

論文 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

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

要旨：無補強組積造建造物の破壊は目地モルタルでの引張破壊が支配的である。本論文では、目地モルタル引張破壊後の内部引張抵抗要素として、ステンレスピンを無補強組積壁に挿入する耐震補強法の信頼性向上へ向けて、静的繰り返し面外曲げ実験を実施し、ステンレスピン補強と破壊形式の関係を検証し、その強度と変形性能を評価する。

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，静的繰り返し曲げ

1. はじめに

我国には明治や大正に建設された組積造の歴史的建造物が多数存在する¹⁾。この種の建造物の組積壁は一般に無補強であり、その耐震性能は必ずしも十分でない。東海・東南海等の巨大地震の発生が高い確率で予測される現実を踏まえれば、無補強組積壁の耐震安全性確保は歴史的組積造建造物の保存や再利用に当たっての最重要課題である。一方、歴史的建造物ではその文化的価値、特に外観や内観等の意匠性を損なわずに補強する必要性が高いため、鋼製ブレース増設等の一般補強法を適用できない場合が多い。

本研究で対象とするステンレスピン補強法は、煉瓦壁目地部からステンレスピンを斜め下向き45度方向に壁一面に打ち込む手法で(図-1)、施工が容易で施工後も外観が変化しないという優れた特徴を持ち(図-2)実施例も存在する。補強後の組積壁はRC部材のように圧縮と引張の抵抗要素で構成され、複合部材としての力学特性にもとづく耐震性が付与される。しかし、45度方向にピンを打つという特性をふまえた耐震性評価に関する研究資料は見当たらず、新規建築物に対する鉛直・水平方向鉄筋の設計式²⁾を援用した評価しか行えない状況にある。

こうした中、著者らは、舞鶴市が保有する明治時代に建設された歴史的煉瓦造倉庫のレトロ



図 - 1 ステンレスピン挿入時



図 - 2 ステンレスピン挿入後

フィットプロジェクトを通じて、ステンレスピン補強を施した煉瓦壁の補強効果確認実験を行う機会に恵まれ、ステンレスピン補強後の煉瓦壁の曲げ特性と破壊形式に関する基礎的な知見を得た³⁾。ただし、当実験の載荷形式は、単純支持の一方方向単調載荷に限定されており、著者ら

*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)

