

## 無補強組積造壁の面内耐震性能に関する実験的研究

1715001 渥美 晴彬

1715018 菅野 稜真

指導教員：崔 琥

無補強組積造壁	面内耐震性能	正負交番繰返し載荷実験
開口	せん断応力度	剛体回転

## 1. 研究の背景および目的

無補強組積造建物は施工の簡便さから、最も古く、最も多く使われている構造形式である。しかし、無補強組積造建物の耐震性能は他の構造形式に比べて相対的に乏しいため、地震が発生すると必ず甚大な被害を受けている。

そこで本研究では、①無補強組積造壁の面内方向および面外方向の破壊メカニズムおよび耐震性能を明らかにすること、また、②余震に対する2次災害を減らすための残存耐震評価手法および応急補強手法を開発すること、を主目的とする。

本年度は、その初年度として、開口をパラメータとした無補強組積造壁の面内正負交番繰返し載荷実験を行い、面内方向への破壊メカニズムやせん断応力度などを実験的に明らかにする。

## 2. 試験体の概要

## 2.1 対象建物

本研究では、無補強組積造建物が数多く建てられている韓国から、典型的な2階建て家屋を対象建物とした。軸力は対象建物から算定し、1階の軸応力度は0.155MPaとなった。対象建物の無補強組積造壁の構成は、外側は長手積み(厚さ0.5B(100mm))の赤レンガ、内側は長手積み(厚さ0.5B(100mm))のセメントレンガ、その間は50mmの断熱材施工用空間となっている。

## 2.2 試験体の詳細

本研究では、韓国の典型的な無補強組積造2階建て家屋

を対象に、その1階壁体部分を想定し、無開口壁体試験体(NO試験体)、窓を有する壁体試験体(W試験体)、ドアを有する壁体試験体(D試験体)、計3体の試験体を制作した。試験体は実験室の制約上、約1/2スケールで制作した。図1に各試験体の詳細を示す。いずれの試験体も赤レンガ(0.5B)とセメントレンガ(0.5B)で構成されており、両者間の空間は壁体のせん断力に影響を及ぼさないため、空間を設けないこととした。

W試験体およびD試験体の開口の位置については、正加力と負加力で異なる破壊メカニズムと負担せん断力を期待し、左右対称としなかった。また、入手可能な既往の研究結果と比較するため、開口率は既往の研究と同様、両試験体とも0.16とした。

赤レンガとセメントレンガは、両者とも210×100×60mmである。目地モルタルの配合は韓国と日本で一般的に使われている、1:3:0.5(セメント:砂:水)とした。

## 3. 実験概要

## 3.1 加力計画

図2に試験体のセットアップの様子を示す。同図に示すとおり、試験体は上下固定用アングルおよびシアキーで緊結に固定され、1台の鉛直ジャッキで一定軸力を導入しながら1台の水平ジャッキで目標水平部材角まで正負交番繰返し載荷を行った。また、面外方向への転倒を避けるため防止治具を設置した。

総軸力は62kN(加力ビームの重量13.7kN+鉛直ジャッキから48.3kN)を導入した。(軸応力度は前述したとおり

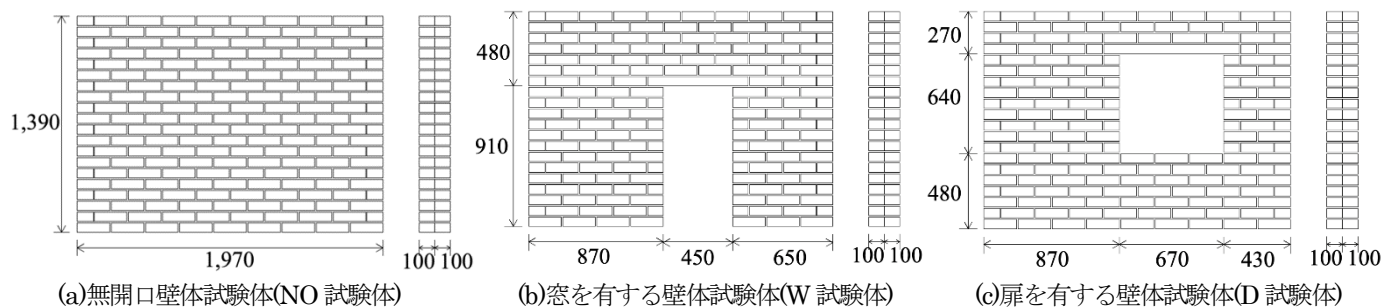


図1 試験体の詳細

0.155MPa)。水平加力は、図3に示すように水平部材角±1/1000、±1/500、±1/250、±1/150、±1/100、±1/67、±1/50、±1/33、±1/25、±1/20まで2回ずつ正負交番繰り返し載荷し、試験体の破壊状況に応じて載荷ルールを適宜変更することとした。

