

ステンレスピン挿入による歴史的組積造建造物の耐震改修

－その1 補強煉瓦壁の繰返し面外曲げ実験－

SEISMIC RETROFIT OF HISTORIC MASONRY CONSTRUCTIONS
BY INSERTING STAINLESS PINS

－ Cyclic out-of-plane flexural experiments of reinforced brick walls Part I －

多幾山 法子^{*1}, 長江 拓也^{*2}, 前田 春雄^{*3}, 喜多村 昌利^{*4}
吉田 亘利^{*5}, 荒木 慶一^{*6}*Noriko TAKIYAMA, Takuya NAGAE, Haruo MAEDA,
Masatoshi KITAMURA, Nobutoshi YOSHIDA and Yoshikazu ARAKI*

This paper reports the results of cyclic out-of-plane flexural experiments of brick wall specimens, reinforced by inserting stainless pins. Inserting stainless pins into unreinforced masonry walls is a technique suitable for the seismic retrofit of historic masonry constructions because of not only its lower cost and shorter construction period but also no external aesthetic alternations. Through the experiments, we examine the effectiveness of the retrofit method currently in use, present a simple design formula for evaluating the effect of the reinforcement, and determine the pattern of inserting stainless pins that has more stable reinforcing effect.

Keywords : unreinforced masonry, seismic strengthening, mortar joint, stainless pin, restoring force characteristics, cyclic flexural loading

無補強組積造, 耐震補強, 目地モルタル, ステンレスピン, 復元力特性, 繰返し曲げ

1. 序

近年, 豊かな街づくりや美しい景観形成による地域の活性化が, 我国の都市政策における重要課題として取り上げられている¹⁾。このような課題に対して, 地域の歴史を象徴する文化財的価値を有する建造物の活用は有効な処方箋である。ところが国宝や重要文化財に指定された建造物は修復等に関する規制や費用の問題のため活用が難しく, 手がつけれないまま放置される例が多かった。このような状況を打開するため, より緩やかな規制の下で幅広く保護の網をかけることを目的として, 1996年に登録文化財制度が制定された。それ以降, 登録文化財に登録される建造物は急増し, 組積造だけでも180件を超える登録が行われている²⁾。

こうした流れの中で, 歴史的組積造建造物を文化施設や商業施設として再生・活用する動きが活発化している。近年, 直下型地震が頻発していることや, 今後, 東海, 東南海, 南海地震等の海洋型巨大地震が発生することが高い確率で予測されている事実を踏まえれば, 耐震安全性の確保は歴史的組積造建造物の再生と活用に当たったの最重要課題の一つである。そのため, 歴史的組積造建造物の耐震改修技術に関して, これまでのように個別建物毎の場合当たりの対応ではない体系的な技術開発が強く求められている³⁾。

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ない耐震改修が求められる。また, 通常の建築物と比較して,

補強材には高い耐久性が必要となる。無補強組積造建造物の耐震改修の方法には様々なものがあるが²⁻⁷⁾, 上記の制約のため歴史的組積造建造物の耐震改修に適した補強方法は必ずしも多くはない。無補強組積造建築物の耐震改修では, 補強効果が高く経済的な鉄筋コンクリート壁, 鋼製ブレース, 鋼板などの増設や付設が広く用いられる。また, 組積造壁の表面を鋼製メッシュや繊維補強シートで覆う手法も提案されている。しかし, これらの補強法では建造物の内観や外観の変更が避けられないため, その適用には限界がある。

意匠性を保てる手法として表1のように幾つかのものがあるが, それぞれ, 長所と短所を抱えている。免震装置を基礎部に組み込む方法では建造物をそのまま, もしくはわずかな補強のみで保存できるという利点があるが, クリアランス確保の為に外観変更や工費等の面から採用できない場合も多く, 汎用的手法とは言えない面がある。壁頂部からコアドリルで鉛直方向にコア孔を開け, PC鋼棒をコア孔に挿入して組積造壁にポストテンションを導入する手法は, 組積造壁の意匠を変更することなく耐震性を向上することができ, 免震工法と比較して汎用性が高い。しかし, 張力の管理が難しく屋根の撤去・基礎工事・長尺コア穿孔などに要する工費や工期, 煉瓦の圧縮強度が著しく低い場合の適用性などが課題となる。エポキシなどの接着材を組積造壁に注入する手法は簡便であるが, 接着剤の充填を確認するのが難しく, 目地の劣化が著しい場合は補強効果のバラツキが大きい。壁頂部から

^{*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)

^{*2} 独立行政法人防災科学技術研究所 研究員・博士(工学)

^{*3} 株式会社総研 技術部長

^{*4} 株式会社総研 設計部長

^{*5} 京都大学大学院工学研究科桂インテックセンター 技術職員

^{*6} 京都大学大学院工学研究科建築学専攻 准教授・博士(工学)

Graduate Student, Dept. of Architecture and Architectural Eng., Kyoto Univ., Mr. Eng.

Researcher, National Research Institute for Earth Science and Disaster Prevention, Dr. Eng.

Chief Engineer, Kozosoken Corporation

Chief Designer, Kozosoken Corporation

Research Engineer, Katsura Int'ech Center, Kyoto Univ.

Assoc. Prof., Dept. of Architecture and Architectural Eng., Kyoto Univ., Dr. Eng.

表 1 耐震補強方法

構法	意匠性	コスト	施工性	補強効果
免震装置を基礎部に組み込む	○	△	△	◎
PC 鋼棒ポストテンション導入	◎	○	○	○
エポキシ等接着剤注入	◎	◎	◎	△
鉛直コア孔に接着剤と鉄筋導入	◎	○	○	○
ピンニング補強法	◎	◎	◎	?

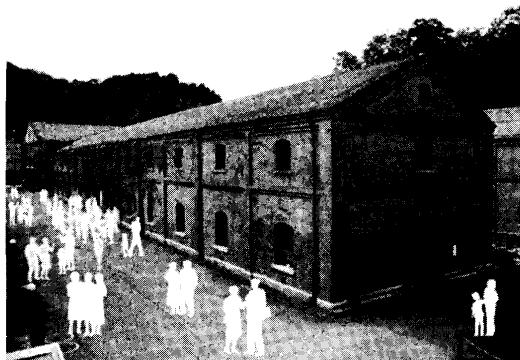


図 1 舞鶴市煉瓦倉庫

基礎部に至る長尺の鉛直コア孔に鋼棒（鉄筋）やステンレス棒を接着材と共に挿入する手法⁵⁻⁹⁾は比較的安定した補強効果が期待できるが、屋根の撤去・基礎工事・長尺コア穿孔などに要する工費などが課題となるのは PC 鋼棒によるポストテンション導入と同様である。

本研究では、組積造壁の目地部から斜め下方向にステンレスピンを壁一面に挿入し、エポキシ樹脂で固定する工法¹⁰⁻¹²⁾を対象とする（以下、本工法をピンニング補強法と呼び、その詳細は 2.1 節で示す）。ピンニング補強法は、屋根の撤去・基礎工事・長尺コア穿孔を必要とせず、補強計画に柔軟に対応できるという他の手法には無い利点を有する。著者らは舞鶴市が保有する明治時代に建設された重要文化財の歴史的煉瓦造倉庫（図 1）のレトロフィットプロジェクトを通じて、ピンニング補強を施した煉瓦壁の面外曲げ実験を行い、ピンニング補強後の補強効果と破壊形式に関する基礎的な知見を得た^{12,13)}。また神野¹³⁾は同様の面外曲げ実験を実施している。しかし、これらの実験では荷重は一方に限定されており、補強煉瓦壁の耐震性能を評価する上で重要な、繰返し荷重時の履歴特性や破壊形式についての知見は、著者らの知る限りこれまでに得られていない。