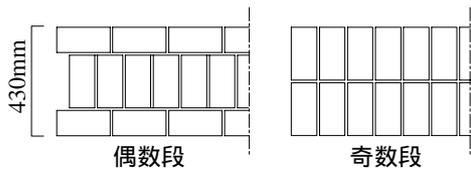


図 - 3 イギリス積の煉瓦組み

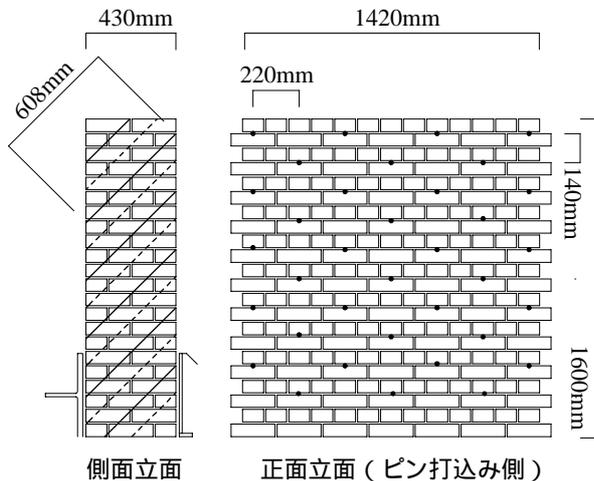


図 - 4 試験体 No. 2 のピン挿入形式

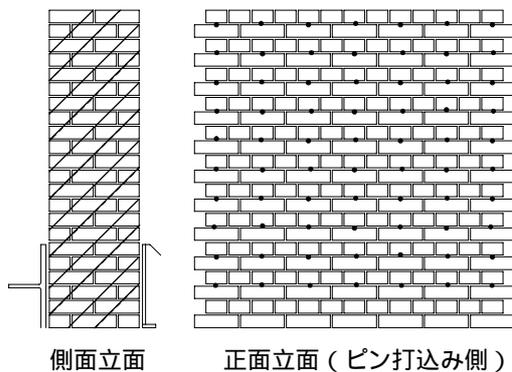


図 - 5 試験体 No. 3 のピン挿入形式

の知る限り、繰返し履歴特性やそれにまつわる破壊形式についての情報は皆無である。

本論では、ステンレスピン補強を施した実寸規模の煉瓦壁を対象として、最大強度のみならず正負繰返し載荷時における強度劣化特性に至るまでを実験を通じて検討し、破壊形式に基づく基本的力学特性の評価を行う。実状の壁脚により近い境界条件を再現すべく片持ち支持形式の載荷形式を採用する。また、著者らが提案した簡易強度評価式³⁾による計算値と実験結果との比較も行う。本論は、「組積造建造物に対する

信頼性の高いステンレスピン補強法の提案を目指す研究開発プロジェクト」の端緒に位置づけられる。そこで、ステンレスピンの挿入形式については既に施工されたものに焦点を絞り、その基本力学的性状の解明を第一課題とする。

2. ステンレスピン補強と実験の概要

2.1 ステンレスピン補強

鉄筋でなくステンレスピンを補強材として用いるのは、主として補強材の耐久性の面での要請による。ステンレスピン補強では、(1)雨などによる水分に対する防水性、(2)ドリルによる穴あけ及びエポキシ樹脂注入等の施工性の観点から、建物内側から一方向下向き 45 度方向にピン挿入するのが一般的である。本実験では、これらを忠実に再現し、意図的に面外曲げ特性の非対称性を試験体に付与する。ステンレスピン挿入の具体的な施工手順は文献 3)を参照されたい。

2.2 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 - 3 ~ 図 - 5 に試験体の概要を示す。試験体は図 - 3 に示すように 22 段のイギリス積みであり、高さは 1600mm、幅は最短部が 1420mm で最長部が 1530mm、厚さが 430mm 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。目地モルタルは、歴史的な組石造壁を模擬するため、通常よりも砂の比率を大きく (セメント : 砂 = 1:4.5) することにより引張強度を低減したものをを用いる。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、附着性を良くするため全長に渡りねじ切りを施してある。

試験体 No. 1 は無補強であり、試験体 No. 2 と No. 3 には $\phi 6\text{mm}$ ステンレスピンが、それぞれ、図 - 4 と図 - 5 に示すように挿入されている。図 - 4 が既に実施物件で採用されているピン挿入形式であり (以下、通常補強試験体と呼ぶ)、図 - 5 は挿入するステンレスピンの本数を増加さ

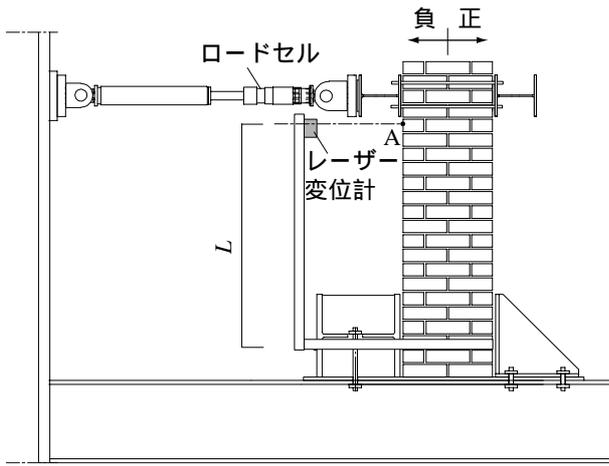


図 - 6 荷重方法と脚部の固定方式

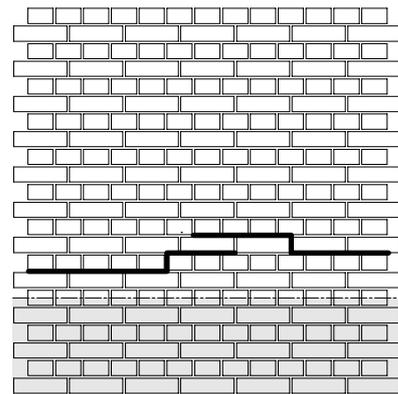


図 - 7 試験体 No. 1 の目地破壊状況

せることにより，補強効果の向上を試みたピン挿入形式である（以下，倍補強試験体と呼ぶ）。図 - 4 の側面の立面図における実線は，その位置で 4 本のステンレスピンが挿入されていることを示し，点線は 3 本のステンレスピンが挿入されていることを示す。図 - 5 の実線は 7 本のステンレスピンの挿入をあらわす。

