

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7) 無補強組積造壁の復元力特性を考慮した解析的検討

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
梁変形 壁体の復元力特性 非線形解析

1. はじめに

本報では、既往の研究や本実験結果に基づき周囲に RC フレームを有するコンクリートブロック（以下、ブロック）造壁の復元力特性を考慮し、前報で報告した剛梁型および柔梁型試験体について解析的検討を行い、両試験体におけるブロック造壁の寄与分などを検討する。

2. 無補強組積造壁を有する RC 造架構のモデル化

2.1 無補強組積造壁の復元力特性

本研究では、周囲フレームに内蔵された無補強組積造壁のせん断力 - 水平変形関係を、FEMA273¹⁾、FEMA306²⁾および本実験結果³⁾に基づき図1のように2つのモデルを定めた。すなわち後述のとおり、剛梁型試験体では FEMA273 および FEMA306 に倣いモデル1を、柔梁型試験体では剛梁型試験体と同様のモデル1に加え、せん断力を増加させ、かつ耐力低下が生じないモデル2の2つのモデルを用いた。各モデルの変数は以下のように定めており、その結果を表1に示す。

【モデル1】

推定せん断強度 $V_{exp,1}$ は FEMA306 に倣い、周囲フレームを有する無補強組積造壁の一般的な破壊メカニズムである対角ストラット圧縮破壊時のせん断力 V_c (式(1))とし、壁体の耐力低下後のせん断強度 $V_{exp,1}'$ は $V_{exp,1}$ の30%とした²⁾。

$$V_c = W_{eq} \cdot t \cdot f_m \cdot \cos \theta \tag{1}$$

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

ここで、

- W_{eq} : 等価圧縮ストラットの有効幅 (mm)
- E_m, E_c : プリズムおよびコンクリートのヤング係数 (N/mm^2)
- f_m' : 全断面に対するプリズム強度の50% (N/mm^2)
- I_c : 柱の断面2次モーメント (mm^4)
- t, h_m, l_d : 壁体の厚さ, 高さ, 対角長さ (mm)
- h : 上下梁の中心間距離 (mm)
- θ : 圧縮ストラットの角度 (radians)

初期剛性 K_m はストラットの軸剛性を水平剛性に換算させたものである ($K_m = E_m \times W_{eq} \times t / l_d \times \cos^2 \theta$)。

降伏部材角 A はせん断強度と初期剛性の比 (V_c / K_m) より算出し、耐力低下部材角 B は FEMA273 に従い 1.0% と設定した。また、終局部材角 C は実験時の最終加力部材角 (剛梁型試験体: 1.2%, 柔梁型試験体: 3.0%) と仮定した。

【モデル2】

モデル2の設定にあたって、柔梁型試験体は梁の変形に伴

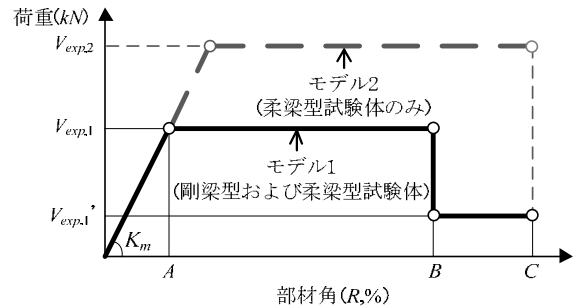


図1 無補強組積造壁のせん断力 - 水平変形関係

表1 無補強組積造壁の復元力特性における本研究の因数

	$V_{exp,2}$	$V_{exp,1}'$	A	B	C
モデル1	16kN	5kN	0.07%	1.0%	実験時の最終部材角
モデル2	25kN	-	0.1%	-	

