

論文 ステンレスピンにより耐震補強された組積壁の面内曲げせん断特性

多幾山 法子^{*1}・長江 拓也^{*2}・前田 春雄^{*3}・荒木 慶一^{*4}

要旨：本論文では、ステンレスピン挿入により耐震補強を施した歴史的組積造建築物の補強効果評価に関する基礎資料を得るため、静的繰返し実験を通じてステンレスピン補強壁の面内曲げせん断特性を検討する。1体の無補強試験体と2体の補強試験体に対して静的繰返し面内曲げせん断実験を実施し、ステンレスピンの挿入の有無や挿入形式が、復元力特性と崩壊モードに及ぼす影響を明らかにする。加えて、ステンレスピンの曲げ補強効果評価式と実験結果を比較し、破壊性状がステンレスピンの補強効果に及ぼす影響を考察する。

キーワード：無補強組積造、目地モルタル、ステンレスピン、履歴特性、静的繰返し曲げ、面内曲げせん断

1. はじめに

歴史的組積造建築物ではその文化的価値、特に意匠性を損なわずに耐震補強を行うことが強く望まれている¹⁾。そのため、この種の建築物の耐震補強に対しては外観保持という固有の問題に対する回答が必要であり、著者らはステンレスピンを無補強組積壁に挿入する工法（以下、**ステンレスピン補強法**と呼ぶ）による外観保持型の耐震補強法に着目し、実験に基づく研究開発を展開している^{2,4)}。ステンレスピン補強法は組積壁の目地部からステンレスピンを壁一面に打ち込む手法であり、施工後の組積壁の外観変化がほとんどない点にその特徴がある。著者らはこれまでに、ステンレスピン補強を施した組積壁を対象として、静的繰返し面外曲げ実験を行い、基本的力学特性を明らかにしてきた^{3,4)}。

本論では、面外曲げ特性と並んで重要である面内曲げせん断特性に焦点を当て静的繰返し実験を実施し、ステンレスピン補強が正負繰返し載荷時における強度劣化特性に与える影響を検討する。ステンレスピンの挿入形式については、これまでに実施物件で採用された形式と、面外曲げ実験で高い補強効果が確認された形式の二種類の形式を採用する。また、ステンレスピンによる面内曲げ補強効果の簡易評価式と本実験結果との比較を通じて、補強形式が面内曲げせん断破壊性状に及ぼす影響について考察する。

2. 実験の概要

2.1 試験体

補強方法のみが異なる3体の煉瓦壁試験体について実験を行う。図-1、図-2、表-1に試験体の概要を示す。試験体は20段のイギリス積みであり、高さは1400mm、幅は1200mmである。煉瓦単体寸法は210x100x60mmであり、目地は縦方向と横方向ともに10mmである。煉瓦には普通

煉瓦 JIS R1250 を使用する。歴史的組積造建築物の壁の構造特性を模擬するため、通常よりも砂の比率を大きくすると共に石灰を加える（水：セメント：砂：石灰=1:1:6:2）ことで強度を低減した目地モルタルを用いる。ステンレスピン挿入時の注入材として JIS A 6024-1998 適合エポキシ樹脂を用いる。補強用ステンレスピンは SUS304 で、付着特性を良くするため全長にわたりねじ切りを施す。

