九州大学学術情報リポジトリ Kyushu University Institutional Repository

鉄筋コンクリート壁板で表面から補強した煉瓦造壁 体の水平載荷実験

荒木, 啓介 九州大学大学院人間環境学府空間システム専攻:修士課程

山口, 謙太郎 九州大学大学院人間環境学研究院都市·建築学部門:准教授

蜷川,利彦 九州大学大学院人間環境学研究院都市 建築学部門 : 教授

花里, 利一 三重大学工学研究科

他

https://doi.org/10.15017/1931492

出版情報:都市·建築学研究. 33, pp.53-62, 2018-01-15. Faculty of Human-Environment Studies, Kyushu University バージョン: 権利関係:

鉄筋コンクリート壁板で表面から補強した煉瓦造壁体の水平載荷実験

Horizontal Loading Test of Brick Wall Specimens Reinforced on the Surface with RC Wall

荒木啓介*,山口謙太郎**,蜷川利彦**,花里利一***,村上公志****,賀 雄* Keisuke ARAKI*, Kentaro YAMAGUCHI**, Toshihiko NINAKAWA**, Toshikazu HANAZATO***, Koshi MURAKAMI**** and Xiong HE*

The objective of this study is to propose a reinforcing method that improves seismic safety of unreinforced brick masonry structure based on considering a reinforcing method that improves seismic safety of the Kyushu University Headquarters Building 1 and 3.

In this study, five brick wall specimens adjacent to the opening existing in the headquarters buildings were prepared on 3/4 of the scales, and horizontal loading tests of one unreinforced wall specimen and four specimens reinforced with RC walls were conducted.

As a result of the loading tests, compared with the maximum load of the unreinforced brick wall specimen, the specimens in which one side was reinforced with RC wall had a reinforcing effect of 6.1-6.2 times, and the specimens in which both sides were reinforced with RC wall had a reinforcing effect of 12.6-14.2 times.

Keywords : Unreinforced Masonry, Brick, Seismic Reinforcement, Reinforced Concrete, Jacketing, Loading Test, Reinforcement Effect

無補強組積造、れんが、耐震補強、鉄筋コンクリート、ジャケッティング、載荷実験、補強効果

1. 序

筆者らは、1925年に建築された九州大学本部第一庁舎 及び第三庁舎の耐震安全性が向上する補強方法の開発を 通して、無筋煉瓦造建築の耐震安全性が向上する補強方 法の提案を行っている.筆者らはこれまで、九州大学本 部第一庁舎および第三庁舎を構成する煉瓦組積体の力学 特性を調べてきた¹⁾.また、文献 2)の研究では、両庁舎 を構成する煉瓦組積体と同程度の強度を有する煉瓦およ び目地モルタルを用いて作製した対角圧縮試験体に、RC 壁板または鋼板で表面から補強を施して実験を行った結 果,RC 壁板で補強する仕様が優れていることを確認し た.

本研究では、実構造物に存在する開口部周辺の壁体を

- * 空間システム専攻 修士課程
- ** 都市·建築学部門
- *** 三重大学 工学研究科
- **** 岡山市役所

3/4 スケールで模した煉瓦造壁体を 5 体作製し,無補強 壁試験体 1 体と RC 壁板で補強した壁試験体 4 体の水平 載荷実験を行い,その補強効果の確認と耐力評価式の検 証を行った.

2. 表面から行う補強の有効性

本部第一庁舎および第三庁舎の外壁には組積した煉瓦 が現れているが、写真1に示すように内壁の大部分は煉 瓦壁の表面にモルタルなどの左官仕上げがなされている. 建築物によっては歴史的に価値のある左官等の内装仕上 げが施されていることもあり、適用にあたっては関係者 による十分な協議を行う必要があるが、その了承が得ら れれば、両庁舎は外部に面した壁体の室内側や内壁の両 面は補強を行っても煉瓦積みの外観を維持できる.また、 両庁舎の壁体の壁厚は臥梁のせいや床スラブ厚に比べて 厚く(図1)、鉄筋コンクリート構造の耐震壁のように、そ れより幅の大きな梁や柱で四周が取り囲まれていない.そ



写真1 本部第一庁舎の内壁

表1 壁試験体材料 (モルタル,コンクリート) の力学的性質

| | 目地モ | ルタル | 補強部コ | ンクリート | |
|------|------------------------------|-------------------------------|------------------------------|------------------------------|--|
| 試験体名 | 圧縮強度 (N/mm ²) | ヤング率 (N/mm ²) | 圧縮強度 (N/mm ²) | ヤング率 (N/mm ²) | |
| UR01 | 43.3 | 2.34 $\times 10^{4}$ | | | |
| CS01 | 45.1 | 2.56 $\times 10^4$ | 61.6 | 0.70.1.104 | |
| CD01 | 43.3 | 2.34 \times 10 ⁴ | 01.0 | 3. /9 × 10 | |
| CS02 | 43.4 | 2. 41×10^4 | 76.0 | 4 00104 | |
| CD02 | 43.4 | 2.41 \times 10 ⁴ | 70.Z | 4. 30 × 10 | |

のため,壁の周囲の部材と補強部をア ンカー等で接合すると床スラブや直 交壁が損傷する恐れがあり,補強で 期待する耐力が発揮されない可能性 がある.床スラブより下の壁体や基 礎等に手を加えずに,各階の見えか かりの部分を補強して効果があれば 経済的にも有利である.そこで,図2 に示すような開口部周辺の壁体の補 強を行って,そこに無開口壁に近い 水平耐力を与えることを目指す.

