

無補強組積造壁を含む RC 造架構の静的および動的載荷実験
(その 6) 梁変形の有無による架構の最大耐力の検討

正会員 晋 沂雄* 同 崔 琥**
同 高橋 典之** 同 中埜 良昭***

無補強組積造壁 RC 造架構 縮小試験体
静的載荷実験 梁の変形 破壊メカニズム

1. はじめに

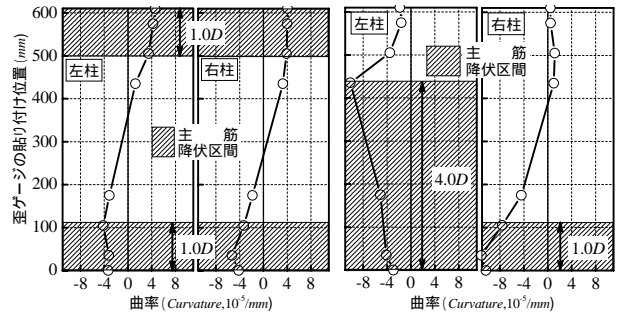
前報その 5 で紹介した試験体のうち、1 階を想定した軸力の試験体 2 体について梁変形が架構耐力に与える影響を検討する。本報では、架構の最大耐力を曲げ終局時のせん断力とせん断終局強度に分けて評価する。

2. 架構の曲げ終局時のせん断力の算定

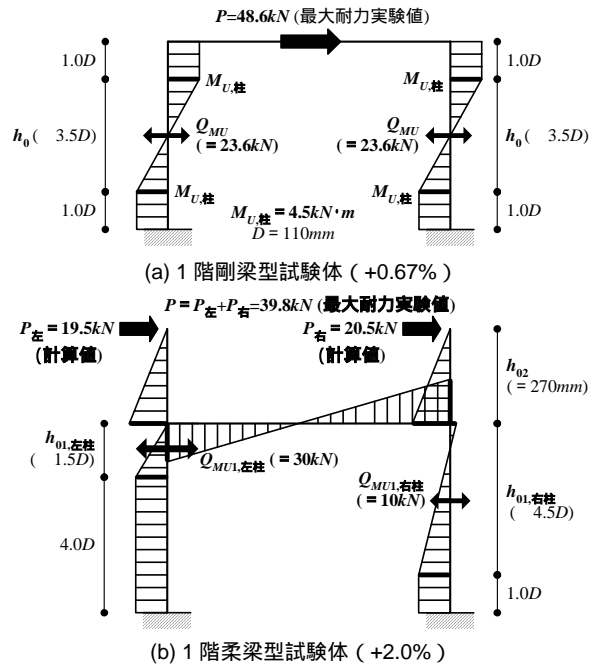
図 1 に最大耐力時の柱主筋の歪度から求めた曲率分布および柱主筋の降伏区間を、図 2 に実験時の破壊経過および図 1 の結果に基づき想定したモーメント分布をそれぞれ示す。

図 1 (a) から、剛梁型試験体では両柱ともに反曲点が柱高さのほぼ中央に位置しており、降伏区間は柱の上下ともに 1.0D (D : 柱せい) であった。図 2 (a) において、剛梁型試験体のモーメント分布は、柱の未降伏区間を図 1 (a) の結果から 390mm (3.5D) とし、両柱が上下ともに曲げ終局モーメント ($M_{U,柱} = 4.5kN \cdot m$) に至ったと仮定した。ここで、曲げ終局モーメントは、コンクリートのかぶり厚 (20mm) が断面せい (110mm) に比べて相対的に大きいことを考慮した上でストレスブロックに基づき²⁾精算した。このモーメント分布で計算した曲げ終局時の柱のせん断力を表 1 に示す。