試験体 S-1 は無補強試験体であり、試験体 S-2 と S-3 に

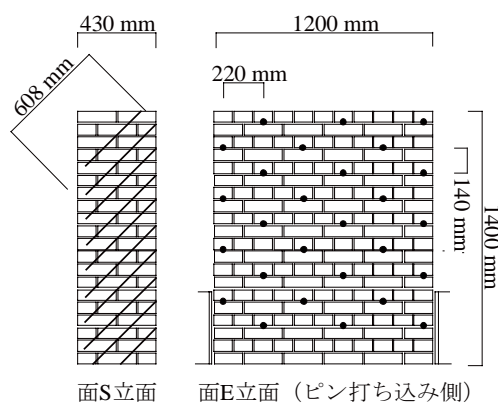


図-1 試験体 S-2 のピン挿入形式

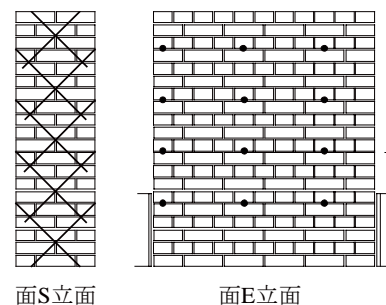


図-2 試験体 S-3 のピン挿入形式

*1 京都大学大学院 工学研究科建築学専攻 大学院生 修士（工学）（正会員）

*2 独立行政法人防災科学技術研究所 研究員 博士（工学）（正会員）

*3 （株）構造総研 技術部長

*4 京都大学大学院 工学研究科建築学専攻 准教授 博士（工学）（正会員）

表-1 試験体の分類

試験体番号	試験体名称	補強	ピン径
S-1	無補強試験体	無	/
S-2	通常補強試験体	有	φ6mm
S-3	小口クロス補強試験体	有	φ6mm

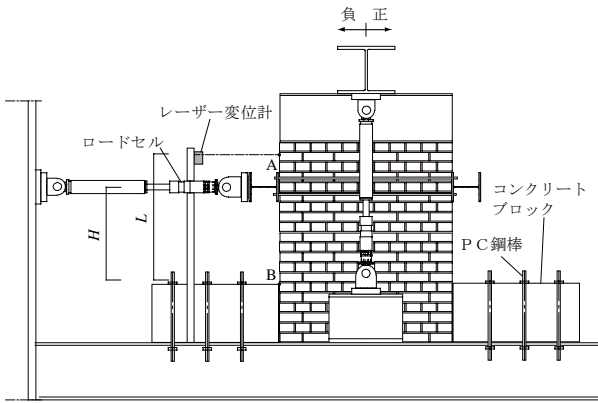


図-3 荷重方法と脚部の固定方式（面 E）

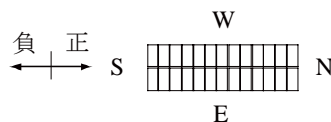


図-4 荷重方向と各立面の名称

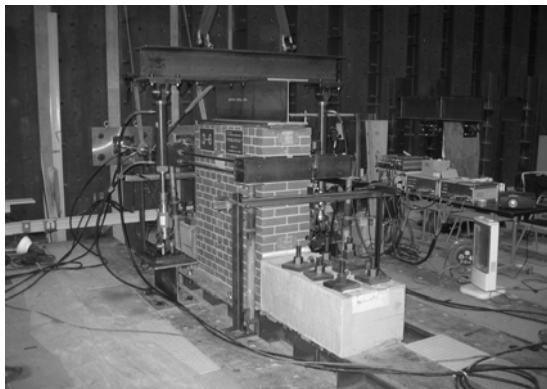


図-5 荷重装置写真

はφ6mm ステンレスピンがそれぞれ図-1 と図-2 に示すように挿入されている。図-1、図-2 の面 S 立面図における実線は、その位置で3本のステンレスピンが挿入されていることを示す。また、面 E 立面図の黒丸は、その位置からピンが挿入されていることを示す。図-1 は実施物件で採用された実績のあるピン挿入形式であり（以下、通常補強試験体と呼ぶ）、図-2 はステンレスピンを壁両側から交差（クロス）して挿入し挿入形式に対称性を持たせることで、面外方向の補強効果の向上させ

た挿入形式である（以下、クロス補強試験体と呼ぶ）。

ステンレスピン引張試験の結果、引張強度は 13.1kN、破断ひずみの下限値は 18.3%であった。また、履歴特性はほぼ完全弾塑性型で、降伏後のひずみ硬化はほとんど観察されなかった。材料試験の結果、煉瓦の圧縮強度の下限値は 42.2N/mm²であった。エポキシ樹脂の付着強度を調べるために実施したステンレスピンの引抜試験により、60mm（煉瓦 1 段分）以上の定着長があればピンの破断が先行することを確認した。

2.2 荷重・計測方法

荷重装置を図-3～図-5 に示す。図-3 は荷重装置の面 E 側からの立面図である。図-4 は試験体を上から見た図である。これらの図のように荷重方向の正負を決め、各立面を面 W、E、S、N と呼ぶ。図-5 は荷重装置の面 E と面 N 方向からの写真である。基礎フレームに計測用フレームを固定し、レーザー変位計により点 A の位置の水平変位 u を計測し、点 B から点 A の距離 L で除した値を変形角 $R=u/L$ と定義する。PC 鋼棒とコンクリートブロックを用いて、組積壁脚部を反力床に固定する。コンクリートブロックと試験体の接触面の間には、無収縮グラウトを挿入する。