本研究では、図2中の凸形の形状の 部分を壁試験体とするが、開口部横

を想定した試験体の上部を開口壁,壁長が長い試験体の 下部を腰壁と表記する.

3. アンカーの量、付着強度、埋め込み深さの検討

筆者の所属する研究室ではこれまで文献 3)の研究で、 煉瓦壁体に埋め込んだアンカーボルトの付着性状を調べ ている.その結果から得られた、煉瓦壁体に埋め込んだ アンカーのせん断耐力とアンカー断面積との関係を図 3 に示す.また、文献 2)・文献 3)の研究ではアンカーを煉 瓦小口1個分の長さで埋め込んでいたが、写真2のよう に埋め込んだアンカーの先端部分で破壊が起こり、アン カーが埋め込まれた部分は補強部と煉瓦組積体の一体性 が確認された.このことから、本研究ではアンカーは煉 瓦組積体を貫通させて補強を行うこととする.



図1 実構造物の壁体断面

表2 鉄筋の機械的性質

| 規格 | ヤング率 (N/mm ²) | 降伏強度 (N/mm ²) | 引張強度 (N/mm ²) | 破断伸び (%) | | | | |
|---------------|------------------------------|------------------------------|------------------------------|-------------|--|--|--|--|
| D10 (SD345) | 1.84×10^{5} | 382 | 594 | 19.2 | | | | |
| D16 (SD345) | 1.85×10 ⁵ | 403 | 585 | 17.9 | | | | |
|)16 (SD345) * | 1.84×10 ⁵ | 401 | 576 | 16.9 | | | | |
| 試験体CD02に使用 | | | | | | | | |



> 図2 開口部周辺の壁体と 試験体想定箇所

表3 試験体の補強方法と載荷方法

| 試験体名 | 補強部 | アンカー 本数(本) | アンカー 筋比(%) | ねじれの拘束 |
|------|-----|---------------|---------------|--------|
| UR01 | 無 | 0 | 0 | 有 |
| CS01 | 片面 | 100 | 0.56 | 有 |
| CS02 | 片面 | 100 | 0.56 | 無 |
| CD01 | 両面 | 100 | 0.56 | 有 |
| CD02 | 両面 | 60 | 0.33 | 有 |



写真2小ロー個分埋め込んだ アンカーの先端部分での破壊

4. 実験概要

試験体5体の形状及び配筋図を図4に、煉瓦壁に使用 した目地モルタルとRC壁板に使用したコンクリートの 力学的性質を表1に、鉄筋の機械的性質を表2に、試験 体5体の補強方法と載荷方法の違いを表3に示す.使用 した煉瓦は、寸法216mm×108mm×63mmの無孔の焼成 煉瓦で、九州大学本部第一庁舎および第三庁舎に使用さ れる煉瓦と同等の圧縮強度(平均圧縮強度22.6N/mm²) を有するものを用いた.5体とも図2に示す開口部周辺 の壁体を想定し、3/4 スケールで作製した.試験体UR01 は無補強壁で、試験体CS01、CS02 は図4に示す厚さ 110mmのRC壁板を片面に、試験体CD01、CD02 は両面 に打設した.煉瓦壁はRCスタブ上に組積し、補強部は RCスタブとアンカー等で接合せずに縁を切った.

補強試験体にはアンカーを打っており,アンカーの縦 方向の配置は煉瓦1段おきに,横方向の配置は小口1個

-54-

分以上の間隔とした. 試験体 CS01, CS02 ではアンカー を埋め込み深さ 295mm で打設し, 試験体 CD01, CD02 ではアンカーを煉瓦壁に貫通させて打設した. ただし, 試験体 CS02 のアンカー用の穿孔時に, 誤って貫通した 箇所が5箇所あったため, 埋め込み長さを少し短くする 必要がある.アンカー筋には D13 の SD345 を用いており,エポキシ樹脂を用いた接着系アンカーとした.試験体 CS01, CS02, CD01 にはアンカーを 100 本打設し,試験体 CD02 にはアンカーを 40%減らした 60 本打設した.表3 に示すアンカー筋比は煉瓦壁体の見付面積に対する



試験体 CD02 配筋図

①-①'断面図 (左 CS01/02,右 CD01/02)

図4 壁試験体の形状, 配筋図, ひずみゲージ貼付け位置(単位:mm)



アンカー筋の断面積の比(アンカー筋断面積/煉瓦壁体 の見付面積)と定義したアンカー量を表す指標である.

