損傷状況 ( $R=1/33$  サイクル後)

た、 $R=1/200$  のサイクルにおいて西側柱主筋の危険断面位置の一部が降伏ひずみに達し、 $R=1/50$  のサイクルまでに危険断面位置の残りの主筋が全て降伏ひずみに達したことが確認された。

試験体は正側および負側ともに $R=1/50$  の1サイクル目において最大ねじれモーメント+271kNm および-252kNm に達した。前述の通り、RC 架構のねじれ耐力略算値は 112kNm であり、レンガ壁を内蔵することでその約 2.3~2.4 倍のねじれ耐力を発揮することが確認できた。また、その後  $R=1/33$  でねじれモーメント値はやや低下したものの、最大ねじれモーメントの 80% を大幅に上回っていた。したがって、本実験の条件下ではレンガ内蔵壁のねじれ耐力は早期に劣化しないことが示唆された。

$R=1/400$  の1サイクル目ピーク直前で、ねじれによる斜めのひび割れが南北両面で発生した。これらのひび割れ発生サイクルピーク時の最大ひび割れは正側で 0.05mm、負側で 0.00mm であり、いずれも除荷時には 0.00mm であった。以降変形角の増大に伴いひび割れ幅も拡幅し、最大ねじれモーメントを記録した  $R=1/50$  のサイクルにおいて、正側および負側で最大ひび割れ幅は 3.50mm (北面) であった。これらのひび割れについて、大変形時にひび割れが拡幅した時点でモルタルとレンガで同じ位置にひび割れが発生していることを確認している。このことから、表面のモルタルが剥落するまではモルタルとレンガはほぼ一体の組積体要素として挙動していると考えられる。

載荷時はねじれによる斜めひび割れを起点とするレンガ壁のロッキング挙動によりひび割れの開閉が見受けられた。このようなロッキング挙動により、壁のひび割れが閉じた側で圧縮力抵抗機構を形成し、前述のように高いねじれ耐力を発揮したと考えられる。

ただし、本実験では試験体に軸圧縮力を与えておらず、軸力の程度によってはひび割れの開閉によるロッキング挙動が変化する、あるいはレンガ壁の圧壊が早期に発現する可能性があり、この種の建物一般の挙動に当てはめるためには、さらなる実験による検討が必要である。

#### 4. まとめ

本研究では、内蔵された無補強レンガ造壁が鉄筋コンクリート造架構の面外ねじれ挙動に与える影響を把握するため、静的載荷実験を行った。小変形の載荷を

行った RC 架構内にレンガ壁を建設し再度載荷を行うことでレンガ壁の影響を実験的に検証した。得られた知見を以下に示す。

1. RC 架構のみの試験体 BF のねじれ剛性に対し、レンガ壁を内蔵した試験体 WF のねじれ剛性が正側で約 61%、負側で約 15% 増大したことを確認し、当試験体でレンガ壁の内蔵が架構全体のねじれ剛性に寄与することを示した
2. 試験体 WF の最大ねじれモーメントは RC 架構のねじれ耐力略算値の約 2.3~2.4 倍となったことから、当試験体でレンガ壁の内蔵が架構全体のねじれ耐力に寄与したと考えられる。
3. レンガ壁はねじれによる斜めひび割れと壁脚部で目地に沿った滑りひび割れが卓越する破壊性状を示した。
4. 載荷中は斜めひび割れを起点としたロッキング挙動が見受けられ、ひび割れが閉じる面で圧縮抵抗機構を形成し、高いねじれ耐力に寄与した可能性を示した。

なお、以上の結果は、軸力の導入をしていない試験体での限定的な結果であり、この種の建物一般に当てはめるためには、今後も実験や解析による検証が必要である。

#### 謝辞

本実験研究は日本学術振興会科学研究費助成事業(科研費)若手研究 JP23K13440 (PI: 鈴木有美) の助成を受けたものです。また、実験作業では大阪大学大学院工学研究科技術職員の松井貴志氏および同コンクリート構造系領域の学生各位にご協力いただきました。

#### 参考文献

- 1) Al-Chaar, G., Issa, M., Sweeney, S.: Behavior of Masonry-Infilled Nonductile Reinforced Concrete Frames, Journal of Structural Engineering, Vol. 128, No. 8, pp.1055-1063, Aug.2002
- 2) Lin, Y.-S., In-plane Load Tests for Confined and Infilled Masonry Panels in RC Frames with Eccentric Openings, Master's thesis at National Chen-Kung University, Tainan, Taiwan, 2016. [in Chinese]
- 3) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，日本建築学会，2018