反力壁に取り付けられた水平ジャッキにより、壁頂部に静的繰返し水平力を与える。コンクリートブロック上面の点 B から荷重点までの距離 H は 770 mm であり、せん断スパン比は 0.64 である。試験体の頂部では、硬質ゴムを介して壁の両側に H 形鋼を設置し、PC 鋼棒により圧着する。壁のねじり変形を避けるため、2 本の油圧ジャッキを用いて変位制御を行う。変形角 R に基づく制御とし、正負交番漸増繰返し荷重とする。 R の振幅が 0.001, 0.002, 0.003, 0.004, 0.005, 0.01, 0.015, 0.02, 0.03, 0.05(radian)となるように変位履歴を与える。

H 形鋼を介して反力床に取り付けた鉛直ジャッキにより、壁頂部に鉛直力を与える。壁頂部の上に設置された H 形鋼と試験体の間には硬質ゴムを設置する。鉛直荷重は試験体頂部に鉛直下向き 20kN の力が常にかかるように制御する。

3. 実験結果

3.1 無補強試験体 (S-1)

無補強試験体 S-1 では、図-6 の太実線と細実線で示す目地モルタルの曲げ引張破壊が生じた。ここで、太実線は初期の目地破壊位置を示し、一点鎖線以下の灰色の網掛けは、脚部固定コンクリートブロックで覆われている部分を示す。また、図-7 に無補強試験体 S-1 の復元力特性を示す。主な観察事項は以下の通りである。