開口壁と腰壁の端部に SD345 の D16 を主筋,中央部 の同じ方向に SD345 の D10 を中間鉄筋として, 主筋や 中間鉄筋を覆うように両端部に 90° フックを付けた SD345のD10をせん断補強筋として使用した.

実験は図5に示す加力装置で行い、軸力は煉瓦組積体 上面(RC 壁増設部を除く)に 54kN 載荷し(圧縮応力: 0.21N/mm²),実験中は一定に保持した.水平力はスタブ 上面から載荷点までの高さに生じる変形角が±0.01、 0.025, 0.05, 0.075, 0.1, 0.2, 0.3, 0.4, 0.5, 0.75, 1.0, 1.5, 2.0 ×10⁻² rad.に 3 回ずつ達するまで(試験体 CS01 は 1.5× 10⁻² rad.まで, 試験体 CS02 は 1.0×10⁻² rad.まで) 正負交 番の静的繰り返し載荷を行った. 試験体 CS02 はねじれ 時の性能を把握するため、面外方向のねじれを拘束せず に載荷を行った. それ以外の試験体では面外方向のねじ れを拘束して載荷を行った.変位計は図6に示す位置に 取付けた.なお、表4は、実際の本部第一庁舎に本研究 で提案する RC 壁を増設する際の軸力の増加について検 討したものである. 同表は最大の長期軸力が作用する壁 体とそれに RC 壁を増設した場合について示しており、 実験で確認された壁体の圧縮強度の最小値に対し、長期 の軸力は両面補強時でも11%程度である.また、本部第 一庁舎の基礎は壁体から断面積を徐々に大きくした同様 の煉瓦壁で構成されており, 壁体と同等以上の圧縮耐力 が見込めるため、長期軸力に対する耐力不足は考えにく い. 加えて、重量増による地震時水平力の増大に対して

表4 最大圧縮応力が作用する本部第一庁舎の壁体の RC 壁増設に伴う圧縮耐力の確認

| | 現状 最大値 | 片面 補強時 | 両面 補強時 | 圧縮強度 最小値 |
|---------------------------|-----------|-----------|-----------|-------------|
| 軸力(kN) | 275 | 307 | 339 | |
| 圧縮応力度(N/mm ²) | 0. 569 | 0. 636 | 0. 702 | 6. 35 |



図6 変位計取付け位置(単位:mm)

は、それを十分上回る水平耐力の増大効果が見込めれば 補強に利用できる. 但し、水平荷重で生じる曲げ圧縮応 力がどのように煉瓦壁へ分散して入力されるかは解明が 十分でないため、その検討を今後引き続き実施する.

5. 壁試験体の水平耐力

無補強煉瓦壁の水平耐力 。Qu は開口壁脚部の横目地が 曲げ破壊したのち、開口壁が剛体回転するときの水平荷 重として、(1) 式で算定する.

$${}_{b}Q_{\mu} = (N+w) \cdot L/2h \tag{1}$$

ただし.

N: 煉瓦組積体上面に作用させた軸力

w:開口壁の自重

- L:開口壁の長さ
- h:開口壁脚部から加力点までの高さ

本研究では、RC 壁板で補強した煉瓦壁の水平耐力を2 種類の方法で算定した.1種類目として, RC 壁板で補強 した煉瓦壁の降伏耐力。Qyは RC 梁の許容曲げモーメン トの算定式(3)を準用し,開口壁脚部の主筋が降伏する時 の水平荷重に,開口壁が剛体回転するときの水平荷重 かの を加えた値として、(2)式で算定する.

$$_{c}Q_{y} = M_{y}/h + _{b}Q_{u} \tag{2}$$

$$M_y = a_t \cdot \sigma_y \cdot j \tag{3}$$

ただし,

a_t:開口壁端部に配置した3本の主筋 D16の断面積 の合計

σ_v:主筋の降伏強度

i:応力中心間距離で、(7/8) dとする

d:開口壁の有効せいで,3本の引張鉄筋の重心から 求める

また,同補強煉瓦壁の終局耐力 *_Q*^{*u*} は RC 梁の終局曲 げモーメントの算定式(5)を準用し,開口壁脚部の終局強 度時の水平荷重に開口壁が剛体回転するときの水平荷重 *_bQ*^{*u*} を加えた値として,(4)式で算定する.

$$_{c}Q_{u} = M_{u}/h + _{b}Q_{u} \tag{4}$$

$$M_u = 0.9a_t \cdot \sigma_y \cdot d \tag{5}$$

2種類目として,壁式鉄筋コンクリート造計算規準(以下,WRC規準と記す)に準じた耐力式による算定を併せて行った. RC 壁板で補強した煉瓦壁の曲げ降伏時の水 平耐力 wcQ_y は,WRC規準を準用した(7)式で得られる耐力壁の降伏曲げモーメントを加力点までの高さhで除した値として,(6)式で算定する.

$$_{wc}Q_y = {_wM_u}/h \tag{6}$$

$${}_{w}M_{y} = \sum({}_{w}a_{t} \cdot {}_{w}\sigma_{y}) \cdot l' + 0.5\sum({}_{w}a_{w} \cdot {}_{w}\sigma_{wy}) \cdot l' + 0.5(N+w)l'$$
(7)

