

研究種目：基盤研究（B）
 研究期間：2006～2008
 課題番号：18360258
 研究課題名（和文） 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
 研究課題名（英文） An Experimental Study on Residual Seismic Capacity Evaluation and Earthquake Disaster Recovery for RC Buildings with Unreinforced Masonry Infill
 研究代表者
 中埜 良昭（NAKANO YOSHIAKI）
 東京大学・生産技術研究所・教授
 研究者番号：10212094

研究成果の概要：本研究の主目的は、無補強組積造壁を有する RC 造建物の残存耐震性能の評価手法を静的および面外加振を含む動的載荷実験を通じて実用化することで、ここではその第 1 段階として無補強組積造壁の面外方向への破壊に影響を与えると予想される梁の変形をパラメータとした面内方向への静的載荷実験を実施した。その結果、梁の変形による壁面上部の組積ユニットの破壊とその後の目地のスリップ挙動が架構全体の挙動に大きな影響を及ぼすことが明らかとなった。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、最大耐力に影響を与える破壊機構が概ね説明できた。

交付額

（金額単位：円）

	直接経費	間接経費	合計
2006年度	4,200,000	1,260,000	5,460,000
2007年度	8,900,000	2,670,000	11,570,000
2008年度	1,500,000	450,000	1,950,000
年度			
年度			
総計	14,600,000	4,380,000	18,980,000

研究分野：工学

科研費の分科・細目：建築学・建築構造・材料

キーワード：無補強組積造壁，RC 造建物，残存耐震性能，梁変形，静的載荷実験

1. 研究開始当初の背景

近年極めて甚大な建物被害を伴う地震災害が世界各地で発生している。これらの地震災害では、無補強組積造壁（以下、URM 壁）あるいはこれを含む RC 造建物が大きな被害を受けていることが特徴として挙げられる。しかしながら、このような建物はその地域における典型的な構造形式のひとつであるにもかかわらず、損傷が一旦生じた後の架構の強度、剛性、変形性能およびこれらに URM

壁がどのように影響を与えるかなどに着目した研究は皆無といって良い。

2. 研究の目的

上記の背景から、URM 壁を有する RC 造架構の構造特性に関する基礎データの蓄積のため、無補強コンクリートブロック造壁（以下、ブロック造壁）を含む RC 造架構の実大実験を実施し、その残存耐震性能の評価手法の確立に関する実験的研究に数年来取り組

んできた⁽¹⁾。しかしながら、ここでの実験は他の研究事例と同様梁を剛と見なした剛梁型試験体に限定したものであったため、将来 URM 壁の面外方向への破壊およびこれによる架構全体の耐力低下などを検討するためには、これらに影響を与えると予想される梁の変形とこれに伴う URM 壁の拘束の程度を考慮した実験データの取得が必要不可欠である。

そこで、本研究では URM 壁を有する RC 造建物の残存耐震性能の評価手法を静的および面外加振を含む動的載荷実験を通じて実用化することを最終目標に、ここではその第 1 段階として梁変形の有無による架構全体の破壊メカニズムの違いを調べるため、1/4 スケールの剛梁型および柔梁型試験体を計画し、面内方向への静的載荷実験を実施した。

3. 研究の方法

(1) 対象建物および実験パラメータ

本研究の対象建物は先行して行った実大実験⁽¹⁾と同様、1980 年代における韓国の学校建物の標準設計例に基づいた 4 階建て建物である(図 - 1 参照)。本研究では、梁変形の有無を主パラメータと設定し、対象建物の梁間方向の 1 階および 4 階を想定した計 4 体(1 階剛梁型試験体、1 階柔梁型試験体、4 階剛梁型試験体および 4 階柔梁型試験体)の 1/4 スケールの縮小試験体を計画した。本報告書では主としてこれらのうち 1 階を想定した試験体 2 体について検討した結果を述べる。

(2) 縮小試験体の設計

柔梁型試験体の詳細を図 - 2 に示す。

縮小柱の設計

縮小柱の断面寸法は対象建物の約 1/4 とした。また、軸心力度、主筋比、せん断補強筋比およびせん断余裕度が文献(1)の実大試験体と同程度になるよう設計した。

縮小ブロック造壁の設計

縮小ブロックの寸法は実大ブロックの 1/4 とし、実大ブロックの 3 段プリズム圧縮試験による応力度 - 歪度関係を概ね再現する配合率を定めた⁽²⁾。縮小ブロック造壁は、実大試験体のひび割れパターンと比較するため、実大ブロック造壁の配置列数および段数(9 列 × 12 段)と同様とした。