(1) 破壊形式

- ・ 2 サイクル目に 7 段目の上で水平な目地破壊が生じ

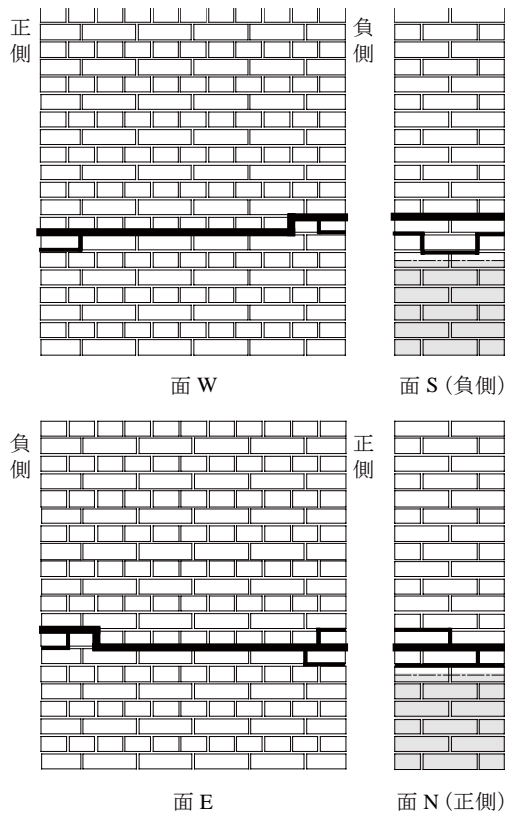


図-6 試験体 S-1 の目地破壊状況

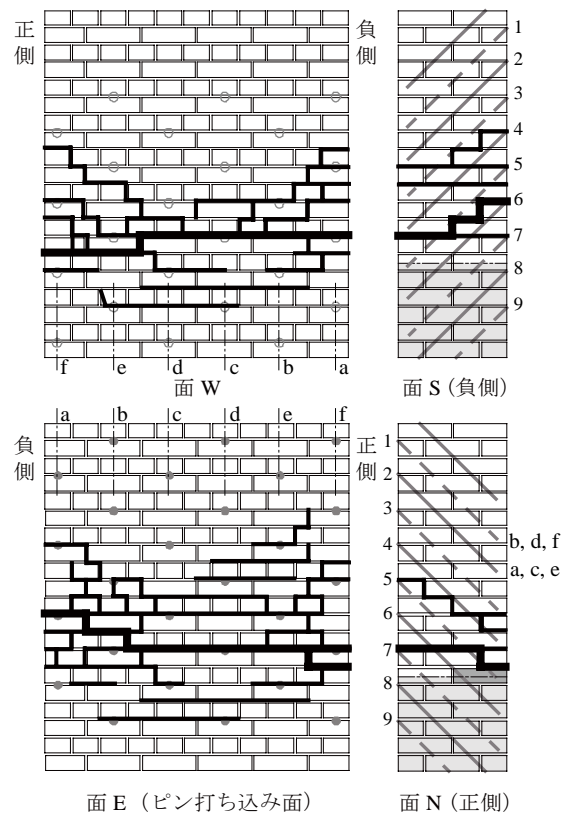


図-8 試験体 S-2 の目地破壊状況

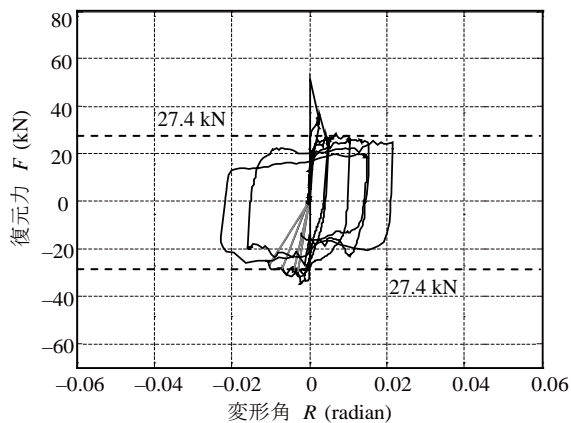


図-7 試験体 S-1 の復元力特性

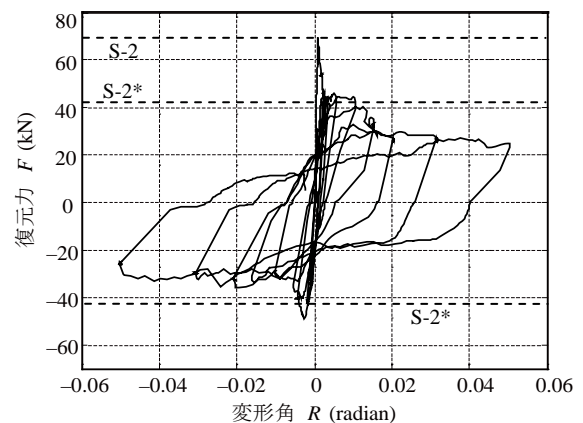


図-9 試験体 S-2 の復元力特性

た。変形角が 0.015rad に到達するまでは破壊面を基点とする回転変形が生じ、滑りは観察されなかった。

- 回転に伴う目地の離間が顕著となり、変形角が 0.015rad を越えると、破壊面において荷重方向への滑りが生じた。

(2) 履歴特性

- 高い弾性剛性を呈し、復元力が 51.6kN に到達した時点で目地が破壊し、約 23 kN まで強度が急激に低下した。目地破壊時の変形角はほぼ 0 であった。
- 図-7 の負側除荷時の灰色の線は変位を制御できなかったことを示すが、回転性が主体のときは、水平荷重 0 のときに変形角は 0 に戻った。
- 滑りが生じて以降、復元力はほぼ一定の値を示して

おり、剛塑性に近い復元力特性となった。

3.2 普通補強試験体 (S-2)

普通補強試験体 S-2 について、図-8 に目地破壊状況、図-9 に復元力特性を示す。図-8 に示す面 E の灰色の丸はピン挿入位置を表し、面 W の白丸は面 E からピンを(仮に)貫通させた場合の到達位置を表す。図-8 の a~f はピンの列番号を、1~9 はピンの行番号を示す。

(1) 破壊形式

- 図-9 は荷重終了後の面 A の目地破壊状況を示す。1 サイクル目に 6~9 段目で太線の目地破壊が生じた。滑りが生じるまでに、荷重サイクル毎に面外方向に階段状となる曲げ目地破壊が徐々に形成された。最終的には 3~13 段目の上までの間に細かく枝分かれ

した細線で示す目地破壊が生じた。

- ・ 変形角が 0.015rad で目地破壊が生じている領域の両端に若干の滑りが生じた。変形角 0.015rad では目地の目開きが観察された。
- ・ 変形角が 0.015rad を越えると明確な滑りが生じた。滑り面は初期目地破壊面で、7 段目の上であった。滑り発生後は目地の目開きは小さくなった。