ただし,

- wa_t:引張鉄筋の断面積で WRC 規準に準じ引張側端
 部から RC 壁板の厚さ 110 mmの範囲内にある縦筋
 とする
- wσ_y: 引張鉄筋の規格降伏点で終局曲げモーメント計 算時には 1.1 倍とする
- l':開口壁の長さLの 0.9 倍の値

waw:中間鉄筋の断面積

wσ_{wy}:中間鉄筋の規格降伏点で終局曲げモーメント 計算時には 1.1 倍とする

RC 壁板で補強した煉瓦壁の曲げ終局時の水平耐力



試験体 UR01



試験体 CS01 (無補強面) 試験体 CS01 (補強面) 写真 3 載荷後の試験体の状況

wcQuは WRC 規準を準用した(9)式で得られる耐力壁の 終局曲げモーメントを加力点までの高さhで除した値と して,(8)式で算定する.

$$_{wc}Q_u = {_wM_u}/h \tag{8}$$

$${}_{w}M_{u} = \sum ({}_{w}a_{t} \cdot {}_{w}\sigma_{y}) \cdot l' + 0.5 \sum ({}_{w}a_{w} \cdot {}_{w}\sigma_{wy}) \cdot l' + 0.5(N+w)l'$$
(9)

6. 実験結果および考察

各試験体の水平荷重-変形角関係を図7に、載荷後の 試験体の状況を写真3に示す.水平荷重は図5に示す ように、ジャッキから圧縮加力を行ったときを正、引張 加力を行ったときを負とし、変形角は、ジャッキの圧縮 加力によってスタブが図5中の正側へ変位したときを正、 ジャッキの引張加力によってスタブが負側へ変位したと きを負としている.

試験体 UR01 の最大荷重は+31.8kN (+0.041×10⁻²rad. 時)であった. +0.025×10⁻²rad.のサイクルで開口壁正側 脚部の煉瓦1段目下面の横目地に曲げひび割れが生じた. その後, -0.025×10⁻²rad.のサイクルで負側脚部の1 段目 上面の横目地に, +0.050×10⁻²rad.のサイクルで正側脚部 の1段目上面の横目地に曲げひび割れが生じた. それ以 降の変形領域では,開口壁の下から2段目以上が剛体的 に回転した.

試験体 CS01 の最大荷重は+196kN(+0.71×10⁻² rad.時) であり,試験体 UR01 の最大荷重と比較すると 6.2 倍の 補強効果があった. -0.050×10⁻² rad.のサイクルで開口壁 負側脚部の無補強面(正面)の煉瓦1段目下面に曲げに よるひび割れがみられ,+0.30×10⁻² rad.のサイクルでその 周辺の組積体表面に階段状のひび割れが発生した.また, +0.30×10⁻² rad.のサイクルで開口壁正側脚部の補強面(背 面)に曲げによるひび割れがみられ,組積体と補強部の 壁厚方向に階段状のひび割れがみられた. ±0.75~1.0× 10⁻² rad.のサイクル以降,開口壁脚部の補強面に曲げひび 割れが進展した.

試験体 CS02 の最大荷重は+194kN(+0.51×10⁻²rad.時)





であり、試験体 UR01 の最大荷重と比較すると 6.1 倍の 補強効果があった.+0.10×10⁻²rad.のサイクルで開口壁正 側脚部の無補強面(正面)の煉瓦1段目下面に曲げによ るひび割れがみられ、+0.30×10⁻²rad.のサイクルでその周 辺の組積体表面に斜めにひび割れが発生した.また、 +0.20×10⁻²rad.のサイクルで開口壁正側脚部の補強面(背 面)に曲げによるひび割れがみられ、±0.50×10-2rad.の サイクル以降、開口壁脚部の補強面に曲げひび割れが進 展した.

みられ,以降も進展した.また,+0.75×10-2rad.以降のサ 400 イクルで開口壁脚部のコンクリートに圧壊がみられた. 300 片面補強試験体2体を比較すると、最大荷重は同等だっ 200 头中危重 (KN) 100 (a)~(e)の凡例 Ö 水平荷重−変形角関係 ~100 降伏曲げ荷重cQy -200 1段目主筋が引張降伏(背面) 2段目主筋が引張降伏(背面) 3段目主筋が引張降伏(背面) -300 -400 終局曲げ荷重cQu -500 -2.5 -2.0 -1.5 -1.0 -0.5 0.0 0.5 1.0 1.5 2.0 2.5 1段目主筋が引張降伏(正面) 2段目主筋が引張降伏(正面) 0 変形角 (×10-2rad.) 3段目主筋が引張降伏(正面) (a) 試験体 UR01 Λ 500 500 400 400 300 300 200 200 (NS) 米平荷重 (MI) 100 100 水平荷重(ា 0 -100 -100 -200 -200 -300 -300 -400 -400 -500 -500 -2.5 -2.0 -1.5 -1.0 -0.5 0.0 0.5 1.0 1.5 2.0 2.5 -2.5-2.0 -1.5 -1.0 -0.5 0.0 0.5 1.0 1.5 変形角 (×10-2rad.) 変形角(×10-2rad.) 試験体 CSO1 (±1.5×10⁻²rad. まで) (b) 試験体 CSO2(±1.0×10⁻²rad. まで) (c)500 500 400 400 300 300 200 200 3 大平荷重 (KK) 100 100 水平荷重 0 0 -100 -100 -200 -200 -300 -300 -400 -400 -500 -2.5 -2.0 -500 -1.5 -1.0 -0.5 0.0 0.5 1.0 1.5 2.0 2.5 -2.5 -2.0 1.0 -1.5 -1.0 -0.5 0.0 0.5 1.5 変形角 (×10-2rad.) 変形角(×10-2rad.) (e) 試験体 CD02 (d) 試験体 CD01