本論文ではピンニング補強を施した実寸規模の煉瓦壁を対象として、壁の自己崩落による人的被害を防止する上で重要な、面外方向の繰返し荷重挙動に関する実験を実施し、破壊形式に基づく基本的力学特性を評価することを目的とする^{注1)}。また補強効果の向上を目指し、幾つかのピン挿入形式について補強効果の比較検討を行う。本論文の構成は以下の通りである。第 2 章では実験計画を説明し、第 3 章では実験結果について述べる。第 4 章では、補強後耐力の簡易評価式と実験結果の比較により、破壊性状の力学メカニズムに関する考察を行う。第 5 章では、本研究で得られた知見と今後の課題をまとめる。

2. 実験計画

2.1 試験体

ピンニング補強の概要を図 2 と図 3 に示す。まず、ピンの挿入位置

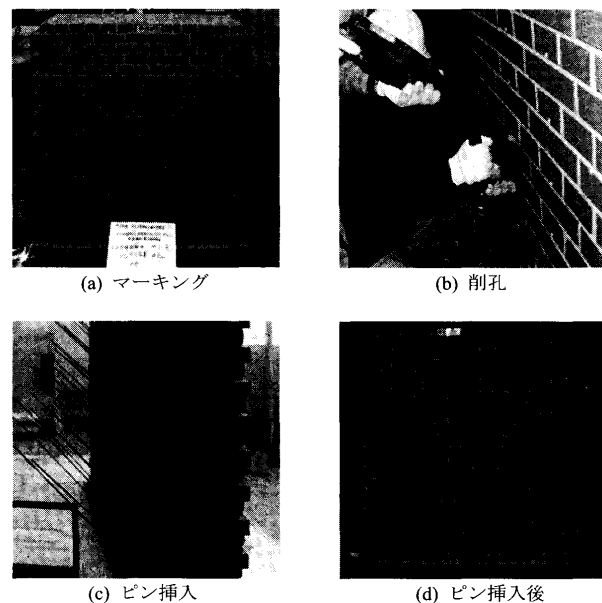


図 2 試験体へのピンニング補強の施工手順

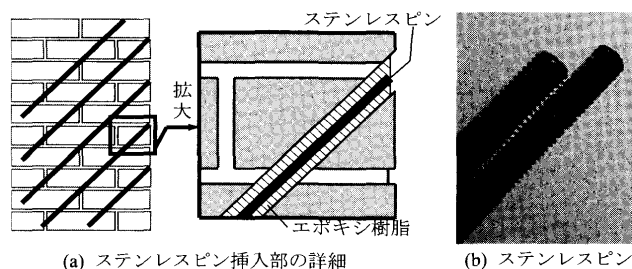


図 3 ピン挿入部の詳細とねじ切りを施したピンの拡大図

にマーキングを行う（図 2(a)）。次に、角度固定用の治具とドリルでピン挿入用の削孔を行う（図 2(b)）。そして、ステンレスピン挿入孔をエアークリーンし、エポキシを充填した後にピンを挿入する（図 2(c), 図 3(a)）。ピン挿入後は図 2(d)のように外観がほとんど変化しない。なお、実建物の壁脚では基礎までピンが打ち込まれる。

本論文では、補強方法のみが異なる 14 体の煉瓦壁試験体について実験を行う。図 4～6 に試験体の概要を示す。試験体は図 4 に示すように 22 段のイギリス積みで、高さは 1,600mm、幅は最短部 1,420mm で最長部 1,530mm、煉瓦 2.5 枚積の場合の厚さは 540mm、煉瓦 2 枚積の場合の厚さは 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。本実験ではピンニング補強の実施例を参考に、施工性や挿入形式の単純さの観点からピンの挿入角度を 45 度とする。煉瓦は普通煉瓦 JIS R1250 で、目地モルタルは、歴史的な組積造壁（曲げ引張強度 0.1～1N/mm²）³⁾を模擬するため、目地が通常より弱くなるように砂の重量比を大きく（水：セメント：砂＝1:1:4.5）して曲げ引張強度を低減したものをを用いる^{注2)}。ピン挿入時のグラウト材には 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、完全弾塑性に近い履歴特性を持つ。付着性を向上させるために、図 3(b)に示すようにピンの全長に渡りねじ切りを施してある。材料試験結果を表 2 に示す^{注3)}。表 2 の数値はいずれも 3 体の試験体の実験結果の平均値である。

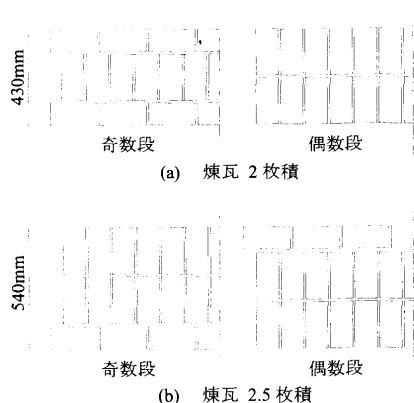


図4 イギリス積み

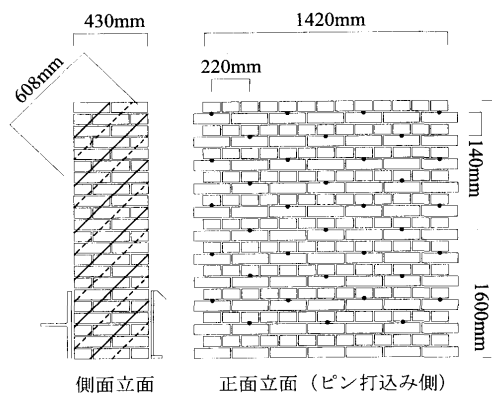


図5 A-2試験体(長手面上部目地ピン挿入)

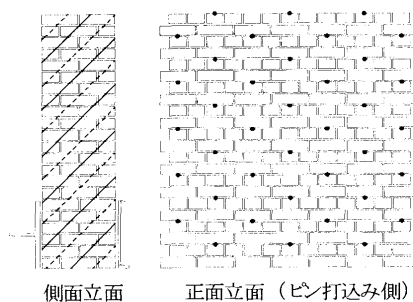


図6 A-6試験体(小口面上部目地ピン挿入)

試験体の形状や補強方法による分類を表3に示し、そのグルーピングを図7に示す。表3中のAグループとCグループは煉瓦2枚分の厚さを持つ試験体(図4(a))、Bグループは煉瓦2.5枚分の厚さを持つ試験体(図4(b))である。A、Bグループの試験体では、片面から全てのピンが平行となるように挿入する^{注4)}。本実験でこのような非対称の挿入形式を採用する理由は、ピンニング補強の実施例¹⁰⁻¹²⁾におい

て、防水性や施工性などの観点からこの挿入形式が採用されているためである。一方、Cグループの試験体では、ピンをクロス状に交差させて挿入する。このようにピンの挿入形式に対称性を持たせることで、耐震性能の向上を意図している^{注5)}。

Aグループ内の各試験体におけるピンの挿入形式の差異について説明する。A-1試験体は無補強試験体である。A-2試験体はこれまでに実施されたピンニング補強法¹⁰⁻¹²⁾を代表する挿入形式であり、これを図5に示す。図5において正面立面の黒丸はピン挿入位置を示す。ピンの挿入位置は千鳥状であり、長手方向の1つおきの煉瓦直上目地部よりピンを挿入する。側面立面の実線はその位置に4本のピンが挿入されていることを表し、点線は3本のピンが挿入されていることを表す。A-2試験体のピン径は6mmであるのに対し、A-3試験体のピン径は8mmである。A-4試験体では、ピン径は6mmのままとし、ピン挿入形式をA-2試験体の千鳥状から、長手方向の全ての煉瓦直上にピンを挿入するマトリクス状に変更し、ピンの挿入本数を約2倍に増加している。A-5試験体ではピンの径を8mmにするとともに、マトリクス状にピンを挿入して挿入本数を約2倍としている。A-6試験体では、図6に示すようにA-2試験体よりもピンの挿入位置を煉瓦1段分下げている。A-2試験体では煉瓦単体の長手方向面が並ぶ煉瓦の段の上部目地からピンを挿入している。これに対してA-6試験体では煉瓦単体の小口方向面が並ぶ煉瓦の段の上部目地からピンを挿入しており、このような挿入形式を小口挿入補強と呼ぶ。このようにピン