柔梁型試験体では前報で述べたように、引張側柱に隣接する最上段ブロック直下の目地に処女載荷である部材角 0.1% から貫通ひび割れが発生した。これは、梁の変形により最上段ブロックの鉛直方向に作用する応力度が最大圧縮応力度時の歪度を超え、断面の圧壊と欠損が生じ始めたことにより、他の段の目地よりも相対的に目地強度が低下したためと考えられる。一方、それより下部の壁体は一体で圧縮ストラットを形成し階段状にひび割れが発生した。この破壊状況は、図 1 (b) に示すように左側柱の上部から 1.5D 付近で曲率が大きいことと整合する。この結果に基づき推定した柔梁型試験体の応力状態を図 2 (b) に、曲げ終局時の柱のせん断力を表 1 に示す。ここで、図 2 (b) の応力状態の算定手順は以下のとおりである。すなわち、まず 2 階鉄骨柱の歪度に基づき、各鉄骨柱に作用するせん断力と 2 階柱脚部のモーメントを算定した。次に、1 階右側柱頭部は載荷実験中終始弾性領域であったことから、鉄筋の歪度から負担モーメントを算定し、節点モーメントの釣り合いから梁右端の負担モーメントを算出した。さらに、右側柱の上下階のせん断力から梁に作用する引張軸力 10.5kN を考慮して左梁端 (既に降伏) の終局曲げモ



(a) 1 階剛梁型試験体 (+0.67%) (b) 1 階柔梁型試験体 (+2.0%)
図 1 最大耐力時の柱の曲率分布



(a) 1 階剛梁型試験体 (+0.67%) (b) 1 階柔梁型試験体 (+2.0%)
図 2 最大耐力時のモーメント分布

表 1 曲げ終局時の柱のせん断力の計算結果 (1 階試験体)

	曲げ終局モーメント M_U (kN · m)	未降伏部長さ h_0 (mm)	曲げ終局時せん断力 Q_{MV} (kN)
剛梁型 (2 本分)	9.0	390	46.2
柔梁型	左側柱	150	30.0
	右側柱	500	10.0

ーメントを算出し、左側柱頭部の負担モーメントを算定した。

3. 架構のせん断終局強度の算定

架構全体のせん断終局強度は、柱のせん断終局強度とブロック造壁のせん断力の合計で算定する。また、ブロック造壁

の負担せん断力は、壁体の導入歪度および押し抜き試験結果を用いて算定する。荒川 mean 式で算定した柱のせん断終局強度を表 2 に示す。

無補強組積造壁の破壊メカニズムには、主に対角ストラット圧縮破壊とすべりせん断破壊があり、これらの破壊メカニズムが同時に展開する³⁾。本研究では 2 つの破壊メカニズムに対してブロック造壁のせん断力を算定した。

まず、対角ストラット圧縮破壊時のせん断力 V_C は式(1)から求められる³⁾。この式より計算した結果を表 2 に示す。

$$V_C = W_{eq} \cdot t \cdot f_m \cdot \cos\theta \quad (1)$$

$$W_{eq} = 0.175 \left(\frac{4 \cdot E_C \cdot I_C \cdot h_m}{E_m \cdot t \cdot \sin 2\theta \cdot h^4} \right)^{0.1} \cdot l_d$$

ここで、 W_{eq} ：等価圧縮ストラットの有効幅 (mm)、 t ：ブロック造壁の厚さ (mm)、 f_m ：プリズム圧縮強度 (MPa)、 E_C 、 E_m ：コンクリートおよびブロック造壁のヤング係数 (MPa)、 I_C ：柱の断面 2 次モーメント (mm^4)、 h_m ：ブロック造壁の高さ (mm)、 h ：上下梁の中心間距離 (mm)、 l_d ：組積造壁の対角長さ (mm) である。

また、すべりせん断破壊時のせん断力 V_S は式(2)から求められる³⁾。

$$V_S = V_0 + \mu \cdot N \quad (2)$$

ここで、 V_0 ：粘着力 (kN)、 μ ：横目地のすべり摩擦係数、 N ：軸力 (kN) である。図 3 に示す押し抜き試験結果より、粘着応力度 τ_0 は 0.36MPa、すべり摩擦係数 μ は 0.78 と推定されたが、最大耐力時を想定し粘着力は期待できないと考え、ここでは粘着応力度 $\tau_0=0$ と仮定した。また、ブロック造壁の導入軸力は図 4 に示すブロック造壁の最上段に貼り付けた歪ゲージによる歪度の測定値とプリズム圧縮試験より求めた軸応力度 - 歪度関係より求めた。壁体内で歪度が局所的に大きく変化するため、本研究では各歪度がブロック造壁のある区間を代表すると仮定し (ブロック造壁の左側から 2.5 枚、4 枚、2.5 枚に区分し、各区間内で計測された歪の平均値を用いた)、区間ごとに求めた導入軸力を式(2)に代入し、得られたせん断力の和をすべりせん断破壊時のせん断力 V_S として求めた。この算定結果を表 2 に示す。

