

ステンレスピンにより耐震補強された組積壁の繰り返し面外曲げ特性（その2）

正会員 ○多幾山法子* 同 吉田亘利*² 同 長江拓也*³
同 前田春雄*⁴ 同 喜多村昌利*⁴ 同 荒木慶一*

無補強組積造 目地モルタル ステンレスピン
履歴特性 繰り返し曲げ

1. 序

本論では（その1）で述べた実験の結果と考察を示す。

2. 実験結果

2.1 破壊形式の概要

無補強試験体 No. 1 では、図1の太実線に示す目地モルタルの引張破壊が生じた。目地破壊後は復元力が急激に低下する脆性的な破壊であった。一点鎖線以下の灰色の網掛けは、脚部固定治具で覆われている部分を示す。

普通補強試験体 No. 2、倍補強試験体 No. 3 は図2、図3に示す。○は目地破壊面でのピン通過位置である。試験体 No. 2 と No. 3 に関する観察事項は以下のとおりである。

a) 正側載荷時は面 C 側の目地が太線で引張破壊し強度が顕著に低下した。No. 3 では No. 2 より数段低いところで目地破壊が生じた。負側載荷時は面 A 側の目地の目開きが生じたが、No. 2 と No. 3 で大きな差異はない。

b) No. 2 では、変形角 $R=0.04$ rad 付近でピン破断音がし、強度低下が起こった。

c) 目地モルタル破壊面においてすべりが生じ、載荷終了時には破壊面より上の部分が負側に移動した。

d) 面 B の目地破壊性状は No. 2 と No. 3 で大きな変化はないが、No. 3 の面 D では No. 2 と異なり、目地破壊面が完全に階段状となった。

2.2 履歴特性の詳細

無補強試験体 No. 1 では、復元力が最大耐力 $F_U = 32.2$ kN に到達したところで目地が破壊した。それまでの変形角はほぼ0であった。目地破壊後は復元力が約3.5kNまで一気に低下し、約3.5kNの値を保持したままで変形角が進行した。目地破壊後の抵抗力は煉瓦壁の自重により生じる傾斜復元力^{1,2)}である。

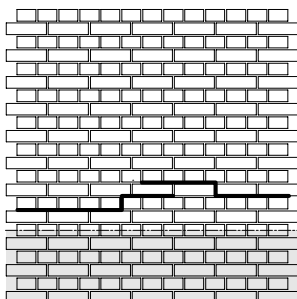


図1 No.1の目地破壊状況

普通補強試験体 No. 2、倍補強試験体 No. 3 については、図4、図5より以下の事項が読みとれる。

a) 1 サイクル目の目標制御変形角 $R=0.0025$ rad 到達前に高い弾性剛性を呈し、No. 2 では $F_U = 29.1$ kN、No. 3 では $F_U = 31.0$ kN の

最大耐力を記録した。

b) 変形角の振幅の増加に伴い強度が低下する強度劣化型の骨格曲線を持つ。ただし、最大強度直後の強度低下は、試験体 No. 1 と比較すると、大きく緩和されている。

c) 正負両側で復元力特性が異なる。特に No. 3 の負側ではエネルギー吸収がほぼ行われていない。

d) No. 3 における強度劣化の度合いは No. 1 より小さく No. 2 より大きい。

3. 考察

3.1 傾斜復元力

破壊した目地の面より上部の試験体と載荷治具の合計重量 W を 17kN とし、圧縮軸力の作用位置と壁厚の中心までの偏心距離を壁厚の半分 $0.5D$ とすれば、ロッキング回転中心と載荷点までの距離 $H (=0.9\text{m})$ 及び壁厚 $D (=0.43\text{m})$ とを用いて、傾斜復元力 F_R は次式より 4.0kN と得られる^{1,2)}。これは、試験体 No. 1 の結果と比較的良好に対応する。