表2 材料試験結果

モルタル曲げ引張強度・圧縮強度試験					
曲げ引張強度		6.54 N/mm ²		圧縮強度	
				44.97 N/mm ²	
煉瓦積み曲げ引張強度				0.61 N/mm ²	
煉瓦単体圧縮強度				42.21 N/mm ²	
ピン引張試験					
φ 6mm	ピン破断	18.30 %	最大耐力	13.11 kN (668N/mm ²)	
φ 8mm	ひずみ	15.88 %		25.41 kN (660N/mm ²)	
ピン引抜試験					
径	定着長さ	Peak 値		ピン	煉瓦の状態
φ 6mm	30 mm	9.7 kN		—	コーン状破壊
	60 mm	13.7 kN (698N/mm ²)		破断	—
	90 mm	15.7 kN (800N/mm ²)		破断	—
	120 mm	13.0 kN (662N/mm ²)		破断	—
φ 8mm	50 mm	23.0 kN		—	コーン状破壊
	100 mm	28.7 kN (746N/mm ²)		破断	—
	150 mm	28.3 kN (735N/mm ²)		破断	—
	200 mm	28.0 kN (728N/mm ²)		破断	—

表3 試験体の分類

試験体番号	試験体名称	挿入位置	厚さ	補強の方法	ピン径	挿入本数	载荷形式
A-1	無補強試験体	／	2枚	無	／	／	単調载荷
A-2	通常補強試験体	長手	2枚	平行	φ6mm	1倍	繰返し载荷
A-3	φ8補強試験体	長手	2枚	平行	φ8mm	1倍	繰返し载荷
A-4	倍補強試験体	長手	2枚	平行	φ6mm	2倍	繰返し载荷
A-5	φ8倍補強試験体	長手	2枚	平行	φ8mm	2倍	繰返し载荷
A-6	小口補強試験体	小口	2枚	平行	φ6mm	1倍	繰返し载荷
B-1	無補強試2.5枚試験体	／	2.5枚	無	／	／	単調载荷
B-2	通常補強2.5枚試験体	長手	2.5枚	平行	φ6mm	1倍	繰返し载荷
B-3	小口補強2.5枚試験体	小口	2.5枚	平行	φ6mm	1倍	繰返し载荷
B-4	小口φ8補強2.5枚試験体	小口	2.5枚	平行	φ8mm	1倍	繰返し载荷
C-1	小口クロス補強試験体	小口	2枚	交差	φ6mm	1倍	繰返し载荷
C-2	小口クロス倍補強試験体	小口	2枚	交差	φ6mm	2倍	繰返し载荷
C-3	小口クロス片面打ち補強試験体	小口	2枚	交差	φ6mm	1倍	繰返し载荷
C-4	小口クロスφ8補強試験体	小口	2枚	交差	φ8mm	1倍	繰返し载荷

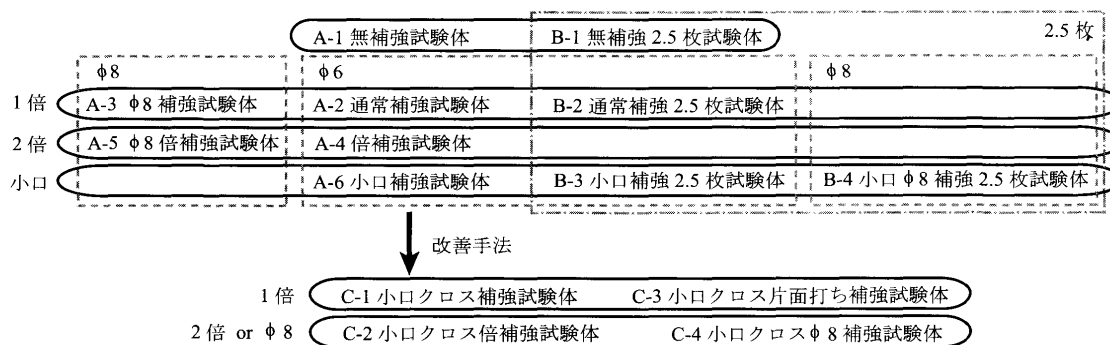
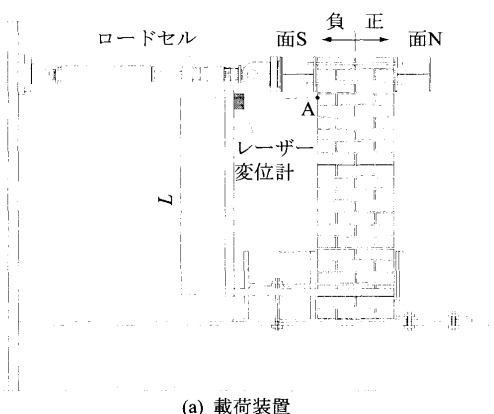
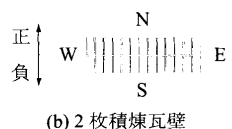


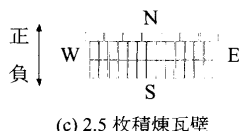
図7 試験体のグルーピングとその関係



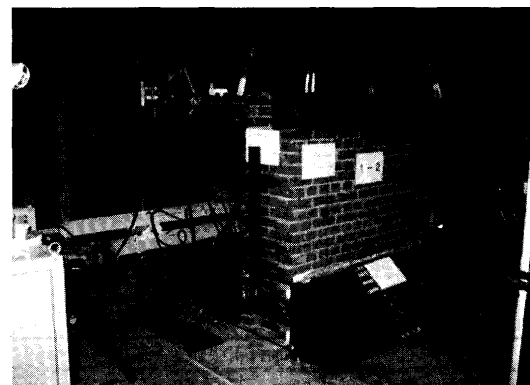
(a) 載荷装置



(b) 2枚積煉瓦壁



(c) 2.5枚積煉瓦壁



(d) 載荷装置の写真

図8 載荷装置の概要

の挿入位置を煉瓦1段分ずらすことで、ピンと目地部の相対位置が大きく変化するため、このような差異についても検討する。なお、これまでにピンニング補強が実施された物件では、A-2試験体の挿入形式とA-6試験体の挿入形式は特別に区別されていない。

B グループや C グループの試験体でもピンの挿入位置や径の相違による力学特性の変化を調べる。なお、C-3試験体以外のCグループの試験体では煉瓦壁の両面から斜め下向きにピンを挿入しているが、C-3試験体では片面から斜め上向きと斜め下向きにピンを挿入している。歴史的煉瓦造建築物の耐震補強では、意匠上やその他の制約のため、壁の片面のみからピンを挿入することへの要求が高い場合がある。そこで、C-3試験体の実験を通じて斜め上向きにもピンを打つ場合の施工性を確認し、グラウト材の不充填による補強効果の低下などがないかを調べる^{注6)}。

2.2 載荷・計測方法

載荷装置の概要を図8に示す。図8(a)のように山形鋼とH形鋼を用いて煉瓦壁脚部を基礎フレームに固定する。脚部の鋼材と試験体の接触面には無収縮グラウトを挿入する。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で壁頂部に強制水平変位を与える。繰返し載荷の際の載荷方向は、ジャッキが伸びる方向を正とする。試験体は図8(b), (c)のように載荷方向正側の面を面N、負側の面を面Sとする。頂部はH形鋼を壁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ことで、壁のねじれを抑制している。載荷装置の写真を図8(d)に示す。