表 1 および表 2 に示した架構全体の曲げ終局時のせん断力およびせん断終局強度を荷重 - 変形関係と併せて図 5 に示す。同図より、両試験体の最大耐力と本研究で算定した曲げ終局時のせん断力は概ね一致しており、組積造壁の存在によって架構に生じる柱の降伏区間、曲率分布ならびにモーメント分布の評価が適切だったと考えられる。このとき、柱のせん断終局強度に組積造壁のせん断力への寄与分を加えた架構全体のせん断終局強度は、両試験体ともに曲げ終局強度時のせん断力を遥かに超えていた。

表 2 せん断終局強度の計算結果 (1 階試験体)

	柱	組積造壁		
	せん断終局強度 $Q_{SU,mean}$ (kN)	圧縮破壊せん断力 V_C (kN)	すべりせん断力 V_S (kN)	
剛梁型	40.1 (2 本分)	29.3	20.6	
柔梁型	左側柱	25.1	29.3	44.9
	右側柱	18.7		

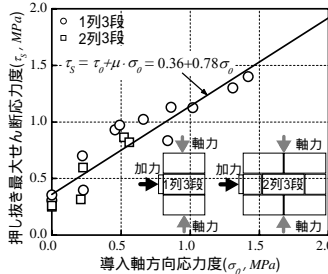


図 3 押し抜き試験結果

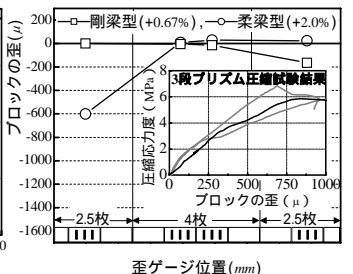
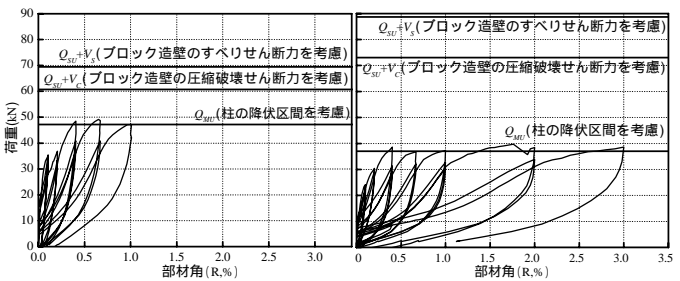


図 4 壁体最上段の歪度



(a) 1 階剛梁型試験体 (b) 1 階柔梁型試験体

図 5 荷重 - 変形関係および最大耐力の計算結果

4. まとめ

ブロック造壁を含む RC 造架構を対象に、梁変形の有無をパラメータとした 1/4 スケールの縮小試験体を製作し、静的載荷実験を行った。その結果、梁変形の有無が架構全体の最大耐力に与える影響は、梁の変形に伴うブロックの局所的な破壊により壁体内の力の流れが変わり、架構のモーメント分布が異なることで生じたと考えられる。また、柱と梁の曲率分布および壁体隅角部に局所的に作用する軸力を考慮することで、両試験体の最大耐力に影響を与える破壊機構が概ね説明できた。

[謝辞]

本研究は平成 20 年度科学研究費補助金基盤研究(B)「無補強組積造壁を含む RC 造建物の残存耐震性能の定量化と震災復旧に関する実験的研究」(課題番号：18360258, 研究代表者：中埜良昭)の助成を受けました。ここに謝意を表します。

[参考文献]

- 1) 晋沂雄ほか：無補強組積造壁を含む RC 造架構の静的および動的載荷実験 (その 1~4)、日本建築学会学術講演梗概集、2007、2008 年
- 2) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算基準・同解説、pp.600-615、1988
- 3) FEMA306：Evaluation of Earthquake Damaged Concrete and Masonry Wall Buildings, Applied Technology Council (ATC-43 Project), 1998

* 東京大学 工学系研究科 大学院生
 ** 東京大学 生産技術研究所 助教・博士(工学)
 *** 東京大学 生産技術研究所 教授・工博

* Graduate Student, Graduate School of Eng., The Univ. of Tokyo
 ** Research Associate, IIS, The Univ. of Tokyo, Ph.D.
 *** Professor, IIS, The Univ. of Tokyo, Dr. Eng.