ステンレスピンの引張試験の結果，引張強度は 14.5kN，破断ひずみは 9 % 以上であった。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，煉瓦の圧縮強度は 44.9N/mm² 以上，目地モルタルの曲げ引張強度は 0.46N/mm² 以上であった。エポキシ樹脂の付着強度を調べるためにステンレスピンの引抜試験を行った結果，100mm（煉瓦 1 段分）以上の定着長さがあればピンの破断が先行することを確認した。

2.3 荷重・計測方法

荷重装置を図 - 6 に示す。基礎フレーム上の組積壁脚部を，スチフナーで補剛した山形鋼と H 形鋼で固定し，反力フレームに取り付けられる両端ピンの油圧ジャッキにより壁頂部に水平力を与える。鋼材と試験体の接触面の間には，無収縮グラウトを挿入する。頂部は H 形鋼を壁の両側に硬質ゴムを介して設置し，PC 鋼棒により圧着する。壁のねじり変形を避けるため，壁頂部に圧着した H 形鋼の片側へ，2 本の油圧ジャッキを接続する。

壁の剛体回転を除いた正味の変形を計測するため，図 - 6 のように試験体最下端から上三段目に計測用フレームを固定し，計測用フレームからレーザー変位計により点 A の高さの水平変位 u を計測する。この水平変位 u を計測フレーム固定位置から変位計設置位置の距離を L で除した値を変形角 $R=u/L$ と定義する。

無補強の試験体 No. 1 では，最大強度の確認を主目的とし一方向単調荷重とする。ステンレスピンを挿入した試験体 No. 2 および No. 3 については，変形角 R に基づく変位制御とし，正負交番漸増繰返し荷重とする。 R の振幅が 0.0025，0.005，0.01，0.015，0.02，0.03，0.05(radian)となるように変位履歴を与える。

3. 実験結果

3.1 無補強試験体 (No. 1)

(1) 破壊形式の概要

無補強の試験体 No. 1 では，図 - 7 の太実線に示す目地モルタルの引張破壊が生じた。ここで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。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。

(2) 履歴特性の詳細

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。目地破壊が生じる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 3.5 kN まで一気に低下し，その後は約

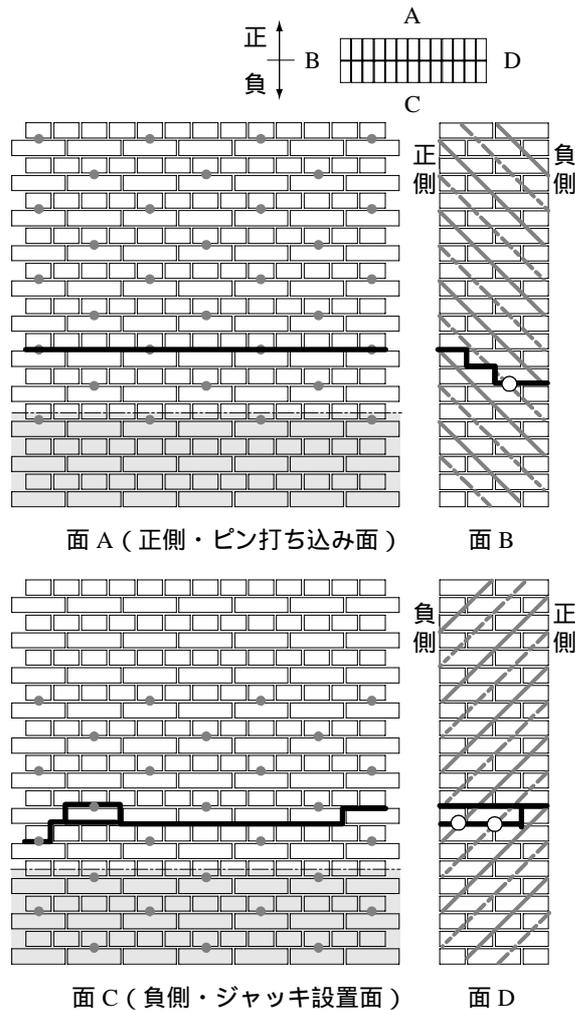


図 - 8 試験体 No. 2 の目地破壊状況

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 4.1 節で説明するように煉瓦壁の自重により生じる傾斜復元力^{2,3)}である。