壁の剛体回転を除いた正味の変形を計測するため、試験体最下端から三段目に計測フレームを固定し、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 L で除した値を変形角 $R=u/L$ と定義する。

無補強のA-1、B-1試験体では、最大強度の確認を主目的とし一方単調載荷とする。ピンニング補強を施したA-2～A-6、B-2～B-4、C-1～C-4試験体については、変形角 R に基づく変位制御による正負交番漸増繰返し載荷を与える。 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 破壊形式

図9と図10に各試験体の目地破壊状況を示す。図中の太線は目地

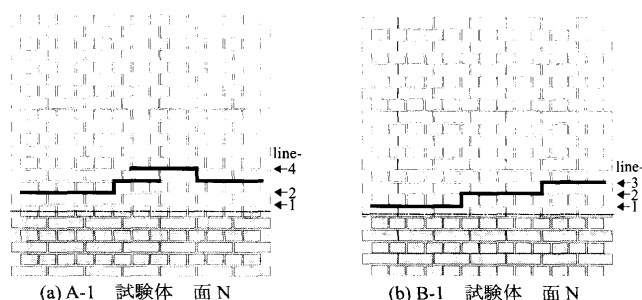


図9 無補強試験体の目地破壊状況

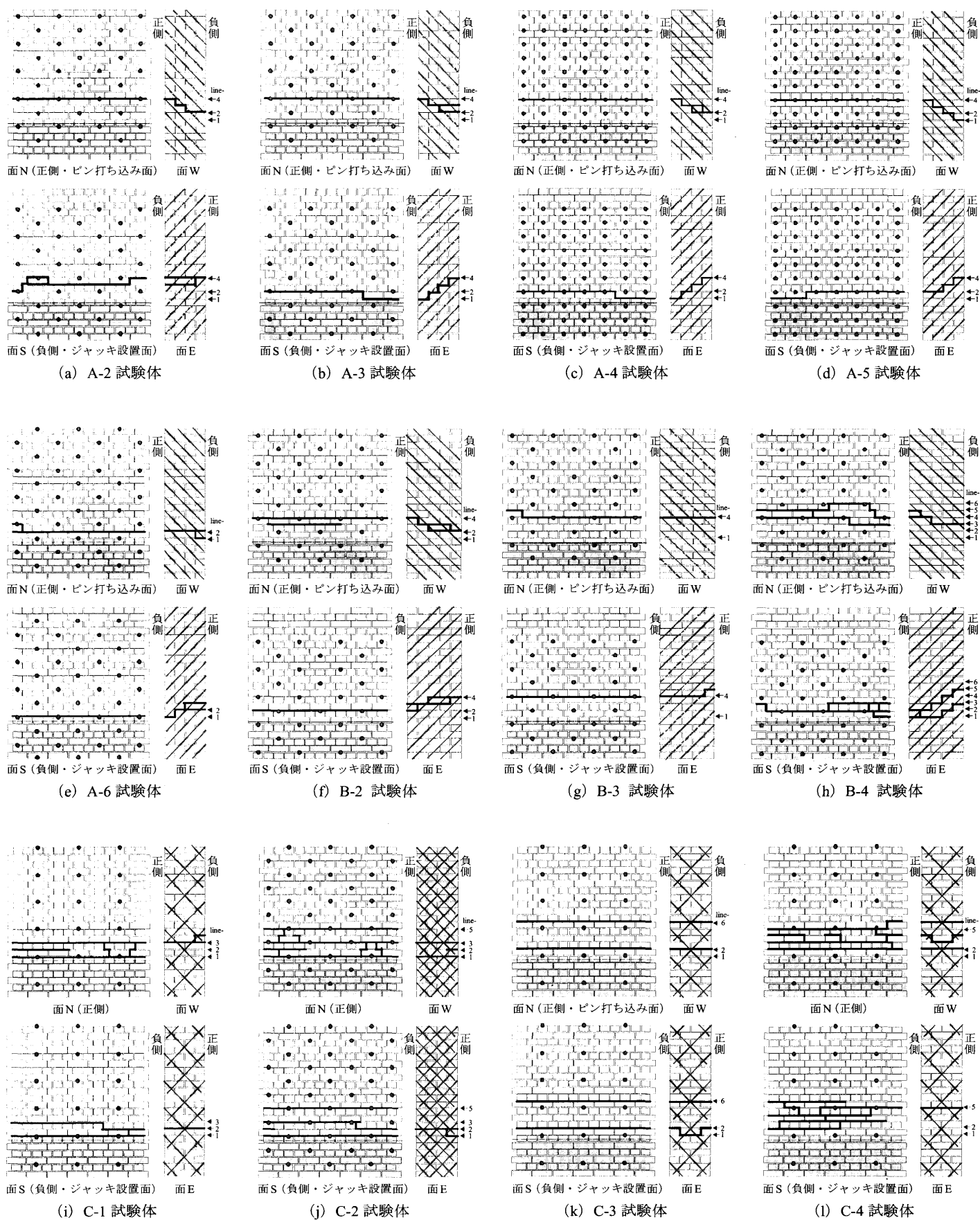


図 10 ピンニング補強試験体のピン挿入形式と目地破壊状況

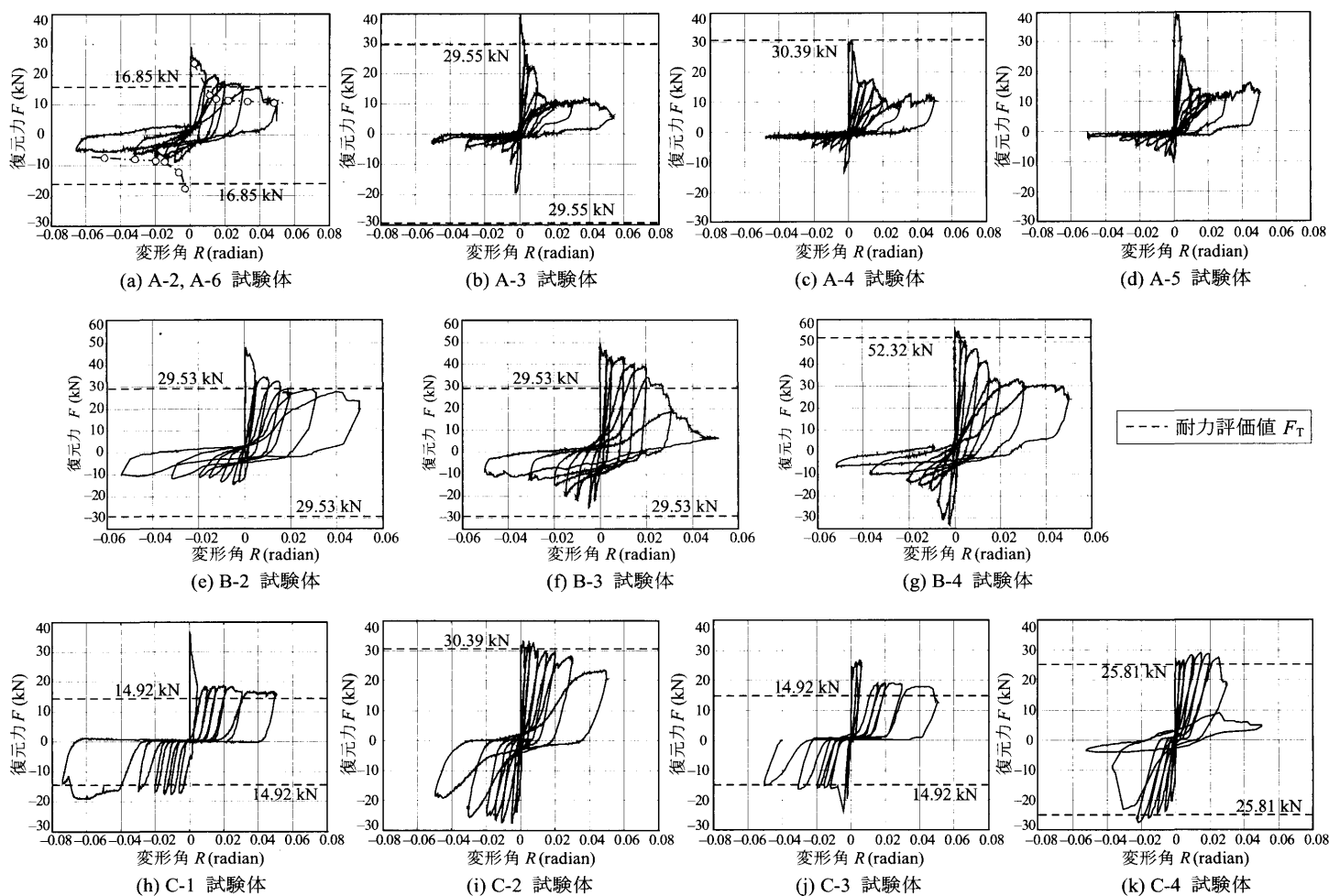


図 11 ピンニング補強試験体の復元力特性

モルタルの破壊位置を示し、一点鎖線以下の灰色の網掛けは、脚部固定治具で拘束されている部分を示す。全ての試験体において、拘束部直上の目地は、最下段から6段目上の目地である。これ以降、最下段から $(6+x)$ 段目上の目地をline- x と呼ぶこととする。以下ではグループごとの破壊形式に関する観察事項の詳細を述べる。

3.1.1 グループ A

- 無補強の A-1 試験体では、図 9(a)の太線の箇所では壁の厚さ方向（水平方向）に貫通する形の目地破壊が生じた。目地破壊後は復元力が急激に低下する脆性破壊であった。
- A-2～A-6 の補強試験体では、1 サイクル目の正側載荷時に図 10(a)～(e)の面 S 側の目地破壊が生じ、強度が顕著に低下した。一方、負側載荷時は面 N 側の目地で顕著な目開きが観察された。
- 面 N 側の目地破壊位置は、A-2～A-5 試験体では line-4 の目地であり、A-6 試験体では line-2 の目地である。面 S 側の目地破壊位置は、A-2 試験体では主として line-3、A-3～A-5 試験体では主として line-2、A-6 試験体では line-1 である。これらの差異は A-2、A-6 試験体では 1 段分、A-3～A-5 試験体では 2 段分である。
- 試験体側面である面 E と面 W の目地破壊位置を比較すると、面 N と面 S の目地破壊位置の段差が煉瓦 1 段分である A-2、A-6 試験体においては水平に近い目地破壊が観察された。一方、A-3～

A-5 試験体においては、面 N と面 S での段差が煉瓦 2 段分であり、階段状の目地破壊が A-2、A-6 試験体より顕著である。

- ピンニング補強を施した A-2～A-6 の全ての試験体では、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 S 側）に移動していた。