(2) 履歴特性

- ・ 高い弾性剛性を呈し、復元力が 70.05kN に到達した時点で目地が破壊し、約 45kN まで強度が急激に低下した。目地破壊が生じるまでの変形角はほぼ 0 であった。
- ・ 変形角が 0.01rad 程度において、約 30kN まで強度が低下した。それ以降はほとんど強度劣化しない骨格曲線となった。
- ・ 復元力特性は正側と負側でほぼ等しい。

3.3 クロス補強試験体 (S-3)

クロス補強試験体 S-3 の目地破壊状況を図-10 に、復元力特性を図-11 に示す。

(1) 破壊形式

- ・ 2 サイクル目に 6 段目の上で壁両端に目地破壊が生じた。载荷サイクル毎に面内方向の階段目地破壊が徐々に形成され、最終的には 5~14 段目の上までの間に細かく枝分かれした目地破壊が生じ、煉瓦自体が割れた箇所が散見された。
- ・ 変形角が 0.02rad までは目地破壊が生じても、明確な滑りは生じなかった。一方、変形角が 0.02rad を越えると滑りが生じた。滑り面は 6 段目の上の目地破壊面であった。滑りが発生してからも明確な目地の目開きが観察された。

(2) 履歴特性

- ・ 高い弾性剛性を呈し、復元力が 63.12kN に到達した時点で目地が破壊した。直後の急激な強度劣化は観察されず、次の载荷サイクル時に約 45kN まで強度低下が生じた。目地破壊が生じるまでの変形角はほぼ 0 であった。
- ・ 滑りが生じて以降も目地の目開きを伴う曲げ回転変形とともに耐力はほぼ一定の値を示し、紡錘型の履歴を描いた。
- ・ 復元力特性は正側と負側でほぼ変わらない。

4. 考察

4.1 目地モルタル曲げ引張強度

試験体 S-1 では、目地破壊により急激な耐力劣化が生じ、このときの復元力が最大耐力となっている。この最大耐力が目地モルタルの曲げ引張破壊により決まった値であると考え。目地モルタルの曲げ引張強度 σ_T は、