3.2 普通補強試験体 (No. 2)

(1) 破壊形式の概要

- 正側載荷時は図 - 8 の太線のように面 C 側の目地が引張破壊し強度が顕著に低下した。一方、負側載荷時は面 A 側の目地で顕著な目開きが観察された。図中の白丸は目地破壊面におけるピン通過位置をあらわす。
- 変形角 0.04 (radian) 付近でピンの破断音が確認され、それに伴う強度低下がみられた。
- 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 (面 C 側) に移動していた。

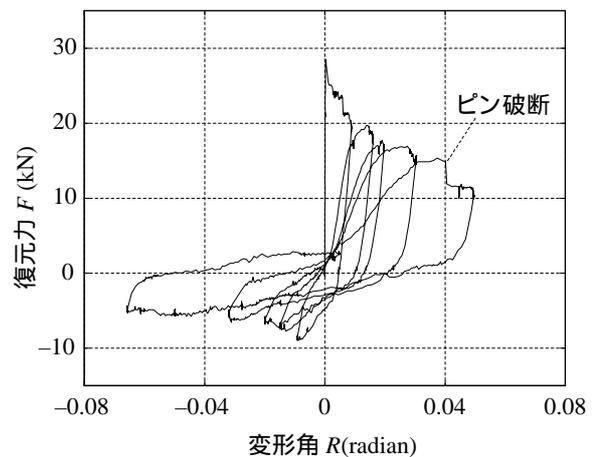


図 - 9 試験体 No. 2 の復元力特性

(2) 履歴特性の詳細

図 - 9 より以下の事項が読みとれる。

- 1 サイクル目の目標制御変形角 $R=0.0025$ rad に達する以前に高い弾性剛性を呈し、 $F_U = 29.1$ kN の最大耐力を記録した。
- 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、最大強度直後における強度低下は 5 kN 程度であり、無補強の試験体 No. 1 の場合の低下 (約 30kN) と比較すると、劣化の度合いは大きく緩和されている。
- 正側と負側で復元力特性が大きく異なる。変形角 R が 0.02 rad の場合を例にとると、正側強度が 17 kN 程度であるのに対し、負側ではその半分の 8 kN 程度となっている。

3.3 倍補強試験体 (No. 3)

(1) 破壊形式の概要

- 正側の水平変位を与えた場合、図 - 10 の太線に示す位置で、面 C 側の目地破壊が生じた。試験体 No. 3 では試験体 No. 2 の場合と比較して、1 段から 3 段低めのところで目地モルタルの破壊が生じている。
- 負側に水平変位を与えた場合、図 - 10 のように面 A 側の目地の目開きが生じた。面 C 側と異なり面 A 側の目地破壊線については、試験体 No. 2 と比較して大きな差異は観察されなかった。