3.1.2 グループ B

- 無補強の B-1 試験体でも、無補強の A-1 試験体同様、図 9(b)の太線の箇所でも目地破壊が生じ、目地破壊後は復元力が急激に低下する脆性的な破壊となった。
- B-2～B-4 試験体では、図 10(f)～(h)の太線に示す位置で正側載荷時に面 S 側の目地破壊が生じ、強度が顕著に低下した。一方、負側載荷時は面 N 側の目地で顕著な目開きが観察された。
- 面 N 側の目地破壊線については、各試験体で大きな差異は観察されなかった。面 S 側の目地破壊は、B-2、B-4 試験体では、面 N 側と比較して 2 段ほど低めのところで主たる目地モルタル破壊が生じている。また、B-3 試験体では面 N 側と面 S 側で同じ高さの line-4 に目地モルタル破壊が生じている。
- 面 W、面 E での目地破壊性状は、B-3 試験体ではほぼ水平の目地破壊面が観察されたが、B-2、B-4 試験体では階段状となる目地破壊面が観察された。

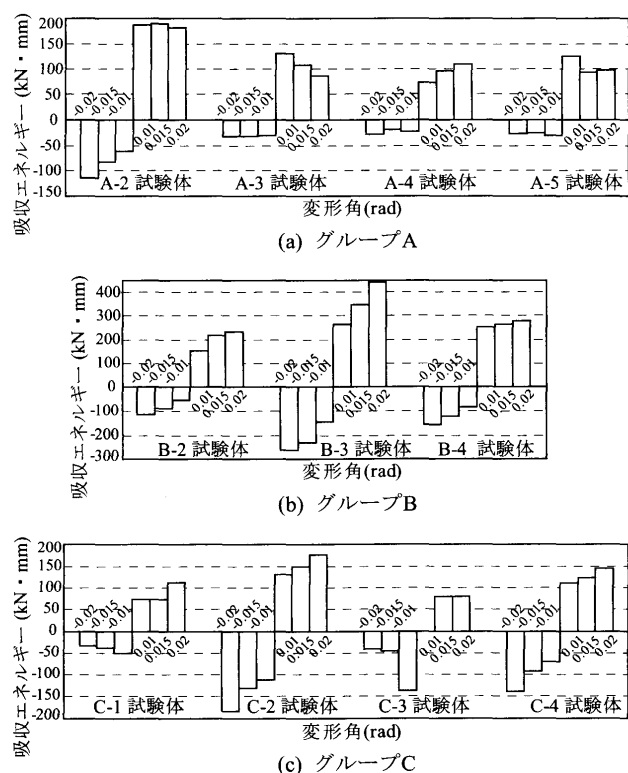


図 12 ピンニング補強試験体のエネルギー吸収量

- e) B-2～B-4 試験体では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 S 側）に移動していた。

3.1.3 グループ C

- a) グループ C の試験体の目地破壊状況は、他のグループの試験体と比較して、(1)目地破壊位置が分散することと、(2)全ての側面立面で水平な目地破壊が観察されることが特徴的である。
- b) C-3 試験体においては図 10(k)に示すように水平目地破壊箇所が line-2 と line-6 の 2 箇所となった。1 サイクル目に line-6 で目地破壊が生じ、3 サイクル目に line-2 で目地破壊が生じた。
- c) いずれの試験体でも、グループ A やグループ B のピンニング補強試験体で見られた目地破壊面でのすべりは生じなかった。

3.2 履歴特性とエネルギー

本節では、前節の目地破壊状況と照らし合わせて、グループごとの履歴特性とエネルギー吸収量に関する観察事項についての詳細を説明する。図 11 に復元力特性を示す。A-6 試験体については計測機器の問題のため履歴の記録が得られなかったが、反転時のデータは記録できていたため、その結果を図 11(a)中に○でプロットし鎖線で結んでいる。図 12 は各試験体の変形角が 0.01, 0.015, 0.02rad のときの半サイクルのエネルギー吸収量を並べて比較した図である。エネルギー吸収量の大きい試験体は強度低下が小さく、履歴形状が紡錘形に近い。エネルギー吸収は付着性状の良いステンレスピンの塑性変形履歴によって与えられるもので、エネルギー吸収量の大小によっても補強効果を比較することができる。

3.2.1 グループ A

- a) 無補強の A-1 試験体では、復元力が最大耐力 $F_U = 32.2\text{kN}$ 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 3.5kN まで一気に

