

凹凸のある煉瓦で構成される組積造壁の 破壊メカニズムと耐力向上効果の検証

古川 愛子¹・木村 翔太²・清野 純史³

¹正会員 京都大学大学院准教授 工学研究科都市社会工学専攻 (〒615-8540 京都市西京区京都大学桂)

E-mail: furukawa.aiko.3w@kyoto-u.ac.jp

²学生会員 京都大学大学院学生 工学研究科都市社会工学専攻 (〒615-8540 京都市西京区京都大学桂)

E-mail: kimura.shota.55r@st.kyoto-u.ac.jp

³正会員 京都大学大学院教授 工学研究科都市社会工学専攻 (〒615-8540 京都市西京区京都大学桂)

E-mail: kiyono.junji.5x@kyoto-u.ac.jp

組積造構造物の補強方法として、直方体煉瓦でなく凹凸のある煉瓦を用いて煉瓦同士の噛み合いに期待するものが提案されているが、その効果について十分な検証はなされていない。本研究は、直方体煉瓦で構成される組積造壁と、凹凸のある煉瓦で構成される組積造壁の斜め圧縮試験を実施して、破壊性状を調べるとともに、煉瓦同士の噛み合いによる耐力向上効果について検証した。その結果、凹凸のある煉瓦で構成される組積造壁の方が最大荷重が小さくなり、耐力向上効果を確認できなかった。有限要素解析によって斜め圧縮試験を再現し、破壊メカニズムを分析した結果、凹凸のある煉瓦で構成される組積造壁では、煉瓦同士の噛み合い部に応力集中が生じるため、煉瓦内部に破壊が生じて直方体煉瓦で構成される組積造壁よりも耐力が小さくなったことがわかった。

Key Words : masonry wall, interlocking, diagonal compression test, finite element analysis, failure mechanism, strength, force-displacement relationship

1. はじめに

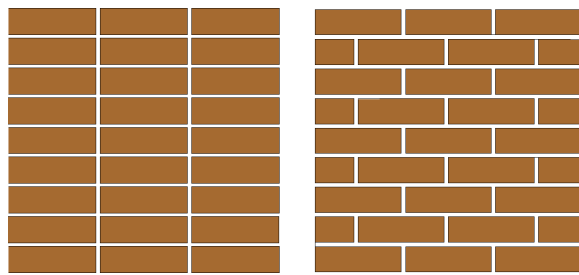
地震による死者の75%は建物の倒壊により亡くなっており、建物の倒壊による死者の大多数は開発途上地域に多く建設されている耐震性の低い組積造構造物の倒壊により亡くなっていると報告されている¹⁾。組積造構造物は煉瓦や石材などを積み上げることで建設され、地震動の揺れに対して非常に脆弱であるが、材料が安価である点、施工が容易である点、断熱性や保湿性に優れているなどの理由のために、開発途上地域を中心に、今日においても世界中で建設されている。安価で施工のし易い組積造構造物の耐震補強方法が望まれている。

組積造構造物の耐震補強方法に関する既往研究としては、鋼棒を用いたもの²⁾、強化繊維プラスチックを用いたもの³⁾、廃タイヤを用いたもの⁴⁾、荷造りで使われるポリプロピレン製の紐であるPP-bandを用いたもの⁵⁾などが提案されている。いずれも材料の引張抵抗に期待するものである。開発途上地域で普及させるには、材料が安価で入手容易な方法である必要があるが、PP-bandは材料を世界中で容易に入手することができ、施工も簡単

であるため、開発途上地域において既に導入されている。

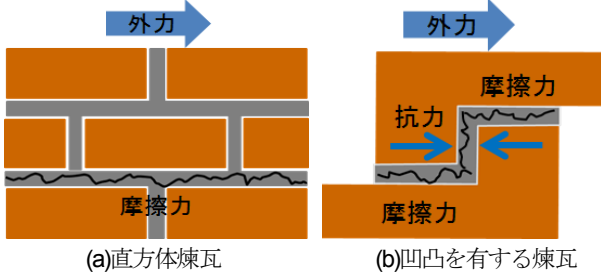
以上の耐震補強方法は、いずれも補強材を要する。これに対して、補強材を用いない方法の1つとして、凹凸のある煉瓦同士の噛み合い（インターロッキング）を利用したものがある⁶⁾。この補強方法は、補強材を用いることなく煉瓦に所定の加工を施すだけで、従来の組積造壁を上回る耐震性能を期待するものである。

真田ら⁶⁾は、煉瓦をI型に加工し、I型煉瓦を積み上げた組積造壁と直方体煉瓦を積み上げた組積造壁を用意し、面内方向への正負交番載荷試験を行い、インターロッキングによる耐震性向上効果について検討を行った。その結果、I型煉瓦の組積造壁は直方体煉瓦の組積造壁よりも水平耐力が1.5倍以上も上回ることを確認した。しかし、I型煉瓦の組積造壁では、噛み合い部に局所的な応力集中が生じ、部材角1/200程度以降では大きく耐力が降伏したことも報告している。インターロッキングの効果は限定的であったが、水平耐力の向上には成功したことが報告されている。しかし、実験ケースが限られており、I型煉瓦を用いれば常に耐力が向上するのか、向上しない場合もあるのかなどは、十分に検討されていない。



(a)芋目地 (b)馬目地

図-1 直方体煉瓦による組積造壁



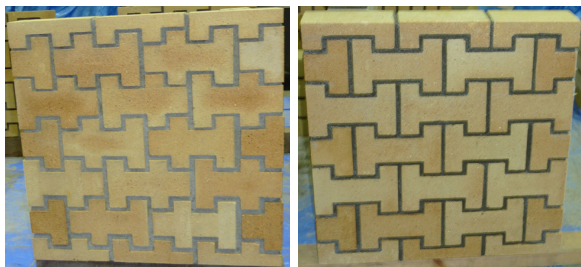
(a)直方体煉瓦 (b)凹凸を有する煉瓦

図-2 目地破壊後の抵抗力の比較



(a)馬I型組積造壁

(b)馬II型組積造壁



(c)土型組積造壁

(d)I型組積造壁

図-3 組積造壁供試体の写真

以上を踏まえて、本研究では、直方体煉瓦から構成される組積造壁2種類と、凹凸のある煉瓦から構成される組積造壁2種類の、計4種類の組積造壁に対して斜め圧縮試験を実施して、破壊性状と荷重-変位関係を調べ、凹凸のある煉瓦を用いることで耐力を向上できるかどうかを調べた。その結果、煉瓦同士の噛み合い部分に破壊が生じて、凹凸のある煉瓦の組積造壁の方が耐力が小さくなる傾向が確認された。次に、2次元静的有限要素解析により斜め圧縮試験を再現し、直方体煉瓦で構成される組積造壁と凹凸のある煉瓦で構成される組積造壁それぞれの破壊メカニズムを分析するとともに、凹凸のある煉瓦の組積造壁の方が耐力が小さくなった原因を考察した。以上のように、本研究では、実験と数値解析を通し

て凹凸のある煉瓦で構成される組積造の破壊メカニズムと耐力向上効果を説明することを目的とする。

2. 試験体概要

(1) 概説

本章では、まず、煉瓦同士の噛み合い（インターロッキング）を利用した組積造壁の基本概念について述べる。次に、本研究で使用する組積造壁の概要と、組積造壁を構成する煉瓦とモルタルについて述べる。

(2) インターロッキングを利用した組積造壁

組積造構造物は、直方体の煉瓦をモルタル等の目地材を用いて積み上げるのが一般的である。図-1(a)のように、水平方向にも鉛直方向にも目地が一直線となるように積み上げたものは芋目地と呼ばれ、図-1(b)のように水平方向には目地が一直線となるが、鉛直方向には目地が一直線とならないように互い違いに積み上げたものは馬目地と呼ばれる。芋目地・馬目地の組積造構造物では一般に、目地で破壊が発生・進展する。目地が両方向に通った芋目地の方が耐力が弱いとされており、馬目地を採用するのが一般的である。しかし馬目地でも、例えば図-2(a)のように目地が破壊すると、摩擦力以外の抵抗を失うため、非常に脆弱な状態となる。

組積造構造物の耐力向上策として、凹凸を有する煉瓦を用いて、煉瓦同士の噛み合わせ（インターロッキング）を利用する方法が研究されている。煉瓦が破壊しないと仮定すれば、目地で破壊が生じて、煉瓦同士の噛み合いにより、摩擦力に加えて図-2(b)のように抵抗力が発生する。この抵抗力により、組積造構造物全体としての耐力を向上できるのではないかと考えられている。