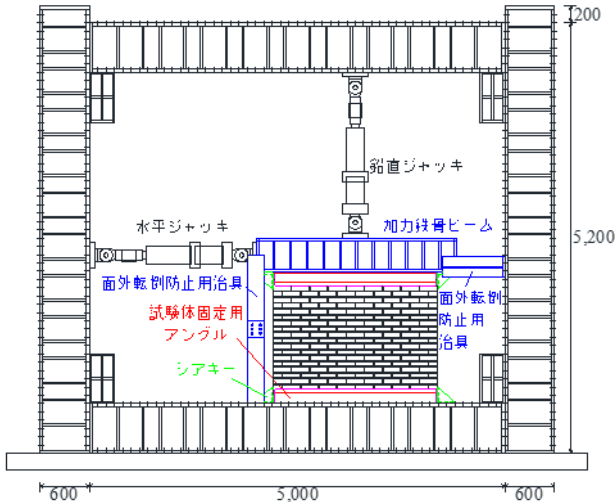


図2 試験体セットアップの様子

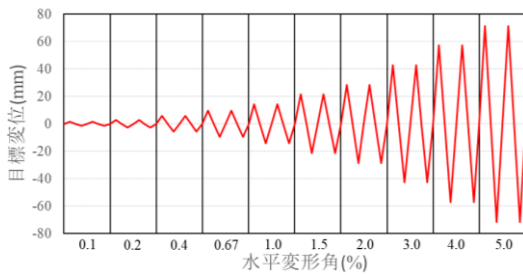


図3 加力計画

### 3.2 計測計画

計測計画を図4に示す。本実験では目標水平部材角計測用の相対水平変位、試験体両側の水平変位および鉛直変位、開口上下の変形算定用変位などを計測する。

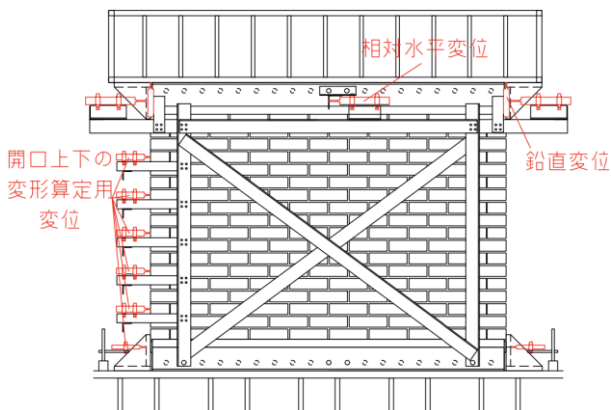


図4 計測計画 (背面)

### 3.3 材料試験

組積造壁のすべり強度を調べるため、万能試験機を用いたレンガユニットの押し抜き試験を行った。試験体は1枚3段のものを用いた。導入軸応力度 $\sigma_0$ をパラメータとし、軸力はひずみゲージを取り付けたPC鋼棒によって導入した。試験結果を図5にまとめる。式(1)を用いて押し抜き最大せん断強度 $\tau$ を求め、図5に示す回帰直線から、レンガとモルタル間の粘着力 $\tau_0$ と摩擦係数 $\mu$ を求める<sup>1)</sup>。

$$\tau = \mu\sigma_0 + \tau_0 \quad (1)$$

実験結果より、摩擦係数 $\mu$ は赤レンガの方がセメントレンガより高い値となり、一方粘着力 $\tau_0$ はセメントレンガの方高い値となったが、両者に大きな差はなかった。