$$F_R = 0.5WD/H \quad (1)$$

3.2 目地モルタル曲げ引張強度

無補強試験体 No. 1 より得られる目地モルタルの曲げ引張強度 σ_T は、壁の幅を $B (=1.42\text{m})$ とすると式(2)より $\sigma_T = 0.63\text{N/mm}^2$ となり、材料試験の結果の最小値の 1.37 倍である。

$$\sigma_T = F_U / H / (BD^2 / 6) - W / (BD) \quad (2)$$

いずれの試験体でも最大耐力に大きな差異はなく目地モルタル強度のバラツキの範囲内である。本実験では最大耐力に関して、目地モルタルの曲げ引張強度とステンレスピン強度の単純な累加は観察されなかった。しかし、その理由は明確でないため、強度の累加についてはさらなる検討が必要である。

3.3 ステンレスピン補強効果

文献2)で著者らは RC 部材の曲げ耐力評価式を参考に、以下の簡便な面外曲げ強度評価式を提案し、単調載荷時の妥当性を確認した。

$$M_p = (7/8)(l/2\sqrt{2})(T/\sqrt{2})n = 7lTn/32 \quad (3)$$

ここで M_p は耐力モーメント、 l と T はピンの長さと同強度、 n は煉瓦壁中央近傍に存在するステンレスピンの本数である。式(3)は(a)煉瓦とステンレスピンの完全付着、

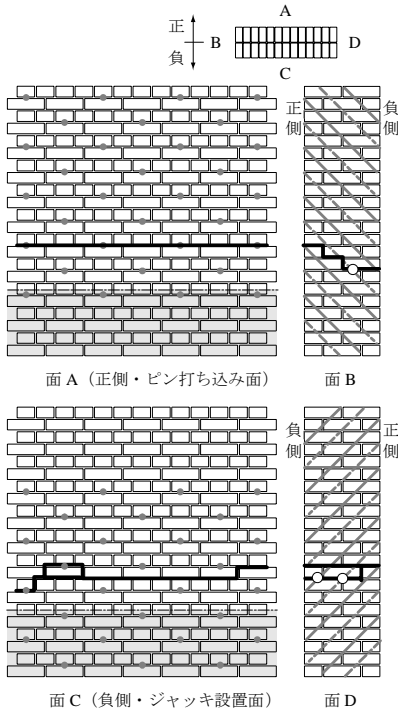


図2 試験体 No. 2 の目地破壊状況

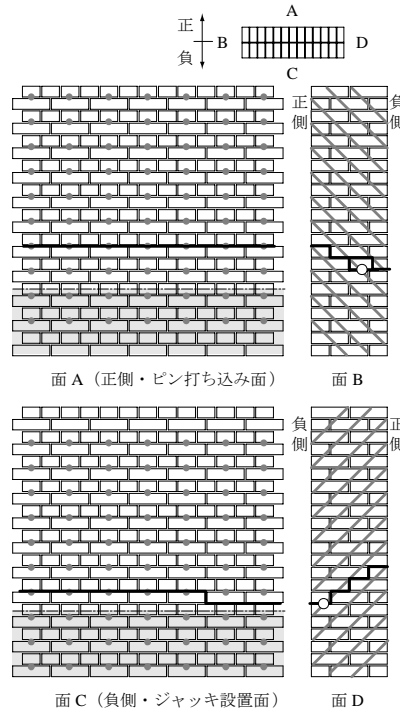


図3 試験体 No. 3 の目地破壊状況

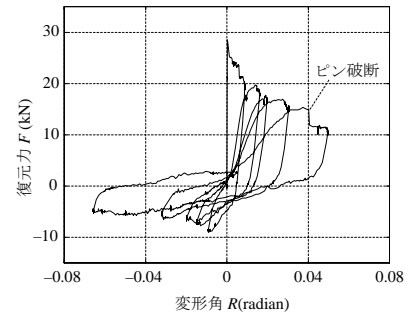


図4 試験体 No. 2 の復元力特性

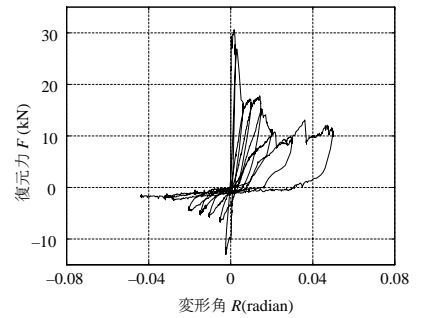


図5 試験体 No. 3 の復元力特性

(b)水平な目地モルタル破壊面, (c)平均としての壁厚中央でのピンの引張降伏という三点の仮定にもとづく. 補強壁の耐力 F_p は次式であらわせる.