(3) 本研究で用いる組積造壁

本研究では、図-3に示す4種類の組積造壁を3体ずつ作成した。各組積造壁の幅、高さ、奥行きは表-1に示す通りであり、4種類の組積造壁が出来るだけ正方形に近く、かつ1辺の長さができるだけ等しくなるように設定した。モルタルの厚さは10mmを基本とした。ただし、試験体を正方向に近づけるため、水平の目地幅を馬I型では7mm、土型とI型では水平の目地幅を8mmとした。

図-3(a)(b)は直方体煉瓦を馬目地状に積み上げたものであり、高さ60mmの直方体煉瓦を積み上げたものを馬I型組積造壁、高さ110mmの直方体煉瓦を積み上げたものを馬II型組積造壁と呼ぶ。図-3(c)(d)は凹凸のある煉瓦を積み上げたものであり、漢字の「土」の形状をしたものを土型組積造壁、アルファベットの「I」の形状をしたものをI型組積造壁と呼ぶ。

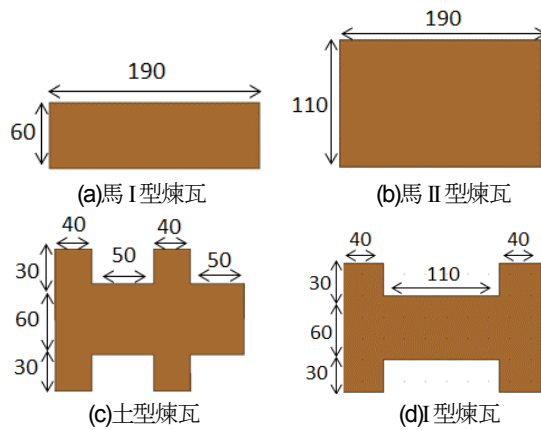


図4 煉瓦の寸法 (単位 mm, 奥行きは 10mm)

表-1 組積造壁の寸法 (単位 mm)

試験体名	幅	高さ	奥行き
馬 I 型組積造壁	590	596	100
馬 II 型組積造壁	590	590	100
土型組積造壁	590	588	100
I 型組積造壁	590	588	100

表-2 要素試験結果

(a) 煉瓦とモルタルの物性値および強度

	ヤング率 (N/m ²)	ポアソン 比	圧縮強度 (N/m ²)	引張強度 (N/m ²)
既製品煉瓦	2.04×10^{10}	0.33	2.41×10^7	8.84×10^6
加工煉瓦	1.69×10^{10}	—	1.69×10^7	8.92×10^6
モルタル	8.00×10^8	0.18	1.69×10^7	1.28×10^6

(b) 煉瓦とモルタルの界面の強度

	引張強度 (N/m ²)	粘着力 (N/m ²)	摩擦 係数
煉瓦とモルタルの界面	9.69×10^5	1.68×10^5	1.25

煉瓦の寸法は、図-4 のとおり設定した。土型および I 型煉瓦の最大高さは 120mm、最も窪んでいる部分の最小高さは 60mm である。馬 I 型煉瓦の高さは、土型および I 型煉瓦の最小高さに等しくなるように設定した。馬 II 型煉瓦の高さは、土型および I 型煉瓦の最大高さにできるだけ近くなるように設定した。図-4 は最も数の多い煉瓦の寸法であり、奇数段の左右両端の煉瓦は幅方向に半分程度、上下端は高さ方向に半分程度にカットしたものを使用した。なお、実験に使用した実際の組積造壁では、煉瓦およびモルタル厚さの施工誤差により、箇所によっては数 mm 程度の施工誤差が確認された。

(4) 組積造壁試験体の作成

馬 I 型煉瓦は JIS 規格の既製品の耐火煉瓦（以降、既製品煉瓦と呼ぶ）を使用した。馬 II 型煉瓦、土型煉瓦、I 型煉瓦は本研究のために特別に加工した耐火煉瓦（以降、加工煉瓦と呼ぶ）であり、JIS 規格に従い作成した。

モルタルの配合比は、セメント：砂：水＝1：4：0.8 とした。セメントは普通ポルトランドセメントを使用した。また、混和剤をセメント 25kg 当たり 20g 投入した。

煉瓦をモルタルで接着しながら積み上げて、組積造壁試験体を作成した後、室温を 25℃に設定した室内で 6 日間の養生期間を設けた。

(5) 煉瓦およびモルタルの要素試験

表-2 に要素試験の結果を示す。要素試験はいずれも 3 回ずつ実施し、平均をとった。

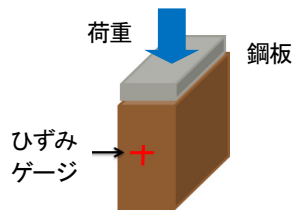
煉瓦の弾性係数、ポアソン比、圧縮強度は、煉瓦単体の圧縮試験によって求めた。図-5(a)のように、幅 65mm、高さ 113mm、奥行き 113mm の直方体煉瓦に対して、厚さ 5mm の鋼板を介して高さ方向に圧縮力を作用させた。直応力は、荷重を載荷面の煉瓦の面積で割ることで求めた、ひずみはひずみゲージにより計測した。底面から煉瓦の半分の高さ（約 56.5mm）において鉛直方向と水平方向のひずみを読み取った。ヤング率は載荷（鉛直）方向の応力－ひずみ関係から求めた。ポアソン比は、鉛直方向と水平方向のひずみの比から求めたが、加工煉瓦では考えが及ばず水平方向のひずみを計測しなかったため求まっていない。圧縮強度は、最大荷重時の応力とした。既製品煉瓦は、加工煉瓦と比較して、大きなヤング率と圧縮強度を有することが確認された。従って、既製品煉瓦を用いた馬 I 型組積造壁と、加工煉瓦を用いた組積造壁には、煉瓦の形状による違いだけでなく、煉瓦内部の剛性と強度の違いもあることを留意する必要がある。

モルタルのヤング率、ポアソン比、圧縮強度も煉瓦と同様に求めた。モルタルの圧縮強度は加工煉瓦の圧縮強度と同程度であったが、モルタルのヤング率は加工煉瓦のヤング率の約 1/25 とかなり小さいことが確認された。

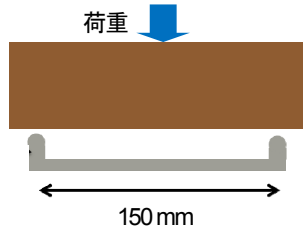
煉瓦の引張強度は、図-5(b)のように、3 点曲げ試験により求めた。図-4(a)(b)に示す馬 I 型と馬 II 型の幅 190mm の煉瓦を用いた。曲げ破壊時の荷重から、載荷位置下端での引張応力を求め、引張強度とした。既製品煉瓦と加工煉瓦は、同程度の引張強度を有することが確認された。

モルタルの引張強度は、直径 40mm、高さ 160mm の円柱の割裂強度とした。煉瓦の引張強度に比べて、モルタルの割裂強度は約 1/7 と小さいことが分かった。

煉瓦とモルタルの界面の引張強度は、図-5(c)のように、幅 65mm、高さ 113mm、奥行き 113mm の直方体の既製品煉瓦 4 つを厚さ 10mm のモルタルで接着した試験体に対して、4 点曲げ試験を実施することにより求めた。モルタル内部での引張破壊ではなく、煉瓦とモルタルの界面での引張破壊であったため、界面の引張強度と定義した。界面の引張強度がモルタルの引張強度よりも小さいことが、界面で破壊が生じた原因と考えられる。



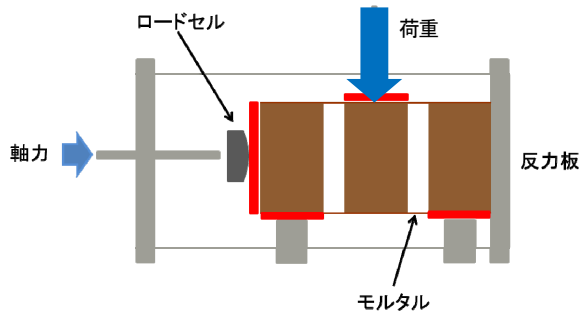
(a)煉瓦の圧縮試験



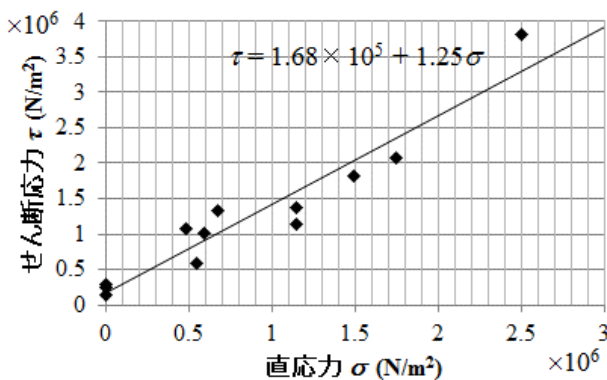
(b)煉瓦の3点曲げ試験



(c)目地の4点曲げ試験



(d)目地の2面せん断試験



(e)目地の直応力-せん断応力の関係

図-5 要素試験の概要

一般に、コンクリートやモルタルなどの引張軟化特性を有する準脆性材料では、直接引張試験によって得られる引張強度、曲げ試験、割裂試験により得られる引張強度は異なることが知られている。本研究では前述のとおり、煉瓦の引張強度は曲げ試験、煉瓦とモルタルの界面

