

インターロッキング機構を利用した組積造壁の静的破壊実験 (その3 URM 壁のせん断性状)

正会員 ○山内成人*1 正会員 真田靖士*2 正会員 中村友紀子*3
正会員 松崎育弘*4 正会員 中埜良昭*5

無補強組積造 レンガ 繊維補強セメント複合材料

1. はじめに

筆者らはこれまでに、組積ユニット同士のインターロッキング機構を利用した無補強組積造（以下、URM と称す）壁の耐震化構法を提案し、各種実験によりその耐震性能を検討してきた。本研究では文献 1) に引き続き、静的載荷実験を行って URM 壁のせん断性状を検証した。

2. 静的載荷実験

2.1 実験計画

2.1.1 URM 壁試験体

本研究ではインターロッキング機構発現を意図し、組積ユニットを図 1 に示す形状とした。図 2 に URM 壁試験体の詳細を示す。普通レンガを用いた（以下、従来型と称す）壁と、変形レンガを用いた（以下、開発型と称す）壁により組積ユニット形状による変化を、更に組積ユニットの靱性能有無による変化を検証するため、開発型壁の組積ユニットを繊維補強セメント複合材料（以下、FRCC）で代用した（以下、靱性型）壁をそれぞれ計画し、各 1 体ずつ製作した。従来型壁が曲げ降伏以前にせん断破壊するよう、且つ全ての試験体寸法が同一となるよう試験体を設計した。壁がスタブとの境界で滑ることを避けるため、図中ハッチング部に拘束用ストッパーを固定した。各試験体の目地モルタルは同一配合である。目地厚は 10mm であるが、試験体寸法を同一とするため、開発型・靱性型壁試験体の上下スタブ壁間の水平目地のみ 20mm とした。

2.1.2 加力・計測計画

図 3 に加力装置図を示す。本実験では、試験体に作用するせん断力が最も厳しくなるよう加力点を試験体高さ中央とし、逆対称モーメントを強制することとした。一般的な組積造住宅を想定し²⁾軸力は 20kN (=軸圧縮応力度 0.23N/mm²)、試験体頂部変形角 (=試験体頂部水平変形/試験体高さ 500mm) 1/800, 1/400, 1/200, 1/100, 1/50 まで正負交番で 1 サイクルずつ水平力を載荷した。

変位は図 2 (a) 中矢印で示す通り 3 点、荷重は水平ジャッキによる水平荷重 1 点、南北の鉛直ジャッキによる鉛直荷重各 1 点の計 3 点と、各サイクルピーク・除荷時のひび割れ幅をクラックスケールを用いて計測した。

2.2 実験結果

2.2.1 材料特性

表 1 に各材料の特性を示す。レンガは普通レンガ 4 種とし、目地モルタルは途上で用いられる程度の引張強

度 1N/mm² を目標に、予備実験を重ね、モルタルの配合を重量比で 1 : 8.49 : 1.25 (セメント : 砂 : 水) とした。また FRCC は、レンガと同等の引張強度を持つよう、文献 3) を参考に、セメント : 砂 : 水 = 1.0 : 0.4 : 0.6 で配合したモルタルに体積比 1.0% のポリエチレン繊維を混入し、材齢を 18 日とし製作した。目地モルタルは 160×40×40mm の、レンガ・FRCC は 210×100×60mm の供試体を各々支点間距離 100mm として三点曲げ加力した結果に基づき引張強度を算出した。