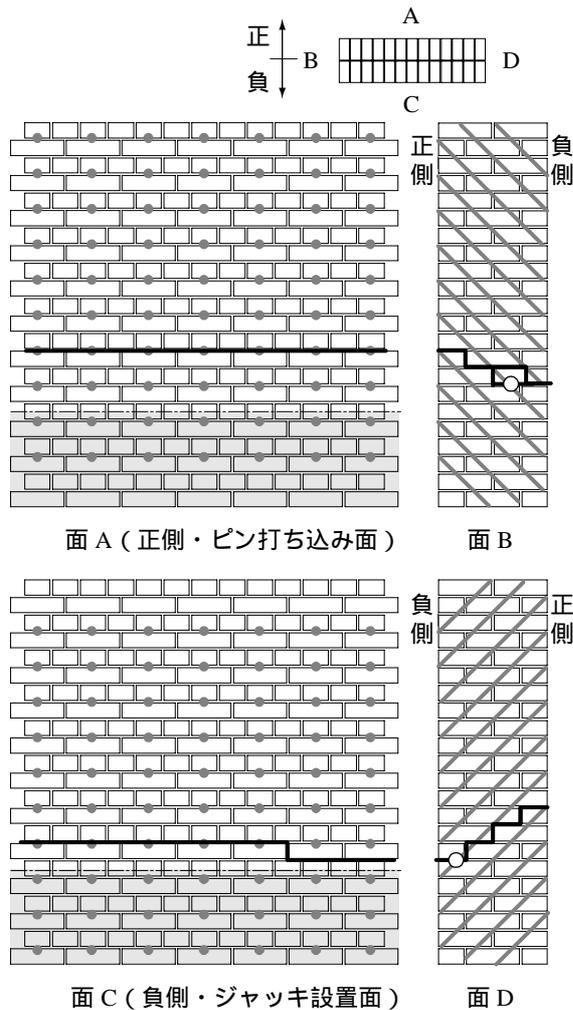


図 - 10 試験体 No. 3 の目地破壊状況

- 面 B の目地破壊性状は試験体 No. 2 と No. 3 で大きな変化はなかった。一方、試験体 No. 2 の面 D ではほぼ水平な目地破壊が生じたのに対し、試験体 No. 3 の面 D では完全に階段状となる目地破壊面が観察された。
- 試験体 No. 3 でも目地破壊面ですべりが生じ、載荷終了時には破壊面より上部が負側（面 C 側）に移動していた。

(2) 履歴特性の詳細

- 試験体 No. 2 の場合と同様に、1 サイクル目の目標制御変形角以前に $F_U = 31.0\text{kN}$ の最大耐力を記録した。
- 試験体 No. 2 と同様に、正側と負側で復元力特性が異なる。特に負側ではエネルギー吸収がほとんど行われていない。

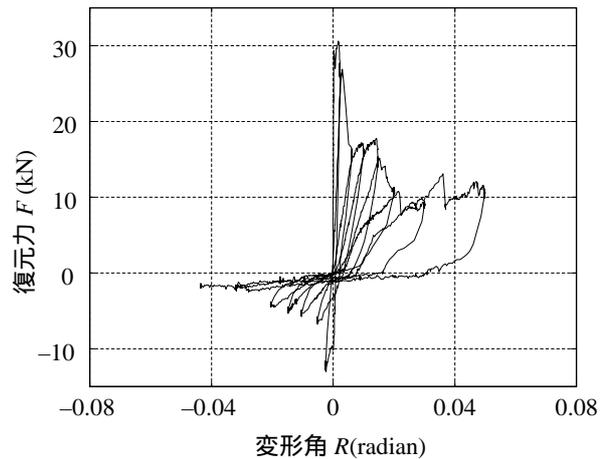


図 - 11 試験体 No. 3 の復元力特性

- 強度劣化の度合いは試験体 No. 1 により小さいが、試験体 No. 2 よりも大きかった。

4. 考察

4.1 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^{2,3)}。これは、試験体 No. 1 の結果と比較的良好に対応する。

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

4.2 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。

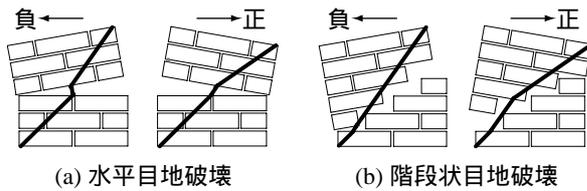


図 - 12 正負載荷時のピンの変形の概要

4.3 ステンレスピン補強効果

文献 3)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 はピンの長さで強度、 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、(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 - 9 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 - 12(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。なお、大振幅時では完全付着の仮定が成立しない可能性がある。

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 - 10 に示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 - 12(b)に示すように負側載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。

5. 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。この理由は、片側の載荷方向ではピンが主として引張で抵抗するものの、反対側の載荷方向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加し、目地拘束が有効に機能しないためである。
- (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うる。これは、挿入本数の増加により、ピンが通っていない部分の目地強度が相対的に低下して階段状の目地破壊面が発生し、片側の載荷時の引張側で抵抗要素のピンが存在しなくなることによる。

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」の補助を受けた。

参考文献

- 1) 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：歴史的建造物の診断・修復に関するシンポジウム委員会中間報告・シンポジウム論文集，日本コンクリート工学協会，2006.6
- 2) Drysdale, R.G., Hamid, A.A., and Baker, L.R.: Masonry Structures, Behavior and Design, Prentice Hall, NJ, 1993.
- 3) 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，掲載決定，2007.6.