であり、試験体 UR01 の最大荷重と比較すると 14.2 倍の

補強効果があった.+0.20×10⁻²rad.のサイクルで最初に開

口壁正側脚部の補強面(背面)に曲げによるひび割れが

みられ、以降のサイクルで他の脚部にもひび割れが発生

し進展した. また, +0.75×10⁻²rad.以降のサイクルで開口

試験体 CD02 の最大荷重は+402kN(+0.77×10⁻²rad.時)

であり、試験体 UR01 の最大荷重と比較すると 12.6 倍の 補強効果があった. +0.10×10⁻²rad.のサイクルで最初に開

口壁正側脚部の補強面(正面)に曲げによるひび割れが

2.0 2.5

2.0

2.5

壁脚部のコンクリートに圧壊がみられた.

試験体 CD01 の最大荷重は+453kN (+0.88×10⁻²rad.時)

500



-58-





(KN)

草重

FI-

×

試験体 CS02

たが試験体 CS02 はね じれの影響により試験 体 CS01 より小さな変 形角で最大荷重に達し たと考えられる.また, 開口上部のねじれの概 念図を図 8 に,試験体 CS01 と試験体 CS02 の 開口上部のねじれ-全 体変形角関係を図 9 に 示す.図9より,片面 補強試験体の開口上部 のねじれが大きくなっ ている. ± 0.40 × 10^2 rad.サイクルまで







は、両試験体とも上部のねじれはほぼ同等であった. ± 0.50×10^{-2} rad.サイクルで試験体 CS02 の上部のねじれが大きくなり始め、それ以降のサイクルでは両試験体 とも上部のねじれが大きくなっていった. 試験体 CS02 では、試験体を上から見て、時計回りのねじれが徐々に 大きくなっている. 上部のねじれは+1.0×10⁻²rad.のとき、試験体 CS01 が約 2.2%rad.で、試験体 CS02 が約 5.0%rad. となった.

両面補強試験体 2 体を比較すると, アンカーを 40%減 らした試験体 CD02 は試験体 CD01 より最大耐力が約 11%低下したが大変形領域までその耐力を維持した. 変形角別の最大水平荷重の大きさを図 10 に示す.補強 試験体 4 体は,無補強試験体 UR01 の最大荷重が測定さ れた+0.041×10⁻²rad.以降も荷重が増加した.開口壁の主筋 は±0.20×10⁻²rad.以降のサイクルで降伏し始め,最大荷重 に至るまでに大きな変形能力を示した.

実験結果と水平耐力の算定結果を表 5 に、水平耐力の 算定に用いた値を表 6 に示す. 試験体 UR01 は開口壁の 剛体回転で変形角-2.0×10⁻²rad.に達した際には水平荷重 が-27.5kN まで低下し、表 5 中の $_{b}Q_{u}=24.4$ kN に近い値と なった. 試験体 CS01, CS02, CD01, CD02 はいずれも、 開口壁の主筋が最初に引張降伏した時の水平荷重が $_{c}Q_{y}$ に近い値となった. また,試験体 CS01, CS02, CD01,

| 試験体 | 名 | ①最大 荷重 (kN) | 最大荷重時の 変形角 (×10 ⁻² rad.) | ±0.05×10 ⁻² rad. サイクル時の 最大荷重 (k N) | ②開口壁脚部の 主筋が最初に 引張降伏した 時の水平荷重 (kN) | 左項の時の 変形角 (×10 ⁻² rad.) | 水平荷重 _b Q _u (kN) | 水平荷重 _c Q _y (kN) | 水平荷重 _c Q _u (kN) | Qy ②実験値 | _cQu ①実験値 |
|------|----|-------------------|---|--|---|--|---|---|---|------------|--------------|
| UR01 | н | 31.8 | 0. 041 | 31.8 | _ | _ | 24.4 | - | _ | | _ |
| | 負 | -29.8 | -0. 087 | -29.6 | | | 27. T | | | | |
| 0001 | 正 | 196 | 0. 714 | 110 | 153 | 0. 22 | | | 166 | 1.06 | 0.85 |
| 0301 | 負 | -193 | -1.007 | -68.0 | -146 | -0. 48 | 24.4 | 162 | | 1. 11 | 0.86 |
| 0000 | 正 | 194 | 0. 509 | 106 | 159 | 0. 27 | 24.4 | | | 1. 02 | 0.86 |
| 0302 | 負 | -192 | -0. 752 | -109 | -154 | 0.37 | | | | 1.05 | 0.86 |
| 0001 | IE | 453 | 0.879 | 207 | 302 | 0. 18 | | | | 0.99 | 0.68 |
| CDOT | 負 | -392 | -1. 394 | -98, 6 | -277 | -0. 22 | 04.4 | 200 | 200 | 1.08 | 0. 79 |
| 0000 | IE | 402 | 0. 770 | 206 | 280 | 0.13 | 24.4 | 300 | 308 | 1.07 | 0. 77 |
| 0002 | 負 | -400 | -1.519 | -204 | -288 | 0.13 | | | | 1.04 | 0.77 |
| | | | | | | | | | | | |