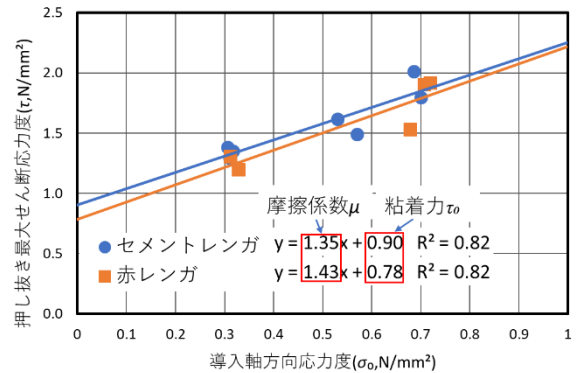


図5 押し抜きせん断応力度－軸応力度の関係

## 4. 実験結果

### 4.1 破壊パターンおよび荷重－変形関係

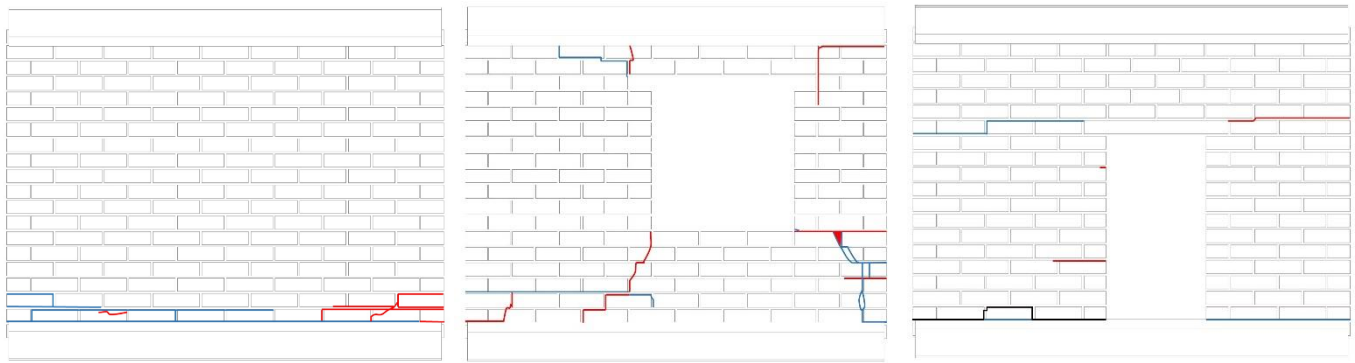
各試験体の最終ひび割れ状況および荷重－変形関係を図6および図7にそれぞれ示す。

#### (1) NO 試験体

本試験体は部材角 1/1000 で2段目の横目地にひび割れが観測された。部材角 1/250 で2段目の横目地に生じたひび割れが進展し、耐力が急激に低下した。部材角 1/250 から実験終了時まで試験体下部に発生した横目地のひび割れを境に上部の試験体が剛体回転する挙動を示し、試験体耐力はほぼ一定となった。本試験体における最大耐力は、部材角 1/250 で 86.8kN を記録した。

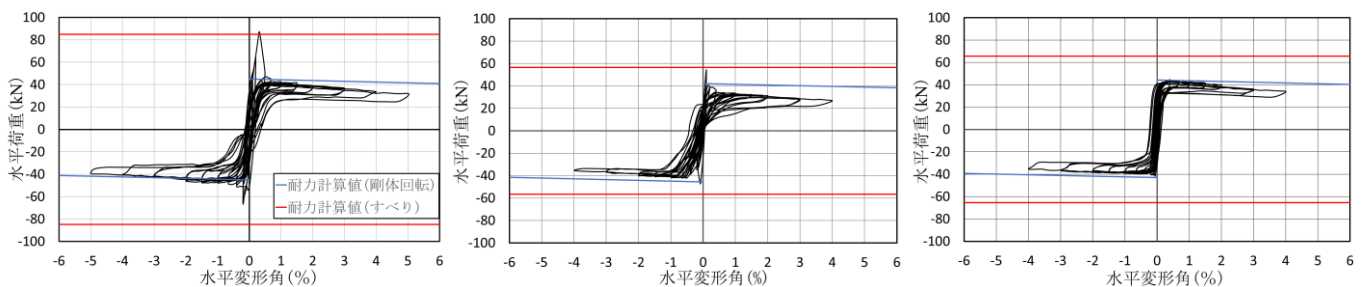
#### (2) W 試験体

本試験体は 1/1000 で開口部右下の横目地と開口部左下に階段状ひび割れが観測された。その後、部材角 1/500 で階段状のひび割れと繋がり、剛体回転の挙動を示した。部材角 1/250 では、開口部右上の縦目地にひび割れが観測され、繰り返し載荷により進展した。部材角 1/50 の終了時に試験体右下のひび割れによって残留変形が大きくなり、部材角 1/25 加力途中、開口部右側の壁が剥落し、除荷時にシ