の引張強度は曲げ試験、モルタルの引張強度は割裂試験によって求めた。後述する数値解析では、曲げ試験によって求めた煉瓦の引張強度と、界面の引張強度を使用し、試験体の最大強度をほぼ再現することができた。曲げ試験による引張強度を用いた理由は、本研究の試験体は、純粋な引張応力状態や圧縮応力状態ではなく、特に土型やI型の噛み合い部の煉瓦は、曲げ引張試験の応力状態に近いと考えたためである。しかし、試験方法によって引張強度がどの程度違うのか、どの引張強度を数値解析に用いると実験結果を最も再現できるか等、十分に検討できていないので、今後の課題としたい。

煉瓦とモルタルの界面のせん断強度は、図-5(d)のように、幅 65mm、高さ 113mm、奥行き 113mm の直方体の既製品煉瓦3つを厚さ 10mm のモルタルで接着した試験体に対して、二面せん断試験を実施することにより求めた。両端の煉瓦の底面を厚さ 5mm の鋼板を介して支持し、中央の煉瓦に厚さ 5mm の鋼板を介して鉛直荷重を載荷し、せん断破壊させた。両端の煉瓦の底面に敷いた厚さ 5mm の鋼板の下は、鋼板より小さい幅 6cm 程度の鋼ブロックで支持した。また軸力を与えた左端の鋼板の回転は拘束しておらず、右端の反力板は回転を拘束している。せん断破壊が生じたときの軸力と鉛直荷重から直応力-せん断応力関係を求めた。ここでも、モルタル内部でなく、煉瓦とモルタルの界面での破壊が確認されたため、界面のせん断強度と定義した。軸力を 12 通りに変えて求めたせん断破壊時の直応力 σ とせん断応力 τ の関係を図-5(e)に示す。線形近似により、 $\tau = 1.68 \times 10^5 + 1.25\sigma$ を得た。これより、表-2 に示すように、粘着力と摩擦係数を得た。

3. 斜め圧縮試験

(1) 概説

前章で述べた4種類の組積造壁試験体に対して、斜め圧縮試験を実施した。直方体煉瓦で構成される組積造壁と噛み合いのある煉瓦で構成される組積造壁とで、破壊性状がどのように異なるのか、荷重-変位関係がどのように異なるのかを調べた。4種類の供試体それぞれ、3体ずつ試験を実施した。

(2) 試験方法

図-6のように、万能材料試験機の上下の載荷版にM字型の治具を装着し、治具の間に試験体を設置した。M字型の治具と組積造壁の間には速乾性のセメントを流し込むことで、治具の表面全体で組積造壁に荷重を伝達するようにした。また、組積造壁の破壊後、崩れた組

積造壁を支えるために防護壁を設置した。境界条件としては、上端を固定とし、下端に $2.5 \times 10^3 \text{ mm/s}$ の割合で静的に強制変位を与えた。载荷（鉛直）方向の荷重と変位を計測した。

本研究では、屋根の自重による鉛直力と地震による水平力の合力の向きが組積造壁の斜め方向となることから、ほぼ正方形の試験体を 45 度傾けて設置し、対角線方向への圧縮力により地震時荷重を模擬した。上端と下端のブロックを治具で挟んでいるだけで、それ以外のブロックは拘束していない。これに対して真田らの研究⁹⁾では、長方形の組積造壁を水平に設置し、底面の全てのブロックを固定し、上面の全てのブロックに一定の鉛直荷重を載荷した状態で水平方向に正負交番载荷をしており、より実際の地震時荷重を模擬した試験となっている。本研究の試験結果については次項で述べるが、真田らの試験結果に比べて脆性的な破壊をした。これは、試験体の上下を治具で挟んでいるだけなので、ひとたび試験体を横切る亀裂が入れば全体崩壊に至るためである。したがって今後は、地震時に組積造壁が受ける荷重と境界条件をより模擬した試験を実施して、インターロッキングの効果を検証したいと考えている。本研究は、I 型だけでなく、これまで実施されていない土型組積造壁についても比較対象とすること、直方体の馬型については高さの異なる 2 通りを比較することで、ブロックの形状と高さが斜め圧縮試験結果に及ぼす影響を検討することに主眼を置く。

(3) 試験結果

a) 馬 I 型組積造壁

馬 I 型組積造壁の試験後の写真を図-7 に示す。試験をした順番に、1 体目、2 体目、3 体目と呼ぶこととする。図中の桃色の●は破壊が開始したところ、緑色の●は最後に破壊したところである。青線は煉瓦内部に生じた破壊面、赤線は煉瓦とモルタルの界面に生じた破壊面である。破壊面が階段状に折れ曲がるなどでは、厚さ 10mm のモルタルを厚さ方向に横切る破壊も生じたが、これも含めて界面に生じた破壊と呼ぶこととする。

1 体目（図-7(a)）と 3 体目（図-7(c)）は、桃色の●の位置から破壊が開始し、緑色の●の位置まで、赤線でなぞったところに階段状に破壊が進展した。煉瓦内部での破壊は生じず、煉瓦とモルタルの界面で破壊が生じた。写真では赤線でなぞっていない箇所にも破壊面が見えるが、これは斜め圧縮試験によって生じた破壊ではなく、落下時の衝撃で生じてしまった破壊である（これ以降も、青線および赤線でなぞっていない破壊箇所は同様である）。このように馬 I 型の 1 体目と 3 体目では、煉瓦内部に破壊は生じず、煉瓦とモルタルの界面に貫通する破壊が進展したことにより壁体全体としての崩壊が生じた。

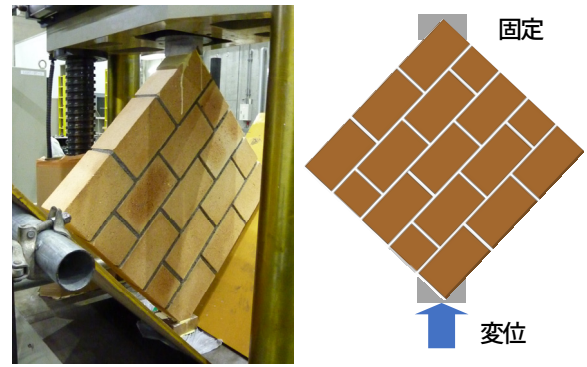


図-6 試験装置にセッティングした試験体と境界条件

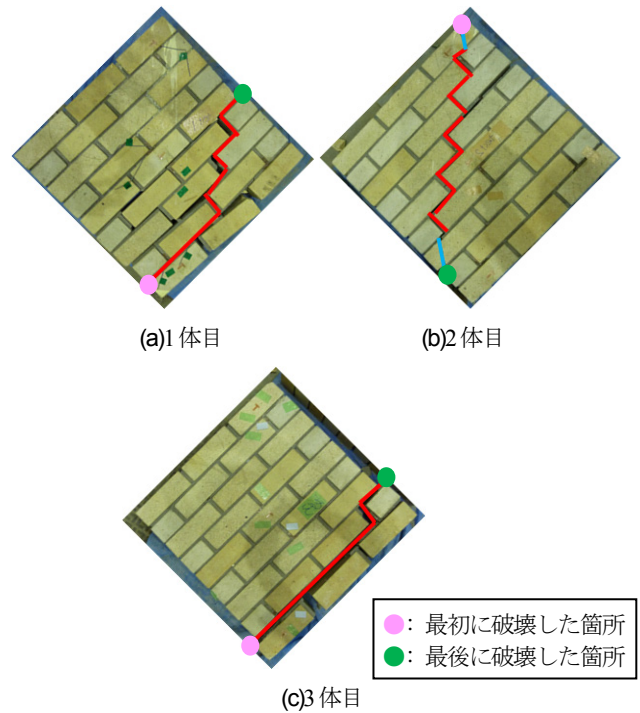


図-7 馬 I 型組積造壁の試験後の写真

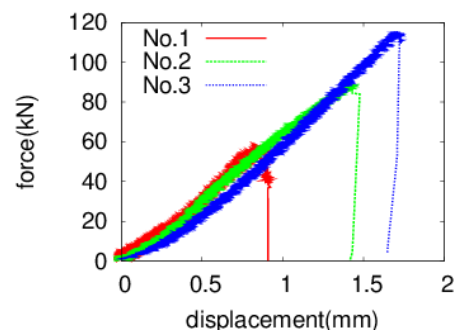


図-8 馬 I 型組積造壁の荷重-変位関係

表-3 馬 I 型組積造壁の最大荷重と最大荷重発生時変位

	最大荷重 (kN)	最大荷重発生時変位 (mm)
1 体目	57.4	0.89
2 体目	88.1	1.42
3 体目	114	1.72

実験では、破壊の生じた箇所を明らかにできたものの、それぞれの破壊が引張破壊に起因するものなのか、それともせん断破壊に起因するものなのか、破壊モードまでは特定することができなかった。破壊モードについては、次章の数値解析によって検討することとする。