2.2.2 破壊経過

各試験体の加力終了時点での写真と、階段状に発生したひび割れを強調したひび割れ状況を図 4 に示す。

従来型壁は±1/800 サイクル終了時点で階段上のひび割れ、つまりせん断破壊が確認され、これ以降ひび割れは発生せず、ひび割れ面を境に壁体が滑るのみであった。

開発型壁は±1/400 サイクル終了時点で最初のせん断ひ

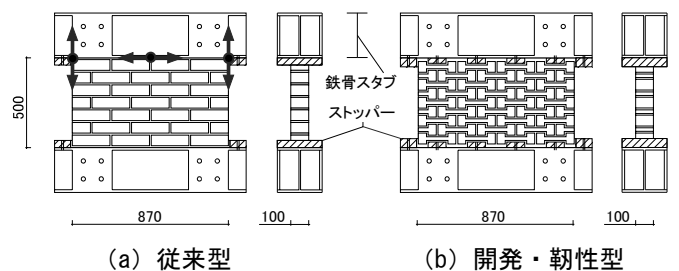


図 2 URM 壁試験体詳細

単位: mm

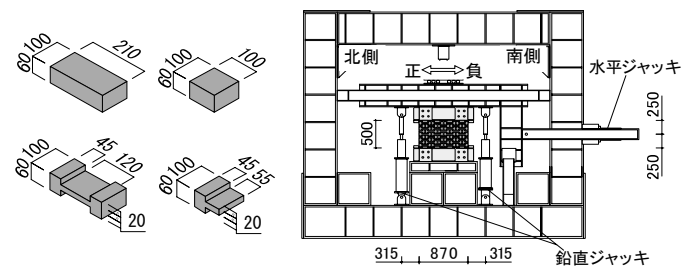


図 3 加力装置図

単位: mm

図 1 組積ユニット寸法

表 1 材料特性

	引張強度 (N/mm ²)				
	レンガ	FRCC	目地モルタル		
			従来型	開発型	靱性型
No.1	8.23	7.28	0.94	0.84	0.94
No.2	6.39	7.31	0.84	1.41	1.50
No.3	8.24	7.84	0.94	0.98	1.41
平均	7.62	7.48	0.91	1.08	1.28

び割れが発生し、 $\pm 1/200$ サイクルでひび割れが階段状に伸展し、せん断破壊に至った。また、従来型壁では発生しなかった組積ユニット自体の損傷が確認でき、試験体対角方向に伸びるひび割れがいくつか確認できることから、インターロッキング機構が発現したことが伺える。

靱性型壁は $\pm 1/200$ サイクル終了時点でも組積ユニット自体に微細なひび割れが無数に発生するのみであったが、 $\pm 1/100$ サイクル時点より目地の損傷や組積ユニットとの剥離が顕著となった。また、靱性型壁の損傷は壁面全体に分散しており、各組積ユニットが総合して水平力に抵抗したことが伺える。加力サイクル終了時であっても組積ユニット自体が分離するような破壊や階段状のひび割れが確認できず、ひび割れ幅が鉛直方向に拡大する挙動を示したことから、試験体が剛体回転していたものと考えられる。

2.2.3 荷重-変形関係

各試験体の荷重-変形関係と加力ピーク時のひび割れ幅を図5に示す。

従来型壁は破壊状況からも推察されるとおり、最大耐力以後は階段状のひび割れ面を境に試験体が滑り、摩擦力のみの水平力抵抗機構となった。

開発型壁は従来型壁に比べ、正側で約 1.5 倍、負側で約 1.8 倍の耐力を発揮した。また最大耐力記録後に耐力低下を生じたが、直ちに水平力抵抗機構を失うことなく、わずかな組積ユニットの噛み合いによりやや靱性的な挙動を示しつつ、 $\pm 1/100$ サイクル終了時まで耐力低下を続けた。最終的に $\pm 1/50$ サイクルで従来型壁と同様に摩擦

力による水平力抵抗機構に移ったと考えられる。

靱性型壁は最大耐力後もほとんど耐力低下することなく $\pm 1/50$ サイクルを終了した。靱性型壁は開発型壁よりも更にせん断耐力の上昇が期待されたが、破壊状況における考察、更に図4中の曲げひび割れ幅が終始卓越していることも勘案すると、曲げ降伏により耐力の上限に達したと考えられる。

3. まとめ

本研究では、各URM壁試験体の耐震性能を検証するため静的載荷実験を行い、次の結果を得た。

組積ユニット形状を変化させただけの開発型壁は、従来の材料のみで従来型壁よりも大きな耐力を発現した。また組積ユニット自体に靱性能を持たせることでより効果的にインターロッキング機構が作用し、耐力及び靱性能をともに向上できることが明らかとなった。

[謝辞]

本研究は、文部科学省科学研究費補助金萌芽研究「途上国支援を目的とする補強材を要さない組積造建築の高耐震化技術の開発」(課題番号: 17656173, 研究代表者: 真田靖士)による助成を受けた。また、実験実施に際して、新潟大学卒業生、浦山悟君、佐藤喜昭君をはじめとする新潟大学中村研究室各位の協力を得た。ここに謝意を表する。