$$F_p = M_p / H + F_R \quad (4)$$

$l=0.6\text{m}$, $T=14\text{kN}$ とすると, 試験体 No. 2 では $n=7$ であり $F_p=17.5\text{kN}$ となる. 試験体 No. 3 では $n=14$ であり $F_p=31.8\text{kN}$ となる.

図4より式(4)は試験体No. 2の正側の変形角 $R=0.02$ までは良好な精度で強度を予測している. しかし, 正側の $R>0.02$ の場合や, 負側の場合では危険側の評価となる. このように正側と負側で復元力特性が大きく異なる原因は, 図6(a)のように正側では式(3)のピンが引張抵抗するとの仮定が成立するが, 負側ではピンがダボのように働くために曲げやせん断で抵抗する度合いが増え, ピンの目地拘束効果が有効に働かないためと考えられる.

試験体 No. 3 では耐力評価式の予測を大きく下回り, 試験体 No. 2 よりも補強効果が低い. 本試験体では図3に示

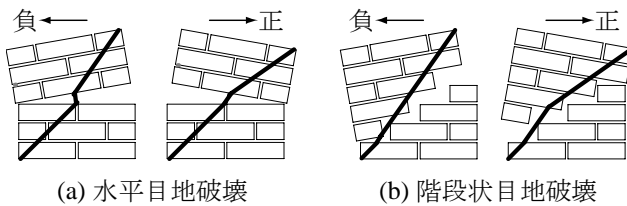


図6 正負荷荷時のピンの変形の概要

すようにピンが存在する位置を避けて階段状の目地破壊面が生じ, その傾向は試験体 No. 2 よりも顕著である. 階段状の目地破壊面が生じたのは, ピンの本数の増加に伴いピンが存在しない部分の強度が相対的に低下したためと考えられる. 階段状目地破壊が生じると, 図6(b)に示すように負側荷荷時の引張側に抵抗要素としてのピンが存在しなくなるので, 補強効果が顕著に低下する.

4. まとめ

ステンレスピン補強を施した煉瓦壁の繰返し面外曲げ実験を実施し, 以下の知見を得た.

- (1) 制御変位の正側と負側で履歴特性が大きく異なる.
- (2) ピン挿入本数の単純な増加は, 強度劣化性状を悪化させる.

謝辞

本研究に関して国土交通省より平成18年度住宅・建築関連先端技術開発助成「歴史的煉瓦造住宅・建築物のステンレスピン挿入耐震補強に関する技術開発」の補助を受けた.

参考文献

- 1) Drysdale, R.G., Hamid, A.A., and Baker, L.R.: Masonry Structures, Behavior and Design, Prentice Hall, NJ, 1993.
- 2) 荒木慶一, 吉田亘利: ステンレスピン挿入補強された歴史的煉瓦造壁体の単調荷荷面外曲げ耐力, 日本建築学会技術報告集, 第25号, 掲載決定, 2007.6.

* 京大大学院工学研究科建築学専攻
 *2 京大大学院桂インテックセンター
 *3 (独)防災科学技術研究所 兵庫耐震工学研究センター
 *4 (株)構造総研

* Dept. of Architecture and Architectural Eng., Graduate School of Eng., Kyoto Univ.
 *2 Katsura Int'tech Center, Graduate School of Eng., Kyoto Univ.
 *3 Hyogo EERC, NIED
 *4 Kozosoken Corporation