(a) NO 試験体 (b) W 試験体 (c) D 試験体

図6 赤レンガ壁体面最ひび割れ状況(青：正加力時、赤：負加力時、黒：初期ひび割れ)



(a) NO 試験体

(b) W 試験体

(c) D 試験体

図7 荷重－変形関係

アキーと接触するため実験を終了した。また、部材角 1/1000 で最大耐力 54.3kN を記録した。

### (3) D 試験体

本試験体は、加力前に1段目の横目地に初期ひび割れが生じた。部材角 1/500 で開口部右側の横目地にもひび割れが発生し、耐力が低下した。部材角 1/250 では、開口部左上の横目地にひび割れが観測され、部材角+1/67 でそのひび割れが進展した。また、部材角 1/33 で開口部左側の5段目の横目地にひび割れが発生し、部材角+1/25 でセメントレンガ側に圧壊が生じた。本試験体における最大耐力は、部材角 1/250 で 44.5kN を記録した。

## 4.2 最大耐力の評価

いずれの試験体においても、すべり破壊後に剛体回転の挙動を示した。そこで本論文では、粘着力を無視した(既に横目地にひび割れが発生したため)すべり耐力および剛体回転耐力の計算を式(2)および式(3)より求めた。

$$Q_1 = (\mu\sigma_0)A \quad (2)$$

$$Q_2 = \frac{(N_1 + N_2 + \omega_0)(L - \Delta L)}{H} \quad (3)$$

式(2)および式(3)のうち、摩擦係数 $\mu$ は図6の平均値を、軸応力度 $\sigma_0$ は前述の0.155MPaを用いた。 $A$ は各試験体の断面積である。また、図8に示すように、 $N_1$ は48.3kN、 $N_2$ は15.25kN(加力鉄骨ビームの重量13.7kN+上部固定用アングル1.55kN)、 $\omega_0$ は剛体回転する試験体の重量とした。また、 $\Delta L$ は試験体高さに部材角を乗じた値とする。

式(2)および式(3)より計算した結果を図7に示す。同図に示すように、すべての試験体において、すべり挙動時の最大耐力や、すべり破壊後の剛体回転による耐力の計算値は実験結果と整合している。

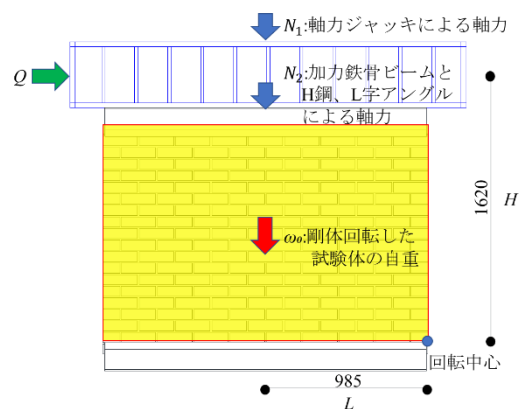


図8 剛体回転の概念図

### 4.3 等価粘性減衰定数

各試験体のエネルギー吸収能力を比較するため、各試験体の履歴ループの形状から等価粘性減衰定数 ( $h_{eq}$ ) を式(4)によって算定し、その結果を図9に示す。

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

ここで、 $\Delta W$  は履歴面積で、1 サイクルの損失エネルギー (吸収エネルギー) を示し、 $W$  は等価剛性による弾性ひずみエネルギーを示す。

図9より、すべての試験体において部材角が大きくなることにより等価粘性減衰定数が減少する傾向を示した。しかし、水平変形角 0.67% から減衰が緩やかになり、最終的にはエネルギー吸収能力を維持するような結果となった。