った.

表5 壁試験体の載荷実験結果と水平耐力の算定結果

表6 水平耐力の算定に用いた値

| 試験体名 | N (kN) | W (kN) | L (mm) | h (mm) | a_t (mm ²) | $\sigma_y = (N/mm^2)$ | j (mm) | d (mm) | wa _t (mm ²) | $w\sigma_y$ (N/mm ²) | $a_w a_t$ (mm ²) | <i>w</i> σ _{wy} (N/mm²) |
|------|-----------|-----------|-----------|-----------|--------------------------|-----------------------|-----------|-----------|---------------------------------------|-------------------------------------|------------------------------|-------------------------------------|
| UR01 | 54 | 4.7 | 798 | 956 | - | - | - | - | - | - | - | - |
| CS01 | 54 | 4.7 | 798 | 956 | 596 | 403 | 549 | 627 | 199 | 345 | 199, 71.3 | 345 |
| CS02 | 54 | 4.7 | 798 | 956 | 596 | 401 | 549 | 627 | 199 | 345 | 199, 71.3 | 345 |
| CD01 | 54 | 4.7 | 798 | 956 | 1192 | 403 | 549 | 627 | 199 | 345 | 199, 71.3 | 345 |
| CD02 | 54 | 4.7 | 798 | 956 | 1192 | 403 | 549 | 627 | 199 | 345 | 199, 71.3 | 345 |

CD02 はいずれも、最大荷重が _cQuより大きな値を示し、 (4)式による終局曲げ耐力の算定結果は14%~32%の過小 評価となった.

(6)式と(8)式による算定値と実験値の比較を表7に示 す.(6)式による降伏曲げ耐力の算定結果は21~33%過大 評価となった.一方(8)式による終局曲げ耐力の算定値は 実験値に近い値となったが、片面補強試験体の耐力につ いては 8~10%の過大評価となった. このことから降伏 耐力は(2)式により概ね捉えられ、両面補強時の終局耐力 表7 (6) 式と(8) 式の算定値と 実験値との比較

| (mm^2) (M/mm^2) | | | | | | | |
|---------------------|--------|-------------|-------|------|--------------|-------|------|
| | | | | 0 | 0 | 0 | 0 |
| - | _ | = = = = ~ / | | wcQy | $_{wc}Q_{u}$ | wcYy | wcYu |
| 199, 71.3 | 345 | 試験1 | 試験14名 | | (kN) | の宝輪値 | |
| 199. 71.3 | 345 | | | | | | |
| 199, 71.3 | 345 | 0001 | ΙĒ | 102 | 010 | 1.26 | 1.08 |
| 199, 71.3 | 345 | 0301 | 負 | 192 | 212 | 1.33 | 1.10 |
| | 0000 | IE | 102 | 010 | 1.21 | 1.09 | |
| は(8)式 | により | 0302 | 負 | 192 | 212 | 1.25 | 1.10 |
| | 2 2 10 | 0001 | IE | 266 | 102 | 1.21 | 0.89 |
| 慨る捉 | えられ | 0001 | 負 | 300 | 402 | 1. 32 | 1.02 |
| ステレン | が分か | 0000 | īE | 200 | 400 | 1.31 | 1.00 |
| | 0002 | 負 | 300 | 402 | 1.27 | 1.01 | |
| 1 | | | | | | | |

ここで、表8~表11に開口壁脚部の引張鉄筋と中間鉄 筋による降伏時、終局時における実際のモーメントと算 定値との比較を示す. また図 11,図 12 に降伏時の開口壁 脚部のひずみ分布と鉄筋の負担軸力の概念図を示す。ひ ずみ分布は図4に示す開口壁脚部の鉄筋に貼ったひずみ