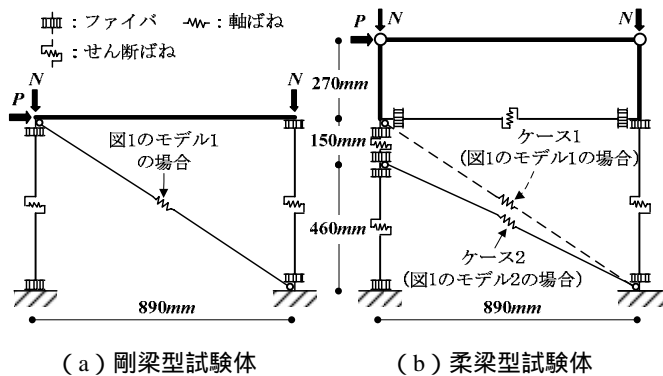
い剛梁型試験体に比べて壁体に導入される鉛直方向の軸力が壁体のせん断強度に及ぼす影響が大きいと考えられるものの、前述の評価式(式(1))では軸力の大小が考慮されないため、本検討では実験結果に合うようにモデル1よりせん断力を予備検討結果に基づき約1.5倍程度増加させて $V_{exp,2}$ を設定し、耐力低下がないものと仮定した。また、初期剛性 K_m と終局部材角 C はモデル1と同様である。

2.2 無補強組積造壁を含む架構の解析モデル

剛梁型および柔梁型試験体³⁾の解析モデルを図2に、本検討で用いたファイバモデルの材料特性およびせん断ばねモデルをそれぞれ図3および図4に示す。図3のファイバモデルにおいて、コンクリートは圧縮強度に達するまで Hognestad モデル⁴⁾、鉄筋は bi-linear モデルとし、両者における圧縮強度、降伏強度やこれらに対応する歪は実験値を用いた³⁾。

剛梁型試験体では、図2(a)に示すように、両柱はファイバとせん断ばねで構築し、壁体は引張(左)側柱の上端と圧縮(右)側柱の下端を結ぶ軸ばねを持つ対角線線材と置換した。ここで、軸ばねの復元力特性は図1のモデル1を用いた。

一方、柔梁型試験体では図2(b)に示すように、1階柱および2階梁はファイバとせん断ばねで構築し、2階部には弾性履歴特性を持つ鉄骨柱を加えたモデルとした。壁体においては、剛梁型試験体と同様に図1のモデル1を用いた軸ばねを持つ対角線線材に置換したケース1に加え、左側柱の上端から150mm程度の高さに対角線部材を移動させ、かつ軸ばねとして図1のモデル2を用いたケース2の2種類のモデル



(a) 剛梁型試験体 (b) 柔梁型試験体

図2 本試験体のモデル化

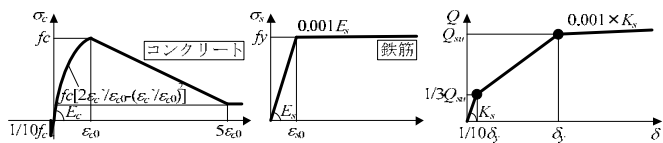


図3 ファイバモデルの材料特性

図4 せん断ばね

化を行った。これは、前報³⁾で報告したとおり、柔梁型試験体では梁の変形に伴い早い段階から壁体の最上端部でブロックユニットの貫通ひび割れやスリップひび割れが発生し、その下部（左側柱の上端から 150mm の位置）で圧縮ストラットが形成されたことを反映させたものである。

3. 非線形解析結果

本検討では、汎用プログラムである Snap Ver.5（構造システム）を用いて解析を行った。剛梁型および柔梁型試験体の荷重 - 変形関係における実験結果と解析結果の比較を図 5 (a) および (b) に、実験結果における最大耐力時（剛梁型：部材角 0.67%，柔梁型：1.8%）の曲率分布を解析結果と併せて図 6 (a) および (b) に示す。

3.1 剛梁型試験体

図 5 (a) に示すように、最大耐力の発現時点に若干ずれが見られるものの、架構の最大耐力や耐力低下時点が概ね再現できた。また、図 6 (a) の曲率分布においても、実験結果と解析結果が共に逆対象モーメント分布を示し、概ね対応していることが分かる。これらの結果から、壁体への導入軸力の影響が少なく、柱に逆対象モーメント分布が生じる剛梁型試

験体においては FEMA273 および FEMA306 で定めている無補強組積造壁の復元力特性が適用可能だと考えられる。

3.2 柔梁型試験体

剛梁型試験体と同様のモデル化を行ったケース 1 の解析結果において、図 5 (b) に示すように、最大耐力は実験結果より低い結果となった。また、図 6 (b) の曲率分布においても、両柱ともに異なる結果となった。