低下し、その後は約 3.5kN の値を保持したまま変形角が進行した。目地破壊後の抵抗力は 4.1 節で扱うように、煉瓦壁の自重により生じる傾斜復元力である。

- b) ピンニング補強を施した A-2～A-5 試験体では 1 サイクル目の目標制御変形角 $R=0.0025\text{ rad}$ に達する以前に高い弾性剛性を呈し、それぞれ $F_U = 29.1\text{kN}, 39.7\text{kN}, 31.0\text{kN}, 39.2\text{kN}$ 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 A-2 試験体で 5kN 程度、A-3～A-5 試験体で 15kN 程度であり、無補強の A-1 試験体の場合の低下（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。
- c) 正側と負側で復元力特性が大きく異なる。図 11(a)の A-2 試験体を例にとると、変形角 R が 0.02rad の場合に正側強度が 17kN 程度であるのに対し、負側ではその半分の 8kN 程度となっている。図 12(a)を見ると、どの試験体についても、正側に比べて負側のエネルギー吸収が少ないが、特に A-3～A-5 試験体では負側のエネルギー吸収がほとんど行われておらず、A-2 試験体の約 39% にまで低下している。正側に関しても、A-3～A-5 試験体では A-2 試験体の約 50% にまで低下している。
- d) A-6 試験体のエネルギー吸収量については履歴データがないため不明確だが、図 11(a)中の骨格曲線を見る限り、A-2 試験体のよりも骨格曲線に対称性がある。そのため、A-6 試験体では負側でも正側と同様にエネルギー吸収が行われていたと推測される。
- e) 強度劣化の度合いは $A-1 > A-3 \approx A-4 \approx A-5 \approx A-6 > A-2$ 試験体の順に小さくなる。

3.2.2 グループ B

- a) 無補強の B-1 試験体では復元力が最大耐力 $F_U = 45.0\text{kN}$ 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 5.5kN まで急激に低下し、その後は約 5.5kN の値を保持したまま変形角が進行した。
- b) ピンニング補強を施した B-2～B-4 試験体では 1 サイクル目の目標制御変形角以前にそれぞれ $F_U = 48.1\text{kN}, 49.3\text{kN}, 56.4\text{kN}$ の最大耐力を記録した。またいずれの試験体も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 B-2, B-4 試験体の場合の強度劣化は、B-3 試験体と比較してその度合いが大きい。
- c) 正側と負側で復元力特性が大きく異なる。図 12(b)を見ると、どの試験体についても正側に比べて負側のエネルギー吸収量が少ない。B-2 試験体と比較して B-3 試験体ではエネルギー吸収量が正側では約 189%、負側では約 232%に増加している。B-4 試験体については、正側では約 118%、負側では約 135%に増加しており、特に正側に関しては B-2 試験体とほぼ変わらない。

3.2.3 グループ C

- a) C-1, C-2 試験体では 1 サイクル目の目標制御変形角以前にそれぞれ $F_U = 37.0\text{kN}, 33.2\text{kN}$ の最大耐力を記録した。C-3 試験体では 2 サイクル目に 26.5kN の最大耐力を、C-4 試験体では 4 サイクル目に 29.1kN の最大耐力を記録した。
- b) いずれの試験体も、ほとんど強度劣化がない骨格曲線を持ち、復元力特性は正側と負側でほぼ対称のスリップ型である。
- c) C-3 試験体では斜め上向きにピンを打った^{注7)}ため、エポキシの充填が不十分で C-1 試験体と比較して耐力や靱性が低下するこ

とが懸念されたが、このような問題は生じなかった。

- d) 図 12 より、グループ A、B と比較するとエネルギー吸収量が正側と負側で対称に近い。

4. 考察

4.1 傾斜復元力

目地破壊部より上部の質量による鉛直力 W に起因する水平方向復元力は傾斜復元力と呼ばれる¹⁵⁾。本節では無補強試験体を対象に、傾斜復元力について考察する。簡単のためモーメントが最大となる line-1 の目地での目地破壊を仮定する。破壊した目地の面より上部の試験体と載荷治具の合計を、煉瓦 2 枚積では $W=15.68\text{kN}$ 、2.5 枚積みでは $W=19.79\text{kN}$ とする。また、line-1 にあるロッキング回転中心と載荷点までの距離を $H=1.02\text{m}$ 、壁厚を煉瓦 2 枚積では $D=0.43\text{m}$ 、2.5 枚積では $D=0.54\text{m}$ とする。 H を求めるには、モーメントが最大になると予測される位置に目地破壊面を想定し、この破壊面がロッキング回転中心になると仮定する。この時、傾斜復元力 F_R は以下の式(1)より煉瓦 2 枚積では 3.31kN 、2.5 枚積では 5.24kN と得られる¹⁸⁾。これは、A-1、B-1 試験体の結果と比較的良好に対応する。

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

4.2 補強耐力予測評価式

本項では、ステンレスピンの補強効果について考察する。煉瓦の圧縮破壊が生じないと仮定し、ピンの存在位置が平均的に壁厚中央であると仮定すると、補強壁の面外曲げ耐力 M_p と水平耐力 F_T は、それぞれ、次の式(2)、(3)で評価できる。

$$M_p = (T/\sqrt{2}) \times (D/2) \times n \div 0.35TDn \quad (2)$$

$$F_T = (M_p + M_R) / H \quad (3)$$

ここで T はピンの引張強度であり、 n は仮定目地破壊面において有効な補強効果を持つピンの本数である。 n を求めるには、まず目地モルタル破壊面を仮定し、次にその破壊面を通過しているピンの中で有効定着長さ以上の定着長さを有するピンの本数を n とする。なお、仮定目地モルタル破壊面が複数存在する場合は、各破壊面についての有効な補強効果を有するピンの本数を数え、その値の最小値を n とする。表 2 の材料試験結果より、ピンの有効定着長さは $\phi 6\text{mm}$ では 60mm 、 $\phi 8\text{mm}$ では 100mm とし、ピンの引張強度 T は $\phi 6\text{mm}$ では 13.11kN 、 $\phi 8\text{mm}$ では 25.41kN とした。

式(3)より各補強壁試験体の耐力 F_T を評価した結果を表 4 と図 11 の破線に示す。図 11 の A-4、B-4、C-2 試験体の負側と A-5 試験体に関しては縦軸の表示域外であり、表示されていない。

4.3 破壊性状と復元力特性の関係

本節では、式(3)の簡易耐力評価式に基づき、目地破壊性状と復元力特性の関係について考察を行う。実験においては目地の曲げ引張破壊によって最大耐力が決まったが、対象とする歴史的組積造建築物を考えれば、一つの建物の中でも曲げ引張強度のばらつきが大きく³⁾、保有性能として期待することはできない。そのため本論文では、最大耐力を考察の対象から除外する¹⁹⁾。本論文では、補強効果を強度と変形性能の両面からとらえる時の評価指標として、以下で定義する補強強度 F_E と強度保持限界角 R_C を用いる。図 13 に示すように、正負 0.01rad 時の耐力実験値を F_E として定義する。また、耐力が $0.8F_T$ と一致する時の変形角を R_C として定義する。図 14 は F_T と F_E の比を、

図 15 は R_C を各々の試験体について棒グラフで示す¹⁰⁾。図 14 と図 15 のいずれにおいても、白棒は正側載荷時の値を、黒棒は負側載荷時の値を示す。

4.3.1 グループ A、B 試験体

- a) 図 14 より A-2、B-2、B-3 試験体の正側載荷時は、 F_E が F_T を上まわっている。図 15 より A-2、B-2、B-3 の R_C は 0.03rad を超えている。また A-6 を除くいずれの試験体の場合も、負側載荷時において F_E は F_T を下まわり、 R_C は 0rad と評価される。このように正側において補強効果が現れても、負側の性能が大きく劣る原因は、図 16(a)のように正側では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、大振幅時にはピンの破断、ピンと煉瓦間の付着破壊、煉瓦の破壊などが生じることで、簡易耐力評価式の完全付着の仮定が成立しない。