図 11 降伏時の開口壁脚部のひずみ分布の概念図 (CD02 正加力時)

| 表 8 | (3) 式による降伏時の開口壁脚部の |
|-----|--------------------|
| モー | メントの算定値と実験値との比較 |

| 試験体 | | ③引張鉄筋による モーメント合計 (kNm) | (3) [°] a _t ·σ _y ·j (kNm) | ③'算定值 ③実験值 | ③' /③ 平均 |
|------|----|------------------------------|--|---------------|-------------|
| 0001 | IE | 87. 8 | 131 | 1.50 | |
| 0301 | 負 | 111 | 131 | 1.19 | |
| 0000 | 正 | 110 | 131 | 1.20 | |
| 0302 | 負 | 117 | 131 | 1.13 | 1 20 |
| 0001 | IE | 175 | 263 | 1.50 | 1. 50 |
| 0001 | 負 | 188 | 263 | 1.40 | |
| 0002 | IE | 214 | 263 | 1. 23 | |
| | 負 | 204 | 263 | 1.29 | |



表9 (5) 式による終局時の開口壁脚部の モーメントの算定値と実験値との比較

| 試験体 | | ④引張鉄筋による モーメント合計 (kNm) | $\begin{array}{c} \textcircled{4}^{'}\\ 0.9a_t \cdot \sigma_y \cdot d\\ (kNm) \end{array}$ | ④ ['] 算定値 ④実験値 | ④' /④ 平均 |
|------|----|------------------------------|--|----------------------------|-------------|
| 0901 | ΙĒ | 137 | 135 | 0. 99 | |
| 0301 | 負 | 135 | 135 | 1.00 | |
| 0000 | IE | 142 | 135 | 0.95 | |
| 0302 | 負 | 135 | 135 | 1.00 | 0.07 |
| 0001 | IE | 285 | 270 | 0.95 | 0.97 |
| 0001 | 負 | 283 | 270 | 0.96 | |
| 0000 | ΤĒ | 286 | 270 | 0.95 | |
| 0002 | 負 | 284 | 270 | 0.95 | |

| 試験 | 体 | ⑤引張鉄筋による モーメント合計 (kNm) | ⑥中間鉄筋による モーメント合計 (kNm) | $\sum_{\substack{(wa_t \cdot wa_y) \cdot l' \\ (kNm)}} (5)$ | $ \begin{array}{c} $ | ⑤'算定值 ⑤実験値 | ⑤' /⑤ 平均 | ⑥' 算定値 ⑥実験値 | ⑥' /⑥ 平均 |
|------|----|------------------------------|---|---|--|---------------|-------------|--------------------|-------------|
| 0001 | IE | 53. 7 | 43.3 | 49.2 | 116 | 0. 92 | | 2.68 | |
| 0301 | 負 | 48. 3 | 70. 2 | 49. 2 | 116 | 1.02 | | 1.65 | |
| 0000 | ΤĒ | 55.5 | 67.9 | 49. 2 | 116 | 0.89 | | 1.71 | |
| 0302 | 負 | 56.8 | 77.3 | 49.2 | 116 | 0.87 | 0.02 | 1.50 | 0.06 |
| 0001 | ΤĒ | 106 | 87.1 | 98.4 | 232 | 0.93 | 0.93 | 2.67 | 2.00 |
| 0001 | 負 | 102 | 96.6 | 98.4 | 232 | 0.97 | | 2. 40 | |
| 0002 | 正 | 105 | 127 | 98.4 | 232 | 0.94 | | 1.83 | |
| ODUZ | 負 | 109 | 113 | 98.4 | 232 | 0.90 | | 2.05 | |

表 10 (7) 式の第一項と第二項よる降伏時の開口壁脚部のモーメントの算定値と実験値との比較

表 11 (9) 式の第一項と第二項よる終局時の開口壁脚部のモーメントの算定値と実験値との比較

| 試験 | ⑦引張鉄筋による 後体 モーメント合計 (kNm) | | ⑧中間鉄筋による モーメント合計 (kNm) | $\frac{\widehat{\mathcal{D}}'}{\sum_{\substack{(wa_t \cdot w\sigma_y) \cdot l' \\ (kNm)}}}$ | | ⑦ ['] 算定値 ⑦実験値 | ⑦' /⑦ 平均 | ⑧' 算定値 | ⑧' /⑧ 平均 |
|------|------------------------------------|-------|------------------------------|---|-----|--------------------------------|-------------|------------|-------------|
| 0001 | ΤĒ | 55.9 | 113 | 54. 1 | 128 | 0.97 | | 1.13 | |
| 0301 | 負 | 54.0 | 101 | 54. 1 | 128 | 1.00 | | 1.27 | |
| 002 | 正 | 56.4 | 114 | 54. 1 | 128 | 0.96 | | 1.12 | : |
| 0302 | 負 | 55. 1 | 108 | 54. 1 | 128 | 0.98 | 0.07 | 1.19 | 1 00 |
| 0001 | ΤĒ | 113 | 267 | 108 | 255 | 0.96 | 0.97 | 0.96 | 1.00 |
| 0001 | 負 | 113 | 266 | 108 | 255 | 0.96 | | 0.96 | |
| 0002 | IE | 114 | 250 | 108 | 255 | 0.95 | | 1.02 | |
| | 負 | 114 | 263 | 108 | 255 | 0, 95 | | 0.97 | |