2 体目 (図-7(b)) は、桃色の●の位置から破壊が開始し、緑色の●の位置まで、青線と赤線でなぞったところに階段状に破壊が進展した。主に煉瓦とモルタルの界面の破壊 (赤線) であったが、破壊開始点と破壊終了点は煉瓦内部の破壊 (青線) であった。1 体目と 3 体目は下側から破壊が開始したが、2 体目では上側から破壊が開始した。

1 体目と 3 体目のように、煉瓦が破壊しないケースでは、破壊の進展方向は載荷 (鉛直) 方向は大きくずれ、煉瓦と煉瓦の境界に沿って階段状に破壊が進展した。これに対して、2 体目のように煉瓦を横切って破壊が進展するケースでは、破壊の進展方向が載荷 (鉛直) 方向に近い結果となった。

続いて、荷重-変位関係を図-8 に示す。また、最大荷重と、最大荷重発生時の変位を表-3 に示す。荷重-変位関係の傾きは 3 体ともほぼ一致したが、最大荷重は 3 体でばらついた。1 体目と 3 体目では、似た破壊性状を示したものの、最大荷重が倍程度ばらついた。最大荷重がばらついた原因は、煉瓦、モルタルの強度のばらつき、煉瓦とモルタルの界面の強度のばらつき、試験装置へのセッティングにおけるばらつき等々が積み重なった結果であると考えられる。

b) 馬 II 型組積造壁

馬 II 型組積造壁の試験後の写真を図-9 に示す。

1 体目 (図-9(a)) は、桃色の●の位置から破壊が開始し、緑色の●の位置まで、青線および赤線でなぞったところに階段状に破壊が進展した。下側 2 つと上側 2 つの 3 つの煉瓦が煉瓦内部で破壊し (青線) し、他は煉瓦とモルタルの界面で階段状に破壊した。破壊面は、上下の載荷点を結ぶように、載荷方向に発生した。

2 体目 (図-9(b)) は、桃色の●の位置から破壊が開始し、緑色の●の位置まで、赤線でなぞった煉瓦とモルタルの界面に階段状に破壊が進展した。煉瓦内部の破壊は発生しなかった。

3 体目 (図-9(c)) は、桃色の●の位置から破壊が開始し、緑色の●の位置まで、青線および赤線でなぞったところに階段状に破壊が進展した。上側 1 つの煉瓦が煉瓦内部で破壊し (青線) し、他は煉瓦とモルタルの界面で階段状に破壊した。破壊面はほぼ載荷方向に発生した。

続いて、荷重-変位関係を図-10 に示す。また、最大荷重と、最大荷重発生時の変位を表-4 に示す。馬 I 型と同様に、荷重-変位関係の傾きは 3 体ともほぼ一致したが、

最大荷重は 3 体でばらついた。要素試験では馬 I 型の既製品煉瓦のほうが、馬 II 型の加工煉瓦よりもヤング率が大きかったにも拘わらず、荷重-変位関係の傾きを比較するとほとんど差がない。この理由として、馬 I 型は高さ 60mm の煉瓦を 9 段積んであり、煉瓦間に厚さ 7mm のモルタルが 8 列配置されているので、高さ 596mm のうち煉瓦は 540mm、モルタルは 56mm の割合を占める。これに対して馬 II 型は、高さ 110mm の煉瓦を 5 段積んであり、煉瓦間に厚さ 10mm のモルタルが 4 列配置されているので、高さ 590mm のうち煉瓦は 550mm、モルタルは 40mm の割合を占める。このように、馬 I 型はヤング率の小さいモルタルの割合が相対的に多くなるため、壁全体の剛性が同程度になったものと考えられる。

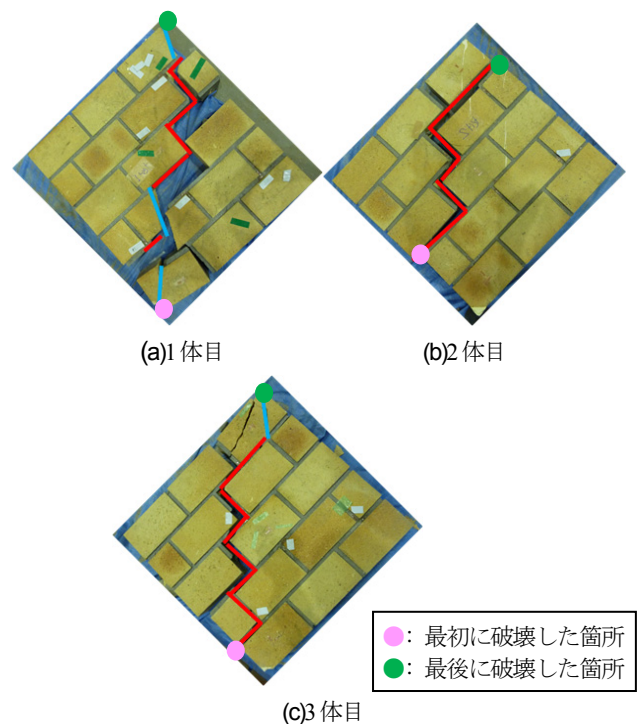


図-9 馬 II 型組積造壁の試験後の写真

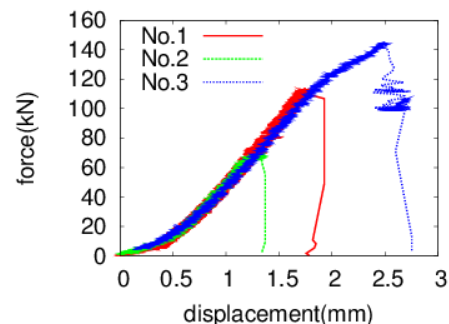


図-10 馬 II 型組積造壁の荷重-変位関係

表-4 馬 II 型組積造壁の最大荷重と最大荷重発生時変位

	最大荷重 (kN)	最大荷重発生時変位 (mm)
1 体目	112	1.72
2 体目	68.3	1.32
3 体目	145	2.49

c) 土型組積造壁

土型組積造壁の試験後の写真を図-11に示す。

3体とも、桃色の●の位置から破壊が開始し、緑色の●の位置まで、青線および赤線でなぞったところに階段状に破壊が進展した。3体とも、破壊面は上下の載荷点を結ぶように載荷方向に発生した。煉瓦とモルタルの界面だけでなく、煉瓦内部でも破壊が生じ、3体ともほぼ同じ箇所に破壊が生じた。

続いて、荷重-変位関係を図-12に示す。また、最大荷重と、最大荷重発生時の変位を表-5に示す。荷重-変位関係の傾きは3体ともほぼ一致した。また、2体目と3体目はほぼ同じ荷重-変位関係となるなど、直方体の煉