表 4 補強壁耐力の予測値

試験体	n (本)	F_T (kN)	試験体	n (本)	F_T (kN)
A-2	7	16.85	B-3	10	29.53
A-3	7	29.55	B-4	10	52.32
A-4	14	30.39	C-1	6	14.92
A-5	14	55.80	C-2	14	30.39
A-6	7	16.85	C-3	6	14.92
B-2	10	29.53	C-4	6	25.81

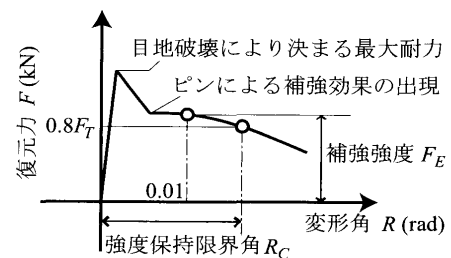


図 13 骨格曲線の概要と補強強度 F_E と強度保持限界角 R_C の定義

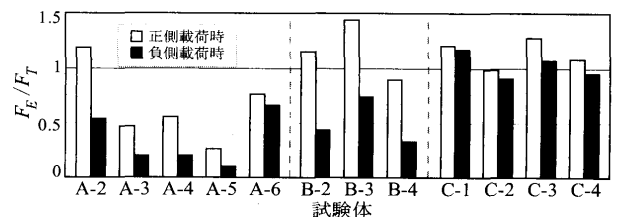


図 14 耐力の予測値 F_T と実験値 F_E の比較

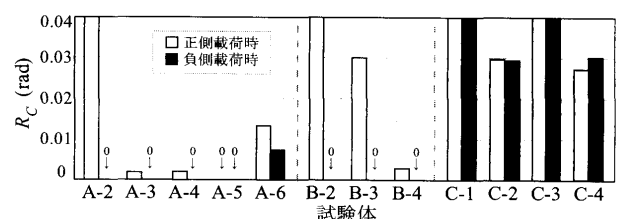


図 15 強度保持限界角 R_C の比較

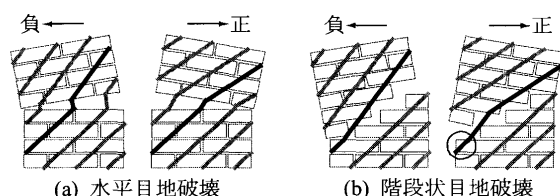


図 16 正負荷荷時のピンの変形 (側面図)

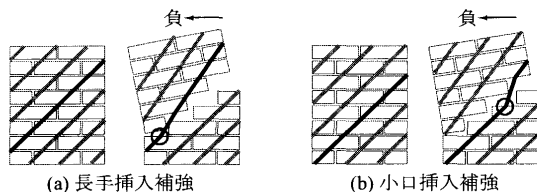


図 17 目地破壊とピンの幾何学的関係 (側面図)

- b) 図 14 に示すように、A-2、B-2、B-3 以外の試験体では、正側載荷時においても目地破壊後の耐力劣化が顕著で、補強強度の実験値 F_E は予測値 F_T に達しない。また負側載荷時の F_E は F_T を大幅に下まわる。これらの試験体では、図 16(b) 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た。階段状目地破壊面が生じたのは、ピンの本数や径の増加に伴い、ピンが存在しない部分の目地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 16(b) のように負側載荷時に引張抵抗要素としてのピンが存在しなくなるため、この方向の補強効果が顕著に低下する。
- c) A-5 試験体では、A グループのその他の補強試験体と異なり、負側載荷時のみならず正側載荷時にも予測値を大きく下回る。この理由としては、煉瓦に対するピンの相対的な強度が高くなったため、図 16(b) の○の位置で煉瓦の割れと共に煉瓦とピンの付着破壊が生じやすくなり、このような付着破壊が生じたピンの補強効果がなくなったためと考えられる。
- d) A-2 の長手挿入補強試験体と A-6 の小口挿入補強試験体の結果を比較すると、長手挿入と比べて小口挿入の場合の履歴特性が対称に近づく。図 17(a) は長手挿入補強試験体の負側載荷時の目地破壊図を示す。この場合、補強効果を有すると考えられるピンは左下の○部分のみで効いており、階段状目地破壊の発生を回避することができない。一方、図 17(b) に示すように、小口挿入補強試験体では目地破壊面中央近傍でピンが効くため、階段状目地破壊の発生を抑制できる。このように長手挿入試験体と小口挿入試験体では、階段状もしくはこれに近い目地破壊の発生の有無に応じて履歴特性が大きく異なるものと考えられる。
- e) B-2、B-3 試験体についての履歴特性はどちらも対称となっていないが、図 12(b) より小口挿入の場合の B-3 試験体のエネルギー吸収量が長手挿入の B-2 試験体より大幅に増加している。この差異は、A-2、A6 試験体の場合と同様に、目地破壊面とピン挿入位置の幾何学的な位置関係のためと考えられる。
- f) A、B グループの補強試験体では、目地破壊面で滑りが生じ、載荷終了時には破壊面より上部が負側に移動した。試験体の破壊面上部が負側のみに滑った理由は、図 16(b) の階段状目地破壊が生じた後は、階段状目地破壊面が正側載荷時の滑りには抵抗す

るが、負側載荷時の滑りには抵抗しないためと考えられる。

4.3.2. グループ C 試験体

- a) 片面挿入の場合の載荷方向依存性を解消するために、ピンの挿入形式に対称性を持たせ、両側からクロスさせて挿入したところ、復元力特性の載荷方向に対する依存性は解消された。
- b) 図 14 より全ての試験体で、正負両側とも実験値 F_E と予測値 F_T が良好な精度で一致した。
- c) 図 15 において、全ての試験体において正負載荷時における強度保持限界角 R_C の顕著な差異は見られず、どの試験体においても R_C は、ほぼ 0.03rad かそれ以上であった。
- d) C-3 試験体では 3 サイクル目で目地破壊位置が line-6 から line-2 へと移行した。3 サイクル目以前は破壊位置が line-6 であるので、補強強度の予測値 F_T は 14.13kN となる。また、3 サイクル目以降の補強強度の予測値 F_T は表 4 の値となる。図 11(j) を見ると、目地破壊が移行する前後ともに、 F_E が F_T を上回っている。
- e) 図 11(h)-(k) より、C-2、C-4 試験体では、C-1、C-3 試験体と比較して強度劣化が小さな回転角から生じている。この原因は、ピンの本数や径を倍にすることで、煉瓦に対するピンの相対的な強度が高くなったために、煉瓦の破壊やこれに伴うピンの付着破壊が生じやすくなったためと考えられる。

5. まとめ

本論文では 2 体の無補強煉瓦壁試験体と 12 体のピンニング補強煉瓦壁試験体の繰返し面外曲げ実験を実施し、以下の知見を得た。

全てのピンを平行に挿入する場合

- (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に引張で抵抗するものの、逆側の載荷方向ではピンがダボとして働くために曲げやせん断で抵抗する度合いが増加し、目地拘束が有効に行われなためである。
- (2) ピンの挿入本数や径の単純な増加は、強度劣化性状を悪化させ得る。この理由として、(a) 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場合があることと、(b) 階段状目地破壊が発生すると煉瓦の割れによる煉瓦とピンの付着破壊を助長する可能性が高くなることの二点が挙げられる。
- (3) 煉瓦の長手面が並ぶ段の上部からピンを挿入する場合と、小口面が並ぶ段の上部からピンを挿入する場合では、後者の方が履歴特性の非対称性やピンの径と本数の増加に伴う強度劣化性状の悪化を抑えられる。この理由は、ピンの挿入段を 1 段変更することで、ピンと煉瓦の幾何学的な関係が変更され、階段状目地破壊の発生が抑制されるためと考えられる。
- (4) 平行挿入の場合は目地破壊面の形状が不安定であり、ある載荷方向ではピンが引張要素として作用しない。この場合、「ピンの存在位置が平均的に壁厚中央である」という仮定に基づく本論文の補強効果簡易評価式は適用できない。