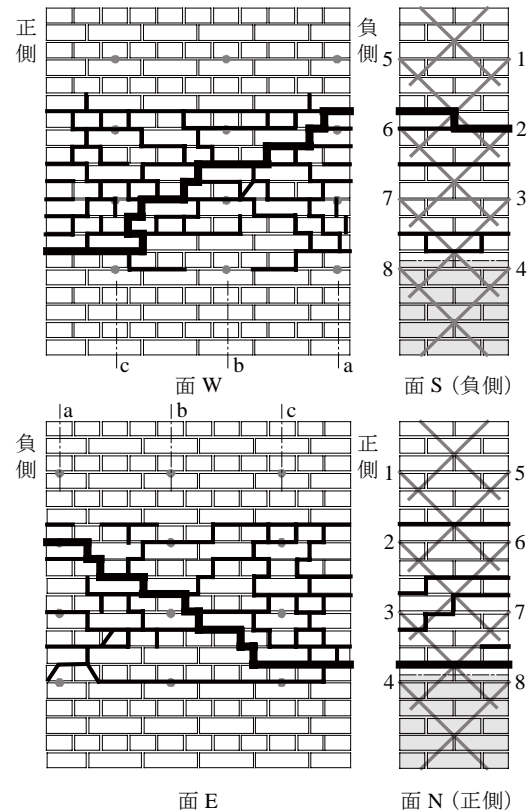


図-10 試験体 S-3 の目地破壊状況

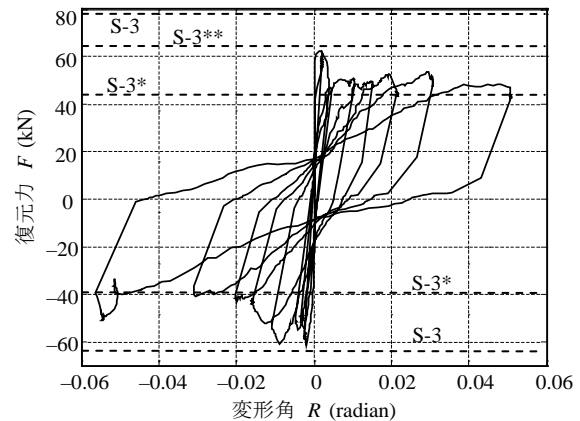


図-11 試験体 S-3 の復元力特性

このときの最大耐力 F_u を用いて以下のように表せる。

$$\sigma_T = \frac{F_u H}{B^2 D / 6} - \frac{W}{BD} \quad (1)$$

ここで W は目地破壊面より上部の重量、 B は壁の幅、 D は壁厚、 H は目地破壊面から载荷点までの距離である。 $W=35.1\text{kN}$ 、 $B=1.20\text{m}$ 、 $D=0.43\text{m}$ 、 $H=0.77\text{m}$ を式(1)に代入すると $\sigma_T=0.317\text{N/mm}^2$ となる。この値は曲げ実験³⁾の 1/2 程度である。本試験体では目地条件が実際の壁になるべく近くなるように、目地モルタルに含まれる砂の比率を変化させ、さらに石灰を加えることで低強度化を図っており、その効果が確認できる。

4.2 傾斜復元力

目地破壊部より上部の重量 W に起因する水平方向復

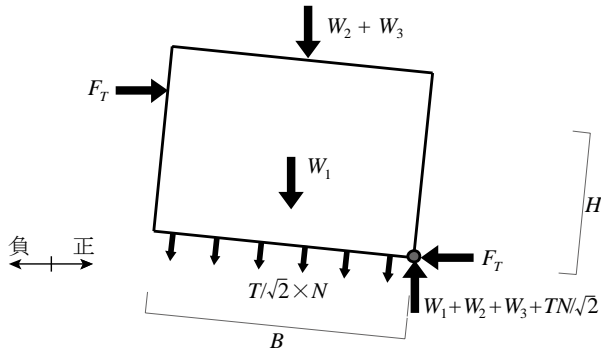


図-12 目地破壊面上部の自由体に作用する力

元力は傾斜復元力と呼ばれる。目地破壊箇所より上部の試験体重量を W_1 、载荷治具の重量を W_2 、鉛直ジャッキによる鉛直力を W_3 とすると $W = W_1 + W_2 + W_3$ となる。図-12 の目地破壊面上部の自由体に関するモーメントの釣合において、ステンレスピンの耐力 T が 0 であるとすると、傾斜復元力 F_R は次式のように表せる^{2,4)}。

$$F_R = \frac{WB}{2H} \quad (2)$$

$W_2 = 4.7\text{kN}$ 、 $W_3 = 20\text{kN}$ であり、試験体により目地破壊状況が異なるため W_1 も異なる。簡単のため 6 段目上での目地破壊面を仮定すると、 $W_1 = 10.4\text{kN}$ 、 $F_R = 27.4\text{kN}$ となる。なお、試験体 S-3 では階段状目地破壊が多数生じたため、目地破壊面が不明確である。そのため、図-10 の初期目地破壊面を基準として $W_1 = 8.6\text{kN}$ の場合についても考える。この場合は $F_R = 25.9\text{kN}$ となるが、 $W_1 = 10.4\text{kN}$ の場合との差異はわずかである。

試験体 S-1 の傾斜復元力を図-7 中に破線で示す。滑りが生じる以前の耐力は、式(2)の傾斜復元力との間に良好な対応が見られる。

4.3 ステンレスピン補強効果

本節ではステンレスピン補強により目地破壊後も曲げ変形が卓越したことを踏まえ、曲げ補強耐力 F_T について考察する。図-12 の力の釣合より、傾斜復元力 F_R を用いて F_T は以下の式(3)で表せる。

$$F_T = F_p + F_R \quad (3)$$

ここで F_p は以下の式(4)で定義され、ロッキング回転中心周りのピン耐力によるモーメントを H で除した値であり、ピン挿入による補強効果を表す。

$$F_p = \frac{T \sum_{k=1}^M N_k L_k}{\sqrt{2}H} \quad (4)$$

ここで k はピン挿入列の番号、 N_k は第 k 列目のピンの中で目地破壊面を通過し、付着破壊などが生じず補強効果があるものの本数、 L_k は第 k 列目のピン挿入面とロッキング回転中心点との距離、 M はピン挿入列数である。材料試験結果より $T = 13.1\text{kN}$ である。試験体 S-2 では (L_a ,