一方、解析ケース 2 では、実験結果に基づき対角線部材の接続位置を変更し、壁体のせん断耐力の増加や耐力を維持するように設定したことにより、図 5 (b) に示す架構の荷重 - 変形関係について部材角 0.5%以下の耐力は合わないが、最大耐力部分は概ね再現できた。また、図 6 (b) の曲率分布において、ケース 1 より実験結果に近い結果となった。

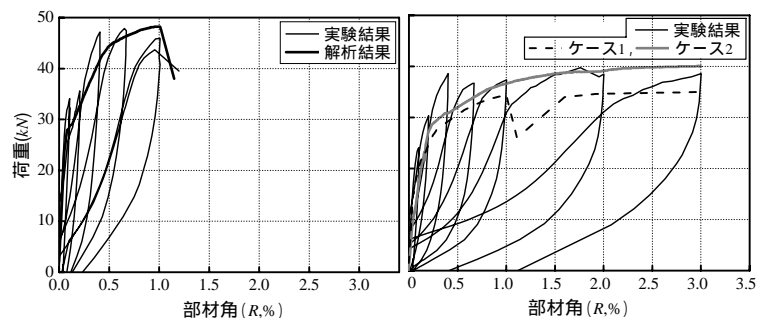
これらの結果から、柔梁型試験体のように梁変形の影響が大きい場合においては、FEMA273 および FEMA306 で定めた復元力特性をそのまま用いると架構のせん断力は過小評価される可能性があることが分かった。現在計画中的である柔梁型試験体においては、壁体の復元力特性を定めるための詳細な破壊パターンの観察や軸力計測などを実施する予定である。

4. まとめ

既往の研究や本実験結果に基づき、梁変形の有無をパラメータとした剛梁型および柔梁型試験体を対象に、壁体の復元力特性をパラメータとした非線形解析を行った。その結果、剛梁型試験体においては FEMA273 および FEMA306 で定めている無補強組積造壁の復元力特性が適用可能な結果となったが、柔梁型試験体では梁変形およびこれに伴う壁体のせん断強度増加、ストラットの位置を考慮しないと架構の荷重 - 変位関係および両側柱の応力分布が再現できないことが分かった。

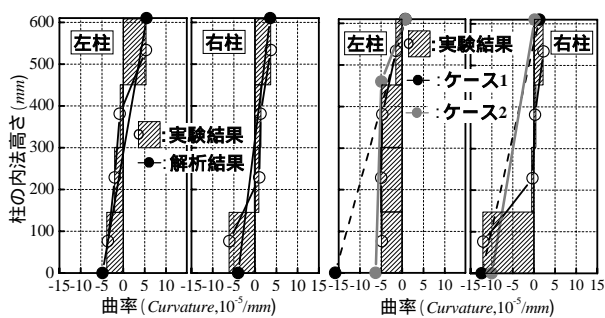
[参考文献]

- 1) FEMA273 : NEHRP Guidelines for the seismic rehabilitation of buildings, 1997
- 2) FEMA306 : Evaluation of Earthquake Damaged Concrete and Masonry Wall Buildings, Applied Technology Council (ATC-43 Project), 1998
- 3) 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 5 および 6）、日本建築学会学術講演梗概集，2009 年
- 4) Macgregor, James G. et al. : Reinforced Concrete Mechanics and Design, Pearson Education, 2005



(a) 剛梁型試験体 (b) 柔梁型試験体

図5 架構の荷重 - 変形関係



(a) 剛梁型試験体 (0.67%) (b) 柔梁型試験体 (1.8%)

図6 柱の曲率分布

* 東京大学大学院 工学系研究科 大学院生, 日本学術振興会特別研究員 DC
 ** 東京大学 生産技術研究所 助教 博(工)
 *** 東京大学 生産技術研究所 教授 工博

* Grad School of Eng., Univ. of Tokyo, JSPS Research Fellow DC
 ** Institute of Industrial Science, Univ. of Tokyo, Dr. Eng.
 *** Institute of Industrial Science, Univ. of Tokyo, Dr. Eng.