[参考文献]

- 1) 山内成人ほか: インターロッキング機構を利用した組積造壁の静的破壊実験 (その 1, 2), 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2 構造IV, pp.835-838, 2005.9
- 2) 日本建築学会: グアテマラ・北イタリア・ミンダナオ島・ルーマニア地震災害調査報告, 1979.2
- 3) 諏訪田晴彦ほか: 構造物の高性能化に向けた高靱性繊維補強セメント複合材料の開発, 日本コンクリート工学年次論文集, Vol.23, No.3, pp.133-138, 2001.6

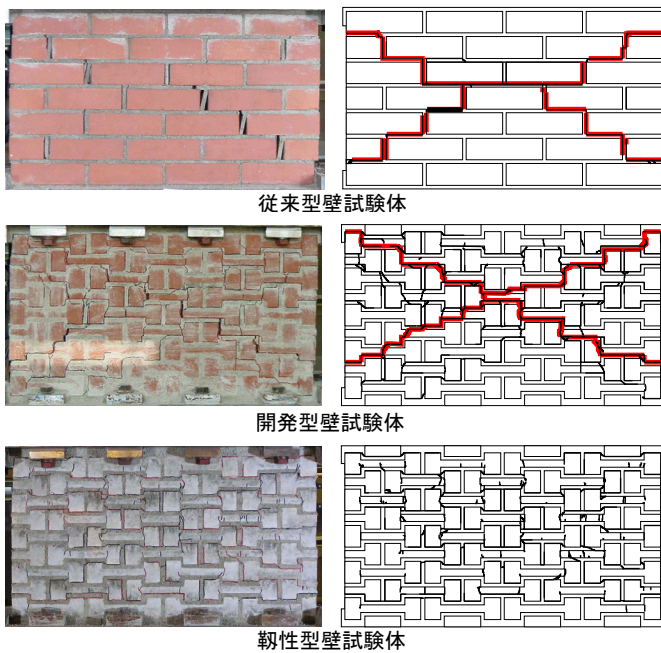


図4 各壁試験体の最終破壊状況

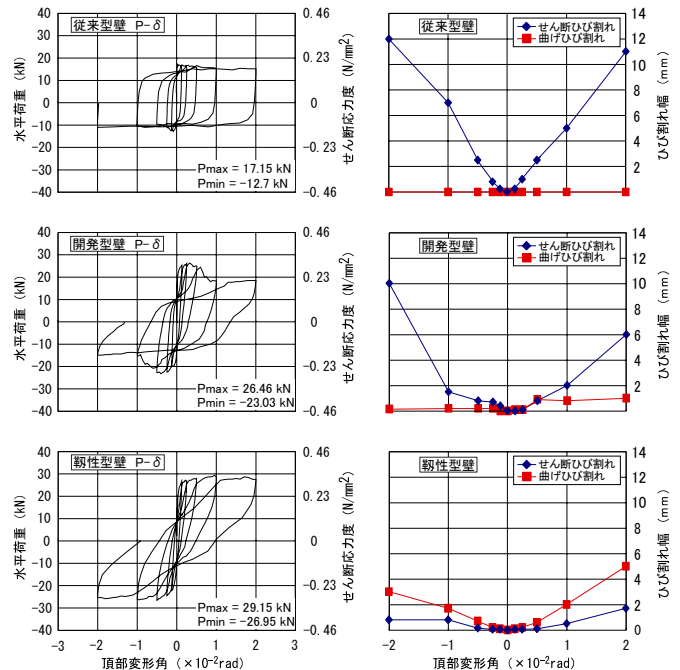


図5 サイクルピーク時のひび割れ幅

*1 東京大学生産技術研究所 技術職員
 *2 東京大学地震研究所 助手・博士(工学)
 *3 新潟大学工学部 講師・博士(工学)
 *4 東京理科大学工学部 教授・工博
 *5 東京大学生産技術研究所 教授・工博

Technical Associate, Institute of Industrial Science, Univ. of Tokyo.
 Research Associate, Earthquake Research Institute, Univ. of Tokyo, Dr. Eng.
 Lecturer, Niigata Univ., Dr. Eng.
 Prof., Tokyo Univ. of Science, Dr. Eng.
 Prof., Institute of Industrial Science, Univ. of Tokyo, Dr. Eng.