表-2 試験体の耐力

試験体	F_R (kN)	F_p (kN)	F_T (kN)
S-1	27.4	0	27.4
S-2	27.4	43.2	70.6
S-2*	27.4	14.4	41.8
S-3 (正)	27.4	51.3	78.7
S-3 (負)	27.4	35.3	62.7
S-3* (正)	27.4	17.1	44.5
S-3* (負)	27.4	11.8	39.2

L_b, L_c, L_d, L_e, L_f) = (0.05, 0.27, 0.49, 0.71, 0.93, 1.15)m であり、試験体 S-3 の正側では (L_a, L_b, L_c) = (0.27, 0.71, 1.15)m である。なお、図-12 で N はピン挿入本数の合計であり、 T を $\sqrt{2}$ で除しているのは、ピンを面外 45 度方向に挿入しているため、その妥当性は文献 2), 3) において確認している。

式(3)の補強効果評価式に基づき、ピンの補強効果と破壊性状の関係について考察を行う。全てのピンが有効に働いていると仮定すると、試験体 S-2 では $N_k = 1$ 、 $F_p = 43.2\text{kN}$ となり、試験体 S-3 では $N_k = 2$ となり、正側載荷時は $F_p = 51.3\text{kN}$ 、負側載荷時は $F_p = 35.3\text{kN}$ となる。これらの結果を表-2 に示す。また、試験体 S-2 と試験体 S-3 の F_T を図-9 と図-11 中に破線で示す(負側の F_T は縦軸の表示域外であり、表示されていない)。このように全てのピンに補強効果があると仮定すると、耐力評価値が実験値を大幅に超えるが、その原因はピンが存在しない目地破壊面の発生やピンの付着破壊であると考えられる。以下では、破壊性状と耐力評価式で有効に働いていると仮定するピンの本数の関係に基づき、この考察の具体的根拠を示す。

試験体 S-2 の正側載荷時には、1 サイクル目に面 S において、図-8 の太線で示すように a 列の 4 行と 6 行のピンを避けて目地破壊が生じた。図-8 の面 S 及び面 N における灰色実線は a, c, e 列のピンの挿入位置を、灰色破線は b, d, f 列のピンの挿入位置を示す。载荷を繰り返す毎に付着破壊が進行し、面 E で a, b, e, f 列のピン周辺の煉瓦で破壊が観察された。更に、面 N ではピンを避けた目地破壊は生じていないが、f 列の 5 行のピンと灰色煉瓦との定着が 14mm 程度しかないため、付着破壊が生じたと考えられる(ピンの引抜試験より、ピンの定着長さが 30mm 以下であれば、ピンの塑性化よりもピン周辺の煉瓦破壊が先行することを確認している)。これらの観察結果に基づいて a, b, e, f 列のピンが有効に働いていないと考え $N_a = N_b = N_e = N_f = 0$ と $N_c = N_d = 1$ を仮定すると、 $F_p = 14.4\text{kN}$ 、 $F_T = 41.8\text{kN}$ となり、 $R < 0.01$ の範囲の実験結果と整合する耐力が得られる。負側載荷時の変形角が 0.005rad 以下の範囲についても同様である。これらの F_p と F_T を表-2 に S-2* として示し、 F_T を図-

9 に破線で示す。変形角が上記の範囲を超えて増加すると、ピンが存在しない目地破壊面の発生やピンの付着破壊が進行し、全てのピンで補強効果が無くなると考えれば、 F_T は傾斜復元力 F_R と一致し実験結果と整合する。

試験体 S-3 に関しては、正側載荷時において耐力の予測値が実験値を大幅に上回る。一方、初期のひび割れが形成された時点で正側載荷時の目地破壊面が、負側に偏って挿入されている a 列付近の煉瓦間で生じたことが確認されている。そこで、 $N_a=1, N_b=N_c=2$ とする、 $F_p=37.4\text{kN}$ 、 $F_T=64.8\text{kN}$ は、変形角 0.003rad 程度までの実験結果と整合する値となり、a 列のピンの応力伝達が半分程度になっていたことが示唆される。これを S-3** とし、 F_T を図-11 中に破線で示す。変形角が 0.003rad を越えると、a、c 列のピン周囲の煉瓦において破壊が顕著となった。これを反映し、 $N_a=N_c=0, N_b=2$ とする。結果、正側で $F_p=17.1\text{kN}$ 、 $F_T=44.5\text{kN}$ 、負側で $F_p=11.8\text{kN}$ 、 $F_T=39.2\text{kN}$ となり実験結果と整合する。傾向として、面内方向の斜め階段状破壊の影響が少ない中央列のピンの応力伝達は確保されるといえる。この場合を S-3* とし表-2 及び図-11 中に示す。