ピンを交差させて挿入する場合

- (5) ピンを交差させて挿入し、ピン挿入形式の非対称性を解消することで、全てのピンを平行に挿入する場合に観察された、繰返し載荷時の履歴特性の非対称性の問題や、階段状目地破壊の発

生に伴う急激な耐力劣化の問題を解消できた。またピンの挿入本数や径の増加に応じた耐力の増加が観察された。

- (6) 本論文の簡易耐力評価式により補強効果を良好な精度で評価できた。簡易評価式より予測される強度の 8 割の強度をはじめて下まわる変形角を強度保持限界角とすると、いずれの試験体においても強度保持限界角の値はほぼ 0.03rad かそれ以上であった。
- (7) 壁の片面のみから交差挿入補強を施す場合、施工性の問題やエポキシ不充填による強度劣化が懸念されたが、そのような問題は生じなかった。よって意匠上やその他の制約がある場合、壁の片面のみから交差挿入補強を施すことが可能である。

謝辞

本研究の実験は、国土交通省住宅・建築関連先端技術開発助成の補助の下で実施した。また本研究の一部について科学研究費補助金基盤(B)No.20360253, 財団法人竹中育英会建築研究助成, 財団法人理工学振興会研究助成の補助を受けた。ここに記して謝意を表する。

注

- 注1) 本論文の内容の一部は文献 15-17) に発表済みである。文献 15) では、平行挿入補強 A-1, A-2, A-4 試験体の実験結果と、耐力の劣化メカニズムに関する考察を報告した。本論文では、平行挿入の際のピン挿入形式や試験体壁厚などの実験パラメータ数を大幅に増加し、挿入形式が対称の交差挿入にすることで繰返し面外曲げ性状を大きく改善できることを示した。この二点が文献 15) と比較して主要な新規性を有する点である。
- 注2) 本実験の目地強度は実建物の調査結果³⁾と比較してやや高い。強度を更に低下させるには、砂の割合の増加や石灰混入を行う必要がある。
- 注3) 表 2 の煉瓦積みみの曲げ引張強度(本実験で用いた目地モルタルと煉瓦の接着強度)は、図 18 に示す 4 段の煉瓦積みみの単純支持曲げ引張試験から求めた。荷重を P 、支持間距離を $2L$ 、断面係数を z とすると、曲げ引張強さ σ は $\sigma = PL/2z$ から求められる。モルタルの曲げ引張強度・圧縮強度試験では JIS A 1171, ピン引張試験では JIS Z 2201 に従い試験を行った。引抜試験に関しては煉瓦壁に各定着長さのピンを挿入し、センターホールジャッキでピンを引抜く際の最大耐力を計測した。
- 注4) 補強の実施例ではピンを反対側面に貫通させないが、本論文のグループ A, B の試験体では定着長さを長くするためピンを貫通させた。しかし穿孔の際にピンの打ち込み面と反対側の面の煉瓦が割れてしまう事例が見られた。そこでグループ C の試験体では、ピンを貫通させることなく挿入深さを一定とした。
- 注5) 平行ピン挿入¹³⁾、交差ピン挿入¹⁴⁾のいずれの場合でも、一方向荷重の下では靱性などの性能を大幅に向上できることが確認されているが、繰返し荷重の下での性能は、どちらの文献でも確認されていない。
- 注6) 神野¹⁴⁾の実験では、試験体を水平に寝かせた状態で鉄筋を挿入しているため、ピンを斜め上向きに打つ時の施工性は問題とならない。
- 注7) 施工性の観点からは、C-3 試験体にピンを挿入した後エポキシが固まるまでの間、ピンが滑り落ちてくるという問題が生じた。本実験では、ガムテープでピンの落下を防止した。

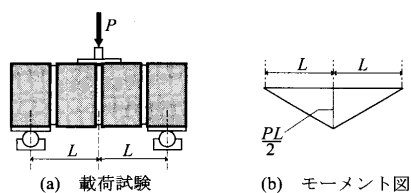


図 18 煉瓦積みみの曲げ引張試験

- 注8) 式(1)の M_R は、曲げと軸力を受ける RC 造部材の終局強度評価式において、コンクリートに圧縮破壊が生じないと仮定した場合の軸力の影響による曲げモーメント耐力の増加分とみなせる。
- 注9) 実建物では目地部の劣化のため、目地引張強度が低い上にそのバラツキが大きい。また、図 18 の煉瓦積み曲げ引張試験結果では、引張強度のバラツキが大きく、実験室実験であっても通常の施工手順により引張強度が均一な目地を作成することは困難であった。
- 注10) 強制変位の制御が不安定であったため、C-3 試験体の正側載荷時には回転角が 0.01rad における復元力の値が得られなかった。そこで、 0.015rad の時の復元力の値を補強強度として評価した。

参考文献

- 1) 内閣府都市再生本部：歴史的なたたずまいを継承した街並み・まちづくり協議会報告書，2003
- 2) 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構造物の診断・修復研究委員会報告書，2007
- 3) 日本建築構造技術者協会：構造レトロフィット，特殊耐震・免震・制震改修の事例，建築技術，2001
- 4) 耐震総合安全機構：耐震改修実例 50，工期，コストの実態から診断，設計，施工のノウハウまで，日経 BP 社，2007
- 5) Plecnik, J., Cousins, T., and O'connor, E.: Strengthening of Unreinforced Masonry Buildings, *ASCE Journal of Structural Engineering*, Vol. 112, pp. 1070-1087, 1986
- 6) ElGawady, M., Lestuzzi, P., and Badoux, M.: A Review of Conventional Seismic Retrofitting Techniques for URM, *Proceedings of the 13th International Brick and Block Masonry Conference*, Amsterdam, July, 2004
- 7) Abrams, D., Smith, T., Lynch, J., and Franklin, S.: Effectiveness of Rehabilitation on Seismic Behavior of Masonry Piers, *ASCE Journal of Structural Engineering*, Vol. 133, pp. 32-43, 2007
- 8) 文化財建造物保存技術協会：重要文化財名古屋控訴院地方裁判所区裁判所庁舎修理工事報告書，1989
- 9) 文化財建造物保存技術協会：重要文化財山形県旧県庁舎および県会議事堂修理工事報告書，1991
- 10) 石川県立歴史博物館・石川県土木部営繕課：石川県歴史博物館（金澤陸軍兵器支廠庫）保存工事報告書，1990
- 11) 舞鶴市土木建築課：市政記念館における煉瓦造構造補強報告書，1992
- 12) 建築研究協会：舞鶴市指定文化財旧舞鶴鎮守府兵器庫弾丸庫並小銃庫（まいづる知恵蔵）修理工事報告書，2007
- 13) 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
- 14) 神野靖夫：斜め補強鉄筋により面外曲げ補強された既存レンガ壁の構造性能に関する研究，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2，pp. 859-860, 2005
- 15) 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
- 16) 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（その 1，その 2），日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2，pp. 885-888, 2007
- 17) 多幾山法子，長江拓也，吉田亘利，前田春雄，喜多村昌利，荒木慶一：ステンレスピン両面挿入による組積壁繰返し面外曲げ特性の荷重方向依存性解消，日本地震工学会大会 2007 梗概集，pp. 364-365, 2007

(2008 年 5 月 9 日原稿受理，2008 年 9 月 30 日採用決定)