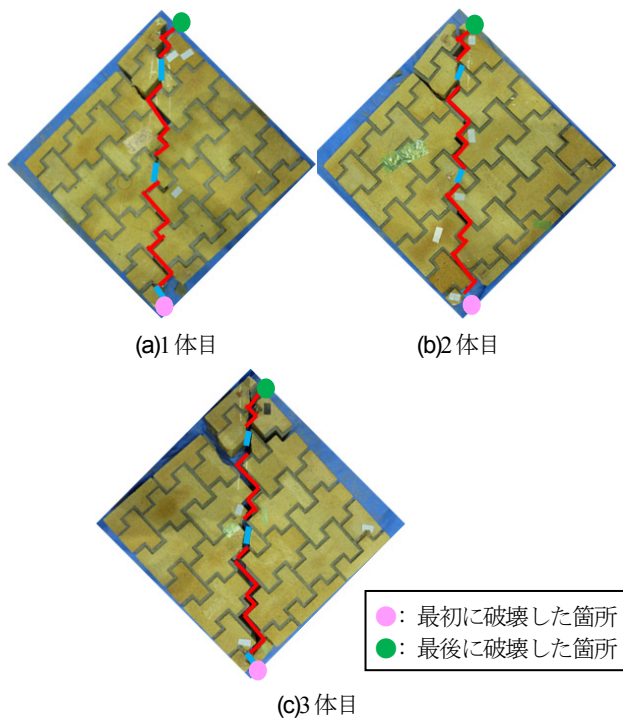


図-11 土型組積造壁の試験後の写真

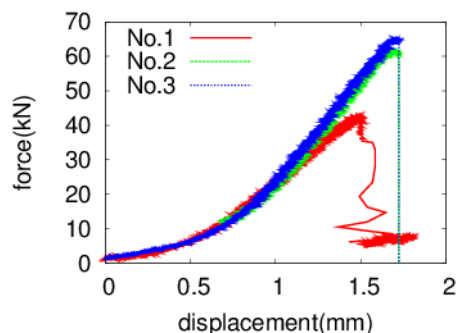


図-12 土型組積造壁の荷重-変位関係

表-5 土型組積造壁の最大荷重と最大荷重発生時変位

	最大荷重 (kN)	最大荷重発生時変位 (mm)
1体目	43.0	1.48
2体目	61.7	1.68
3体目	64.9	1.71

瓦に比べて3体の荷重-変位関係のばらつきは小さいものとなった。煉瓦同士が噛み合う場合は、3体とも似た破壊の仕方をするため、荷重-変位関係のばらつきが小さくなるものと推察される。

また、同じ加工煉瓦から構成される馬Ⅱ型に比べて、土型の最大耐力は小さいものとなった。既製品煉瓦から構成される馬Ⅰ型よりも、最大耐力は小さい傾向が見られた。

d) I型組積造壁

I型組積造壁の試験後の写真を図-13に示す。

3体とも、桃色の●の位置から破壊が開始し、緑色の●の位置まで、青線および赤線でなぞったところに階段状に破壊が進展した。2体目と3体目は、破壊面は上下の載荷点を結ぶように載荷方向に発生し、似た破壊の仕方をした。1体目は、破壊面は上方でなく右上方に進展した。3体とも、煉瓦とモルタルの界面だけでなく、煉瓦内部でも破壊が生じた

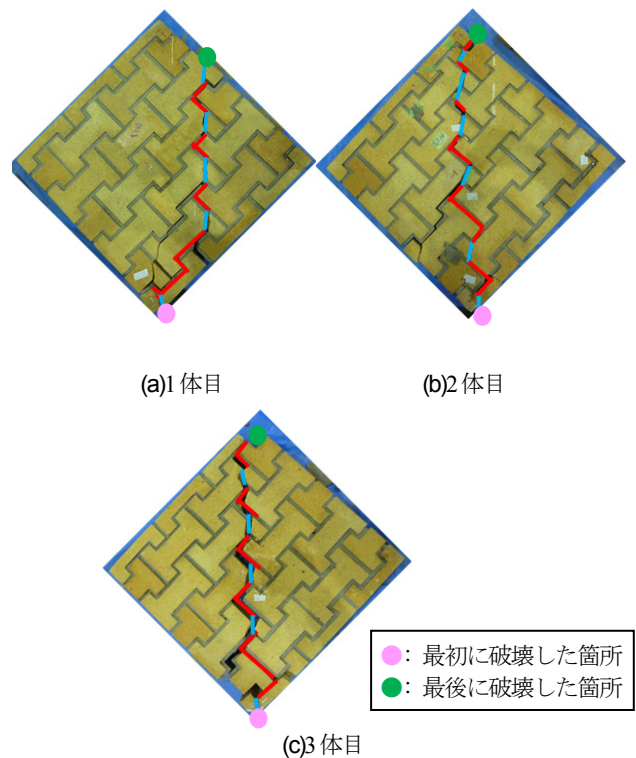


図-13 I型組積造壁の試験後の写真

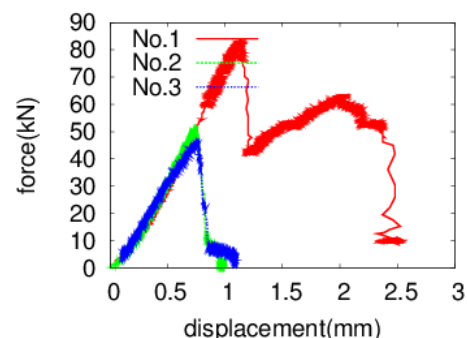


図-14 I型組積造壁の荷重-変位関係

表-6 I型組積造壁の最大荷重と最大荷重発生時変位

	最大荷重 (kN)	最大荷重発生時変位 (mm)
1 体目	83.3	1.14
2 体目	49.9	0.724
3 体目	45.7	0.764

表-7 荷重-変位関係における傾き

	傾き (kN/mm)
馬 I 型組積造壁	75.5
馬 II 型組積造壁	79.1
土型組積造壁	61.3
I 型組積造壁	66.4

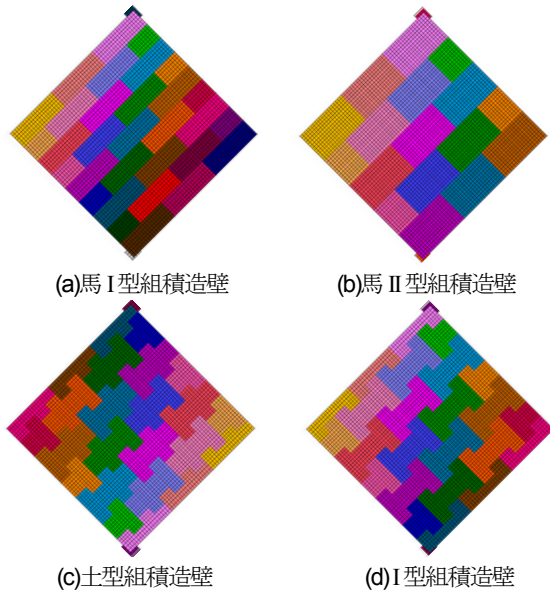


図-15 解析モデル

表-8 解析諸元

	ヤング率 (N/mm ²)	ポアソン比
馬 I 型ユニット	5139	0.33
馬 II 型ユニット	5526	0.33
土型ユニット	3908	0.33
I 型ユニット	4500	0.33
載荷治具	206000	0.2

続いて、荷重-変位関係を図-14 に示す。また、最大荷重と、最大荷重発生時の変位を表-6 に示す。荷重-変位関係の傾きは 3 体ともほぼ一致した。似た破壊の仕方をした 2 体目と 3 体目は、ほぼ同じ荷重-変位関係となり、最大荷重に達した際に破壊面が試験体を貫通し崩壊した。1 体目は、ピークが 2 つある荷重-変位関係を示した。最大荷重に達した際に破壊面は試験体を貫通せず、荷重が減少した後、試験体は上下の治具に挟まれ安定し、再び荷重が増加し、破壊面が試験体を貫通した際に崩壊した。

特殊な破壊の仕方をした 1 体目を除いた 2 体目と 3 体目は、直方体煉瓦から構成される馬 I 型、馬 II 型よりも、最大荷重は小さい結果となった。同じ噛み合い効果のある土型よりも最大荷重は小さく、最大荷重発生時変位も小さい結果となった。

(4) 考察

本研究では、馬 I 型、馬 II 型、土型、I 型の組積造壁斜め圧縮試験を実施し、破壊性状と荷重-変位関係を調べた。

馬 I 型と馬 II 型では主に煉瓦とモルタルの界面に階段上に破壊面が進展したが、土型と I 型では煉瓦内部も破壊し易く破壊面が載荷方向に進展した。直方体煉瓦から構成される馬 I 型と馬 II 型よりも、凹凸のある煉瓦から構成される土型と I 型の方が、最大荷重は小さくなる傾向が見られた。土型と I 型の最大荷重の方が小さくなった原因としては、噛み合い部分の煉瓦に応力集中が生じ、破壊し易くなったのではないかと推察される。

荷重-変位関係の傾きを表-7 に示す。実験の荷重-変位関係の勾配がほぼ一定になっている部分の傾きを求め、3 体の平均をとったものである。馬 II 型組の傾きが最も大きく、続いて馬 I 型、I 型、土型の順である。次章で述べるが、載荷方向の壁体の対角線において、煉瓦とモルタルの占める長さの割合で決まる見かけのヤング率の大小関係と関係している。