4.4 せん断抵抗

変形角 0.015rad 以降に滑りが卓越した無補強試験体 S1 試験体において、該当するサイクルにおける滑り時の平均的せん断力は約 20kN (上限 25kN) で、この値を F_F 、鉛直力 W を 4.2 節の考察から 35kN とすれば、最大静止摩擦係数 μ は式(5)よりの関係から約 0.6 となる。

$$F_F = \mu W \quad (5)$$

試験体 S-1 においては、目地破壊後も直ちに滑りが生じず、破壊面周りの回転が生じ、このときのせん断抵抗が傾斜復元力よりも高かったことを意味している。傾斜復元力は 27kN で滑り時の摩擦抵抗よりも大きく、目地破壊面におけるかみ合い効果が付加的に与えられている。約 0.015rad の変形角で滑りが生じたのは、回転による目開きにより、かみ合いの有効面積が減じられた結果である。最初の滑りにより、破壊面凹凸のかみ合いが消失することで、以降は、傾斜復元力よりも小さい摩擦抵抗を伴う滑り履歴に移行したと解釈できる。試験体 S-2 と S-3 においては、滑りが生じて目地の目開きによる曲げ変形が生じ、上記の摩擦係数を超えるせん断力を維持する。これは、ピンのダボ効果により、せん断力抵抗が付加されるためである。

5. まとめ

せん断スパン比 0.64 の無補強煉瓦壁、片面から平行にピンを挿入した煉瓦壁、両面から交差してピンを挿入した煉瓦壁の静的繰返し面内曲げせん断実験を実施し、以下の知見を得た。

- (1) 無補強試験体では、まず壁脚目地部の面内曲げ破壊ののちに回転変形が卓越し、目地破壊後の耐力と傾斜復元力との間に良好な対応が見られた。変形角が約 0.015rad を超えると目地破壊面でのかみ合い効果を消失し、摩擦係数約 0.6 の滑り破壊に移行する。
- (2) ピンを片面から挿入した試験体では、まず壁脚部で目地部の面内曲げ破壊が生じ、その後は徐々に階段状に目地破壊が分散して進行するが、面外方向にも階段状にピンを避ける目地破壊が生じる。補強効果評価式に基づく考察によると、変形角が 0.01rad 以下では試験体中央 2 列のピンのみが補強効果を持つが、それを超えると、上記 2 種類の目地破壊及び付着破壊の進行が進み、全てのピンの補強効果が無くなったと考えられる。
- (3) ピンを両面から挿入した試験体では、面内斜め 45 度方向に目地部の階段状破壊が生じるが、面外方向の階段状破壊は生じない。ピンの耐力評価式に基づく考察によると、変形角が 0.04rad を超えるような大変形領域に至るまで、中央列のピン補強効果が保持されたと考えられる。

今後は、せん断スパン比と軸力比を実験変数として同様の実験を実施し、補強煉瓦壁の有限要素モデルを構築する際の基礎実験データを取得・整理する予定である。

謝辞

本研究に関して国土交通省より平成 19 年度住宅・建築関連先導技術開発助成「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」、財団法人竹中育英会より第 46 回建築研究助成「歴史的煉瓦造建築物のピンニング耐震補強」の補助を受けた。

参考文献

- 1) 日本コンクリート工学協会：建築・土木分野における歴史的建造物の診断・修復研究委員会報告書，2007.6
- 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載荷面外曲げ耐力，日本建築学会技術報告集，第 25 号，pp.147-152，2007.6
- 3) 多幾山法子，長江拓也，前田春雄，荒木慶一：ステンレスピンにより耐震補強された組積壁の面外曲げ特性，日本コンクリート工学年次論文集 Vol.29，pp.1567-1572，2007
- 4) 多幾山法子，吉田亘利，長江拓也，前田春雄，喜多村昌利，荒木慶一：ステンレスピンにより耐震補強された組積壁の繰返し面外曲げ特性，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2，pp.885-888，2007