ゲージの値を読み取り、ひずみゲージを貼り付けていな い部分は線形補間した. 終局時は同表①の最大荷重時の ひずみを読み取った.鉄筋の負担軸力は終局時に降伏ひ ずみよりもひずみが大きかった鉄筋はすべて降伏強度で 算定した. モーメントの実験値は圧縮力の重心位置まわ りのモーメントとして求めた.表8を見ると、(3)式では 降伏時の実際の引張鉄筋によるモーメントを30%過大評 価しているとわかる.表9を見ると、(5)式は終局時の実 際の引張鉄筋によるモーメントと概ね一致しているとい える.表5,表8,表9を見ると実験値に対する算定値の 比は表5の値が最も小さい.これは、表5の実験値には 引張鉄筋より圧縮側の鉄筋によるモーメントも含まれて いるが、表8、表9の実験値には含まれていないためと 考えられる. 表 10 より, (7)式の引張鉄筋の項(第一項) は降伏時の実際の引張鉄筋によるモーメントを 7%過小 に評価しているが、(7)式の中間鉄筋の項(第二項)は降 伏時の実際の中間鉄筋によるモーメントを 106%過大に 評価している. 表 11 より, (9)式の中間鉄筋の項(第二 項)は両面補強時には終局時の実際の中間鉄筋によるモ ーメントと概ね一致しているといえるが、片面補強時に は12~27%過大評価となった.全体を通して見ると、降 伏時と終局時はいずれも中間鉄筋は機能しているが、そ の影響は終局時のほうが大きいと考察される.そのため、 RC 梁の式と WRC 規準に準じた式とでは算定値が異な ったと考えられる.また、終局時の中間鉄筋の作用度合 いは両面補強時と片面補強時で若干差があることが分か った.

今後,壁体に作用するねじれの影響や,アンカーによる 煉瓦壁体の拘束効果が補強する壁体の水平耐力に及ぼす 影響を含めて,耐力式の検討を引き続き行う.また,基礎 や梁の補強の必要性についても検討を行う.

7.まとめ

本研究では、実構造物中の煉瓦造壁体を模して作製した無筋煉瓦造壁試験体1体と、同様の壁体をRC壁板で 補強した煉瓦造壁試験体4体の水平載荷実験を行い、補 強効果を調べた.その結果、以下の知見が得られた.

- 最大水平荷重について無補強煉瓦壁試験体 UR01 と 比較すると、片面を補強した試験体 CS01 は 6.2 倍, 試験体 CS02 は 6.1 倍,両面を補強した試験体 CD01 は 14.2 倍,試験体 CD02 は 12.6 倍の補強効果があっ た.
- (2) 無補強の煉瓦壁試験体 UR01 が最大荷重を迎えた ±0.050×10⁻²rad.のサイクル以降も,補強した煉瓦の壁 試験体の耐力は増大し,大きな変形能力を示した.
- (3) RC 片面補強を行った煉瓦壁試験体2体を比較すると、 最大耐力は同等で,試験体CS01は±0.75~1.0×10⁻²rad. のサイクル以降,試験体CS02は±0.50×10⁻²rad.のサイ クル以降,ねじれによる変形が顕著になった.
- (4) RC 両面補強を行った煉瓦壁試験体2体を比較すると、 アンカー量を試験体 CD01より40%減らした試験体 CD02は、試験体 CD01より最大耐力が約11%低下し

たがほぼ同様の載荷履歴を示し,(4)式による終局耐力の算定値は23%の過小評価となった.

(5) RC 補強を行った煉瓦壁試験体の降伏耐力は(2)式に より概ね捉えられ,両面補強時の終局耐力は(8)式に より概ね捉えられた.

今後,壁体に作用するねじれの影響や,アンカーによる 煉瓦壁体の拘束効果が補強する壁体の水平耐力に及ぼす 影響を含めて,耐力式の検討を引き続き行う.また,基礎 や梁の補強の必要性についても検討を行う.

謝辞

本研究は九州大学統合移転事業の一環で行ったもので ある. 試験体 CS02 及び CD02 の補強は文部科学省科学 研究費補助金(基盤研究(A),課題番号:16H01825,研 究代表者:花里利一)の助成により実施した.本研究の 遂行にあたり,大分大学の菊池健児教授,黒木正幸教授 からご助言を頂いた.また,実験にあたり,九州大学工 学部建築学科平成28年度卒論生 末廣秀樹君の協力を得 た.末尾ながら記して謝意を示す.

参考文献

- 村上公志,石原義高,山口謙太郎,蜷川利彦:九州大 学 本部庁舎を構成する煉瓦組積体の力学特性 そ の 2 その 3,日本建築学会大会学術講演梗概集,C-2,pp.843-846,2014年9月
- 2) 荒木啓介,山口謙太郎,蜷川利彦:九州大学 無筋 煉瓦造建築の壁体を表面から補強する方法に関す る研究 その 2,日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2,pp.867-868,2016年8月
- 村上公志、山口謙太郎、蜷川利彦:九州大学 無筋 煉瓦造建築の壁体を表面から補強する方法に関す る研究 その1、日本建築学会大会学術講演梗概集、 C-2、pp.809-810、2015年9月

(受理:平成29年11月6日)