4. 斜め圧縮試験の静的解析

(1) 概説

斜め圧縮試験において、凹凸のある煉瓦で構成される土型と I 型の組積造壁は、煉瓦の破壊が発生し、直方体煉瓦で構成される馬 I 型と馬 II 型の組積造壁よりも最大荷重が小さい値を示した。原因として、煉瓦の噛み合い部分に応力集中が生じ、煉瓦内部の破壊が発生し易くなっていたのではないかと推察した。そこで本章では、2 次元静的有限要素解析により、斜め圧縮試験の再現解析を行うことで、破壊メカニズムの検討を行った。解析には、非線形汎用構造解析プログラム Marc を用いた。

(2) 解析条件

a) 解析モデル

解析モデルを図-15 に示す。2 次元平面応力要素を用いた。煉瓦とモルタルは一体としてモデル化した。煉瓦と、煉瓦に接着するモルタルの半分を 1 ユニットと考え、各ユニットを 10mm×10mm 四方の要素で分割した。図-15 において、同じ色の要素で表した一塊がユニットである。奥行きは 100mm とした。試験体の上下には載荷治具を表す要素を設置し、上側の治具を固定、下側の治具に強制変位を静的に与えた。載荷治具は 10mm×10mm 四方の要素 7 つでモデル化した。強制変位はモデルの幅方向と高さ方向に 1 ステップあたり 0.01 mm を与えた。これは、載荷方向に 1 ステップあたり 0.01414mm の強制変位を与えたことと等価である。

b) 解析諸元

ユニットを構成する煉瓦とモルタルのヤング率はそれぞれ異なるため、既往の研究を参考に以下の式を用いてユニットのヤング率を算出した⁹⁾。

$$E_M = \frac{L}{l_b/E_b + l_m/E_m} \quad (1)$$

ここに、 E_M はユニットのヤング率、 L は壁体の対角線長さ、 l_b は対角線方向に占める煉瓦の厚みの総和、 E_b は煉瓦のヤング率、 l_m は対角線方向に占めるモルタルの厚さの総和、 E_m はモルタルのヤング率である。また、ユニットのポアソン比は煉瓦のポアソン比を使用した。

表-8 に解析諸元を示す。表-7 に示す実験の荷重-変位関係における傾きと、表-8 のヤング率の大小関係が対応していることがわかる。

c) 破壊のモデル化

本解析では、要素自身は線形と仮定し、破壊は要素間に発生すると仮定した。ヤング率とポアソン比以外の物性値は表-2 に示した値を用いた。加工煉瓦のポアソン比は求まっていないので、既製品レンガの値を代用した。

異なるユニットの要素間には、煉瓦とモルタルの界面の引張強度とせん断強度を与え、引張破壊とせん断破壊を考慮した。せん断強度は表-2 の粘着力と摩擦係数より求まる。初期は接着状態にあり、破壊後に再接触した場合は接触状態となり、圧縮力と摩擦に抵抗すると仮定した。破壊後の摩擦係数は、界面で破壊した煉瓦間の摩擦係数であり、二面せん断試験より 0.5 程度の値を得たことから、0.5 と仮定した。

同一ユニットの要素間には、煉瓦内部の引張強度とせん断強度を与え、引張破壊とせん断破壊を考慮した。煉瓦内部のせん断強度は要素試験で求めているため、ここでは引張強度と同じ値を用いた。破壊後に再接触した場合は圧縮力と摩擦に抵抗すると仮定した。破壊後の煉瓦間の摩擦係数は試験で求めているが、破壊前の加工煉瓦間の摩擦係数は 0.5~0.7 程度の値を得たことから 0.6 と仮定した。

ユニットと載荷治具の要素間は、実験では速乾性のセメントを流し込んだが、試験体と治具の間の隙間を埋めて面で力を伝達するためのものであり、固定を目的としたものではない。そこで、解析では接触状態とし、圧縮と摩擦にのみ抵抗するとした。一般に、石と金属の摩擦係数は 0.3 程度であることから⁹⁾、摩擦係数は 0.3 とした。

載荷治具の要素間は非破壊とした。

要素間の相互作用は、接触解析の機能を用いた。ある要素の節点が他の要素の辺と接着している場合に、辺の法線方向および接線方向で両者の変位が同じという条件を課し、要素間の法線方向の引張応力が引張強度を超えると引張破壊が生じ、それ以降は引張に抵抗しないとし

た。引張破壊が生じるまでは弾性モデルだが、引張破壊が生じると同時に引張応力は 0 となる。要素間の接線方向のせん断応力がせん断強度を超えるとせん断破壊が生じ、破壊までは弾性モデルだが、破壊後はクーロン摩擦に従うとした。接触している要素間の圧縮への抵抗は、ある節点と、接触相手要素の辺の法線方向の変位が同じであるという拘束条件によって考慮される。摩擦は、法線方向と接線方向の力の間にクーロン摩擦モデルを適用しており、節点が接触相手要素の辺に沿って移動できるようになっている。

(3) 解析結果 (煉瓦の破壊を考慮した場合)

まず、ユニット内の破壊 (煉瓦内部の破壊) を考慮に入れた解析を行った。各組積造壁の破壊の様子、支配的な破壊モード、荷重-変位関係について、実験結果と照らし合わせながら説明する。

a) 馬 I 型組積造壁

図-16(a)は、馬 I 型組積造壁の破壊面を表している。図-7(a)の 1 体目の実験結果と非常に似ており、ユニット間 (煉瓦とモルタルの界面) に破壊が発生、進展したことが確認できた。解析より、ユニット間の破壊モードは、せん断破壊と引張破壊が組み合わさっており、煉瓦の長辺方向はせん断破壊、短辺方向は引張破壊により階段状に破壊が進展したことが確認できた。

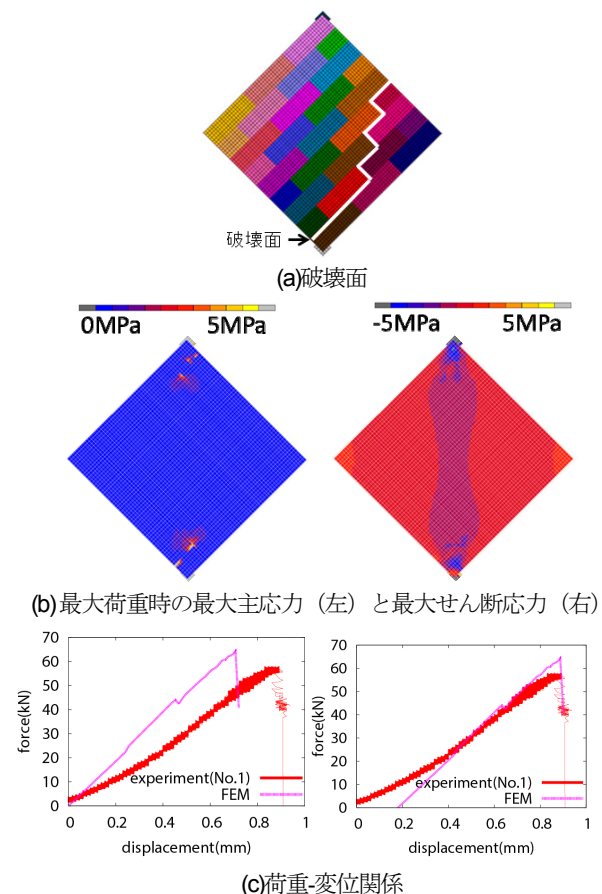


図-16 馬 I 型の解析結果

図-16(b)は、最大荷重発生時の最大主応力（左）とせん断応力（右）のコンター図である。最大主応力は引張が正である。載荷点付近で特に大きな引張応力とせん断応力が発生し、煉瓦とモルタル界面で引張強度およびせん断破壊が生じた。煉瓦とモルタルの界面の方が煉瓦内部よりも引張強度もせん断強度も小さいために、載荷点付近から界面に沿って破壊が発生したものと考えられる。

図-16(c)は解析結果と1体目の試験体（No.1）の荷重-変位関係を比較したものである。左図において、最大荷重は近い値となったが、解析の方が勾配を過大評価した。実験では初期勾配が緩やかで、荷重が増加するにつれて勾配も急になり、最大荷重に達する直前に勾配が一定となった。この理由として、速乾性のセメントを流し込んだものの、載荷直後は治具と試験体の間に隙間が残り、載荷とともに徐々に隙間が閉じる過程で勾配が増加し、隙間が閉じた時点で勾配も一定になると考えられる。そこで、最大荷重発生時の変位がほぼ等しくなるように、解析結果を右側にシフトしたものを右図に示す。最大荷重発生直前は勾配、最大荷重ともに近い結果となった。

b) 馬 II 型組積造壁

図-17(a)は、馬 II 型組積造壁の破壊面を表している。

図-9(b)の2体目の実験結果を上下反転させたものと似ており、ユニット間（煉瓦とモルタルの界面）に破壊が発生、進展したことが確認できた。解析より、ユニット間の破壊モードは、せん断破壊と引張破壊が組み合わさっており、煉瓦の長辺方向はせん断破壊、短辺方向は引張破壊により階段状に破壊が進展したことが確認できた。