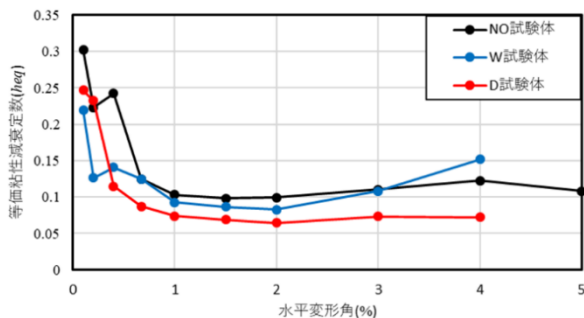


図9 等価粘性減衰定数  $h_{eq}$  の推移

### 4.4 最大残留ひび割れ幅

各試験体における部材角ごとの最大残留ひび割れ幅を図10に示す。NO試験体およびD試験体では、正負とも基本的に同程度の残留ひび割れ幅が確認されたが、W試験体では試験体の剥落が見られたため異なる結果となった。

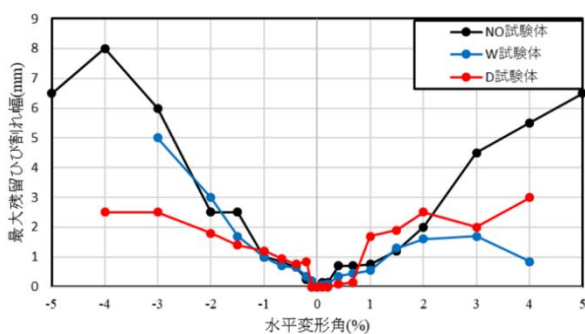


図10 最大残留ひび割れ幅の推移

### 4.5 諸因子によるすべり挙動と剛体挙動の検討

限界アスペクト比  $r_c = h/l$  および挿入軸力  $N$  におけるすべり強度と剛体強度の検討を行うため、各試験体の最大せん断力から許容せん断応力度  $\tau_a$  を  $0.215 N/mm^2$  とし、式(5)および式(6)より算定した<sup>2)</sup>。

$$Q_a = \tau_a l_0 t \quad (5)$$

$$Q_a = \frac{(N + \omega)l}{2h} \quad (6)$$

式(5)および式(6)のうち、 $Q_a$  は許容せん断力を示し、 $\omega l$  は各試験体の自重を示す。また、 $l$  および  $h$  は図1の試験体の長さおよび高さを用いる。ただし  $l_0$  は開口部を除く各試験体の長さとする。

式(5)および式(6)より計算した結果、剛体回転を起こさず、すべり破壊となるためにはNO試験体の場合アスペクト比が 0.43 より小さい値もしくは軸力  $N$  を 108.65kN より大きく導入する必要があることが分かった。また、開口を設けた場合のW試験体はアスペクト比を 0.63 より小さい値もしくは軸力  $N$  を 69.71kN より大きく導入することですべり破壊となり、D試験体では、アスペクト比を 0.55 より小さい値もしくは軸力  $N$  を 82.98kN より大きく導入する必要があることが分かった。

## 5. まとめ

本論文では、開口をパラメータとした無補強組積造壁の面内正負交番繰り返し载荷実験を行い、面内方向への破壊メカニズムや耐力を実験的に検討した。得られた知見は以下の通りである。

- (1) すべての試験体において、すべり破壊が生じた後、剛体回転挙動を示すことを確認した。一方、W試験体およびD試験体がNO試験体より早い段階で剛体回転挙動に移ることが確認された。
- (2) すべての試験体において、横目地のひび割れ発生の実現象を反映した粘着力を無視したすべり挙動時の最大耐力や、すべり破壊後の剛体回転による耐力の計算値は実験結果と整合した。
- (3) すべての試験体において、エネルギー吸収能力を維持する結果となり、剛体回転を起こさずすべり破壊となるためにはアスペクト比および軸力を変更する必要があることが分かった。

本論文では、面内耐震性能のみに着目したが、今後、面外方向の耐震性能を評価し、余震に対する2次災害を減らすための残存耐震評価手法および応急補強手法を開発することに向けて研究を進めていく予定である。

### 【参考文献】

- 1) 崔琰：無補強コンクリートブロック造壁を有する鉄筋コンクリート造建物の残存耐震性能に関する研究、東京大学博士論文、2006.3
- 2) 松崎志津子ら：フィリピンにおける安全なブロック造の普及に関する調査研究(その7 構造耐力についての再検討)、日本建築学会大会学術講演梗概集(関東)、2020.9