図-17(b)は、最大荷重発生時のせん断応力のコンター図である。載荷点付近で特に大きな応力を生じている。煉瓦とモルタルの界面の方が煉瓦内部よりも小さい強度となっているために、載荷点付近から界面に沿って破壊が発生したものと考えられる。

図-17(c)の左図は、解析結果と破壊面が似ている2体目（No.2）の試験体の荷重-変位関係を比較したものである。右図は、最大荷重発生時の変位がほぼ等しくなるように、解析結果を右側にシフトしたものである。最大荷重発生直前は勾配、最大荷重ともに近い結果となった。

c) 土型組積造壁

図-18(a)は、土型組積造壁の破壊面を表している。図-11の実験結果と似ており、載荷点を結ぶ対角線上に破壊が発生、進展したこと、ユニット間だけでなくユニット内でも破壊が生じたことが確認できた。ユニット内の破壊モードは引張破壊、ユニット間の破壊モードはせん断破壊と引張破壊が組み合わさっていることがわかった。

図-18(b)は、最大荷重発生時の最大主応力のコンター図である。引張を正とする。図-18(a)と(b)の比較より、大きな最大主応力（引張応力）が生じているのは、煉瓦

同士の噛み合い部であることが確認できた。図-18(a)(b)それぞれに、ユニット内部（煉瓦内部）に破壊が生じた箇所に○をつけたが、いずれも煉瓦同士の噛み合い部であり、周辺よりも大きな引張応力の生じているのがわかる。煉瓦同士を噛み合わせても、噛み合い部に応力集中が生じ、煉瓦が引張破壊してしまうことが確認できた。

図-18(c)の左図は、解析結果と最大荷重に近い1体目の試験体（No.1）の荷重-変位関係を比較したものである。右図は、最大荷重発生時の変位がほぼ等しくなるように、解析結果を右側にシフトしたものである。最大荷重発生直前は勾配、最大荷重ともに近い結果となった。

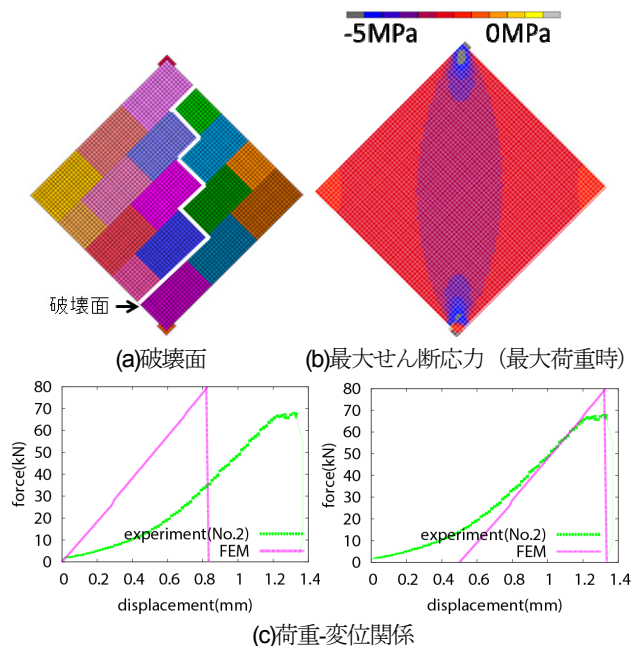


図-17 馬 II 型の解析結果

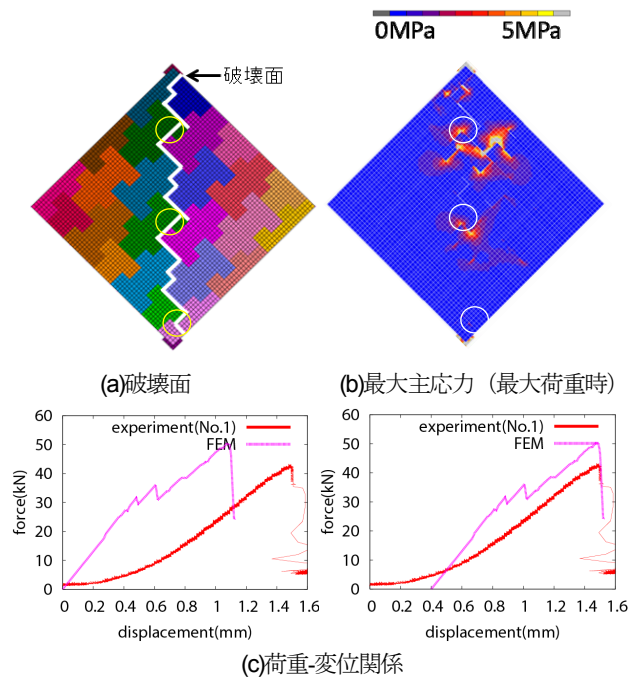


図-18 土型の解析結果

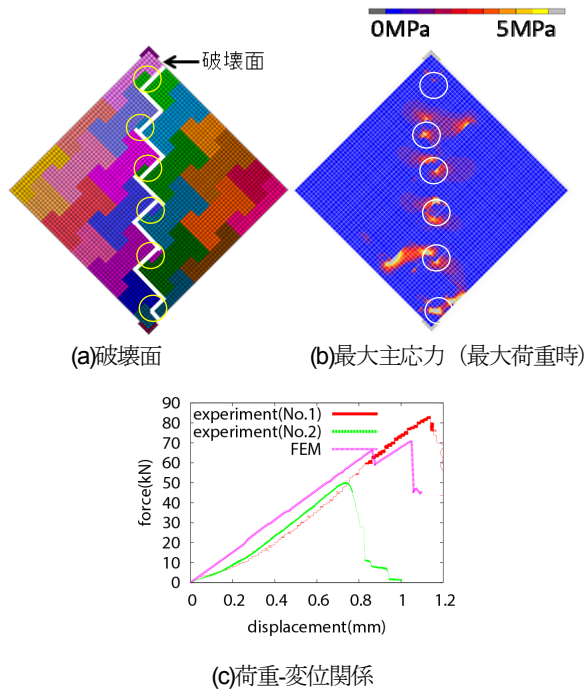


図-19 I型の解析結果

表-9 最大荷重および最大荷重発生時変位の比較

モデル名	最大荷重 (kN)
馬 I型組積造壁	64.3
馬 II型組積造壁	79.1
土型組積造壁	50.2
I型組積造壁	70.9

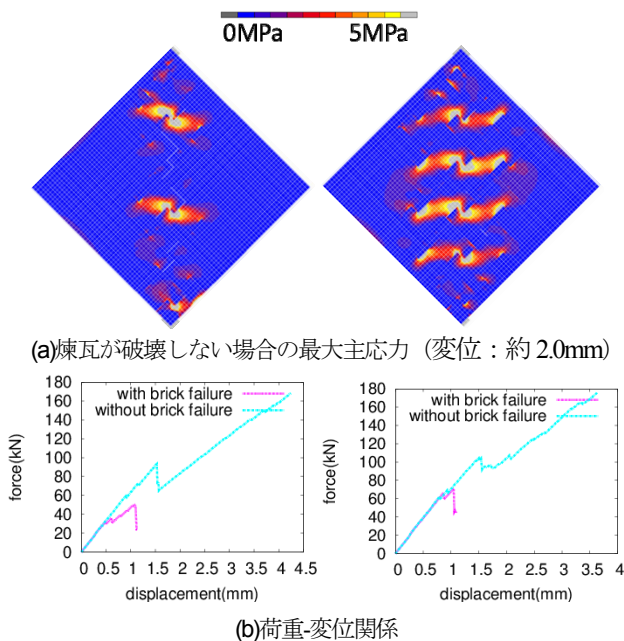


図-20 煉瓦の破壊の有無の影響 (左: 土型, 右: I型)

解析による最大荷重を, 馬 I型, 馬 II型, 土型とで比較すると, 噛み合いのある土型が最も最大荷重が小さく, 耐力向上効果は期待できないことがわかった。

d) I型組積造壁

図-19(a)は, I型組積造壁の破壊面を表している。図-13(b)の2体目の試験体の実験結果と似ており, 載荷点を結ぶ対角線上に破壊が発生, 進展したこと, ユニット間だけでなく, ユニット内でも破壊が生じたことが確認できた。ユニット内の破壊モードは引張破壊, ユニット間の破壊モードはせん断破壊と引張破壊が組み合わさっていることがわかった。

図-19(b)は, 最大荷重発生時の最大主応力のコンター図である。図-19(a)と(b)の比較より, 大きな最大主応力(引張応力)が生じているのは, 煉瓦同士の噛み合い部であることが確認できた。図-19(a)(b)それぞれに, ユニット内部(煉瓦内部)に破壊が生じた箇所に○をつけたが, いずれも煉瓦同士の噛み合い部であり, 周辺よりも大きな引張応力の生じているのがわかる。煉瓦同士を噛み合わせても, 噛み合い部に応力集中が生じ, 煉瓦が引張破壊してしまうことが確認できた。

図-19(c)は, 解析結果と最大荷重に近い1体目の試験体(No.1)および破壊面に近い2体目の試験体(No.2)の荷重-変位関係を比較したものである。解析で生じた破壊面は, 2体目の試験体に近かったが, 最大荷重は2体目よりも大きく1体目に近い結果となった。勾配はいずれの試験体とも近い結果となった。

解析による最大荷重を, 既成品煉瓦からなる馬 I型, 加工煉瓦からなる馬 II型, 土型, I型とで比較したものを表-9に示す。加工煉瓦からなる組積造壁だけを比較すると, 最大荷重の小さい順に, 土型<I型<馬 II型となり, 噛み合い効果のない馬 II型が最大となった。噛み合い効果のある土型とI型では, 土型の方がI型よりも最大荷重が小さくなった。この理由については次項で考察する。

(4) 解析結果(煉瓦の破壊を考慮しない場合)

次に, ユニット内部(煉瓦内部)が破壊しないと仮定した解析を行った。馬 I型と馬 II型組積造壁では, ユニット内部の破壊を考慮に入れても, ユニット内部では破壊しなかったため, 前項と同じ解析結果となる。ここでは, ユニット内部に破壊が生じた土型とI型の組積造壁に対して解析を行った。

図-20(a)は, ユニット内部(煉瓦内部)が破壊しないと仮定したときの, 変位が約2.0mmのときの最大主応力のコンター図である。左図が土型, 右図がI型である。載荷点を結ぶ対角線上にある煉瓦の噛み合い部のうち, 270度の鈍角側の頂点において, 大きな引張応力が生じていることがわかる。

図-20(b)は, ユニット内部(煉瓦内部)が破壊すると仮定したときと, 破壊しないと仮定したときの荷重-変位関係の比較を示す。煉瓦が破壊しないと仮定すれば,

煉瓦同士を噛み合わせることによって破壊は生じないことがわかった。即ち、インターロッキングによる耐力向上効果が期待できるのは、煉瓦の強度が高いときであり、

本研究で使用した試験体の場合は、煉瓦同士が噛み合うような形状にしても耐力向上効果は期待できず、むしろ、応力集中により直方体煉瓦よりも耐力が下がってしまう場合もあることが明らかとなった。開発途上国の煉瓦は強度が低いため、煉瓦を土型およびI型にするものの効果は低いと考えられる。

土型とI型を比較すると、土型の方が噛み合いにより応力が集中している箇所数が少ない。土型は数少ない噛み合い部に荷重が集中するため、ユニット内部（煉瓦内部）の破壊を考慮に入れた場合は土型の方が最大荷重が小さくなったのではないかと推察される。

5. 結論

本研究では、直方体煉瓦から構成される組積造壁と、土型およびI型の形状をした煉瓦から構成される組積造壁に対して斜め圧縮試験を実施し、煉瓦間の噛み合い（インターロッキング）による耐力向上効果があるかを調べた。また、2次元静的有限要素解析により斜め圧縮試験を再現し、破壊メカニズムを検討した。得られた知見は以下の通りである。

- ・直方体煉瓦から構成される馬I型と馬II型の組積造壁は、主に煉瓦とモルタルの界面が階段状に破壊した。これに対して、土型とI型の組積造壁は、上下の荷重点を結ぶ対角線上に破壊し、煉瓦とモルタルの界面だけでなく、煉瓦内部にも破壊が生じた。
- ・土型とI型の組積造壁は、噛み合った煉瓦部分に破壊が生じ、馬I型と馬II型の組積造壁よりも最大荷重が小さくなる傾向が見られた。最大荷重が最大となったのは、高さの大きい直方体煉瓦から構成される馬II型の組積造壁であった。
- ・2次元静的有限要素解析により、斜め圧縮試験で得られた破壊状況を概ね再現することができた。馬I型と馬II型では、煉瓦とモルタルの界面に交互にせん断破壊および引張破壊が生じて階段状に破壊することがわかった。土型とI型の組積造壁では、煉瓦とモルタルの界面だけでなく、噛み合った煉瓦部分にも破壊が生じた。煉瓦同士の噛み合い部で、270度の鈍角側の要素に大きな引張応力が生じていることがわかり、応力集中により破壊し易くなっていることがわかった。
- ・煉瓦内部が破壊しないと仮定した場合、土型とI型の組積造壁の荷重-変位関係は、変位の増加に対して荷

重は増加し続けることを確認した。インターロッキングによる耐力向上効果は、煉瓦の強度が高い場合には有効であるが、煉瓦の強度が十分に高くない場合は応力集中により直方体煉瓦からなる組積造壁よりも耐力が小さくなる場合もあることがわかった。開発途上国で一般に使用される煉瓦の強度は低いと考えられるので、土型やI型にすることによって、直方体煉瓦よりも耐力が下がってしまう可能性のあることがわかった。

・本研究で採用した土型およびI型の組積造壁では、土型の方がI型よりも応力集中する箇所数が少なく、そこに荷重が集中するため、土型の方がI型よりも最大荷重が小さくなったと推察された。

本研究では斜め圧縮試験を実施したが、今後は、地震時に組積造壁が受ける荷重をより模擬した载荷方法による試験を実施して、インターロッキングの効果を検証したいと考えている。

謝辞：本研究はJSPS科研費15K06178の助成を受けたものです。実験の実施に際して、京都大学の荒木慶一先生にご指導頂きました。ここに記して謝意を表します。

参考文献

- 1) OCHA (Office for the Coordination of Humanitarian Affairs), <http://www.unocha.org/>, 2015.
- 2) Darbhanzi, A., Marefat, M. S. and Khanmohammadi, M.: Investigation of in-plane seismic retrofit of unreinforced masonry walls by means of vertical steel ties, *Construction and Building Materials*, Vol. 52, pp. 122-129, 2014.
- 3) Marcari, G., Manfredi, G., Prota, A. and Pecce, M.: In-plane shear performance of masonry panels strengthened with FRP, *Composites: Part B*, Vol. 38, pp. 887-901, 2007.
- 4) Turer, A. and Golalm, M.: Scrap tire as low-cost post tensioning material for masonry strengthening, *Materials and Structures*, Vol. 41, pp. 1345-1361, 2011.
- 5) 櫻井光太郎, Navaratnarajah SATHIPARAN, 目黒公朗：PPband 工法による石積み組積造壁の耐震補強に関する実験的研究，第30回土木学会地震工学研究発表会論文集，3-0053, 2009.
- 6) 真田靖士，中村友紀子，山内成人，崔琥，中埜良昭：枠組組積造壁の水平力抵抗機構から推察される無補強組積造建築の高耐震化技術，日本建築学会論文集，第605号，pp. 159-166, 2006.
- 7) MSC. Software Corporation: Experimental Elastomer Analysis, 2010.
- 8) 中浜貴生，畑中重光，三島直生：煉瓦目地のせん断試験方法及び破壊基準に関する実験的研究，日本建築学会構造論文集，第74巻，第641号，pp. 1225-1232, 2009.
- 9) 日本機械学会：機械工学便覧，日本機械学会，2014.

(2017.11.9受付, 2018.2.10修正, 2018.2.17受理)

STUDY ON FAILURE MECHANISM AND STRENGTH INCREMENT EFFECT OF MASONRY WALLS MADE OF INTERLOCKING BRICKS

Aiko FURUKAWA, Shota KIMURA and Junji KIYONO

Diagonal compression tests of normal masonry walls made of rectangular bricks and irregular masonry walls made of interlocking bricks were conducted, and failure mechanism and strength increment effect by using interlocking bricks were investigated. It was found that the masonry walls with interlocking bricks have less maximum strength compared to the masonry walls with rectangular bricks, and the strength increment effect could not be seen. Then the finite element analysis was conducted to understand this mechanism. It was found that stress concentration occurs at the interlocking part in the interlocking masonry walls, this stress concentration causes the failure inside the bricks at the interlocking part.