縮小梁の設計

剛梁型試験体の梁は下部スタブと同様である。一方、柔梁型試験体では 4 層架構の 2 階梁に作用するモーメントを再現するため、上部にヒンジを持つ鉄骨柱を 2 階柱として設置した。柔梁は、スラブの影響を考慮した T 形梁のせん断余裕度および最大変位レベルが同程度になる長方形梁として設計した。

(3) 加力計画

図 - 3 に柔梁型試験体の載荷システムを示す。剛梁型試験体では上部剛梁と加力ビーム

の間に鉄骨ビームを設けて柔梁型試験体と加力高さを一致させた。図 - 4 に加力計画を示す。試験体に作用する水平力は原則として正負交番で、実大実験と同様、部材角 0.1, 0.2, 0.4, 0.67, 1.0, 2.0% までそれぞれ 2.5 サイクルずつ載荷することとし、大振幅後の小振幅を想定して部材角 1.0% 経過後 0.4% を 1 サイクル載荷することとした。ただし、試験体の破壊状況に応じて載荷のルールの変更または載荷を終了した。1 階を想定した試験体では鉛直方向に計 96kN(4 階試験体では計 24kN)の一定軸力を導入した。

縮小試験体の設計、材料試験結果および計測計画などの詳細については文献(2)、(3)を参考されたい。

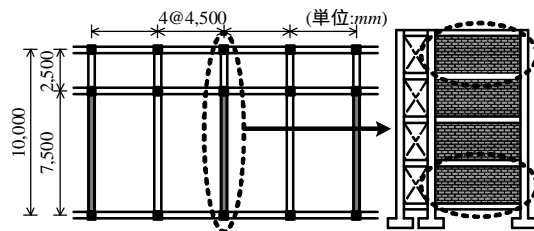


図 - 1 韓国の 1980 年代の学校建物の標準設計例

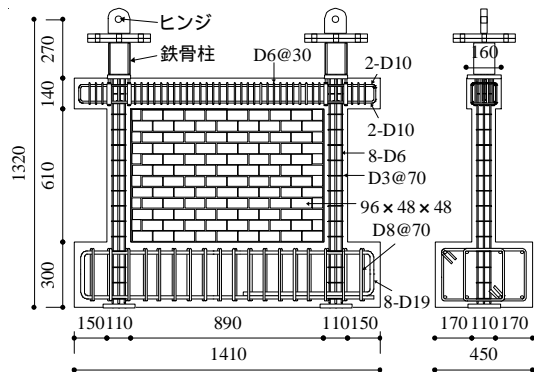


図 - 2 柔梁型試験体の詳細(単位: mm)

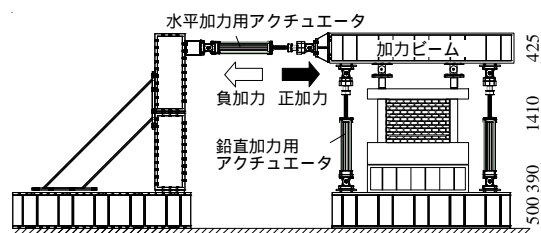


図 - 3 載荷システム(柔梁型試験体, 単位: mm)

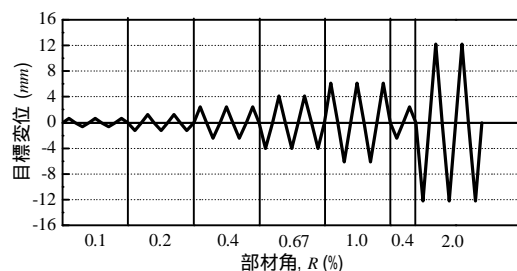


図 - 4 加力計画

4. 研究成果

(1) 破壊経過

図 - 5 に最大耐力時のひび割れ状況を、図 - 6 にひび割れの発生および進展状況を荷重 - 変形関係と併せて示す。

剛梁型試験体

部材角（水平変位 / 柱内法高さ）+0.1%の第1サイクルから両柱に曲げひび割れが発生し、ブロック目地にもひび割れが発生した。部材角+0.2%では、両柱に新たな曲げひび割れが観測され、ブロック目地には階段状のひび割れが伸展し始めた。また、ブロックを貫通する斜めひび割れも観測された。部材角0.4%および0.67%では新たなひび割れが僅かに発生したものの、既に発生したブロック目地ひび割れ幅の増加が主要な変化であった。また、部材角+0.4%では引張側柱頭部に、部材角+0.67%では圧縮側柱脚部にそれぞれせん断ひび割れが観測され、その後部材角-1.0%の第1サイクル加力途中、圧縮側柱脚部のせん断ひび割れが急激に開き、部材角が-1.8%まで増加したため実験を終了した。

柔梁型試験体

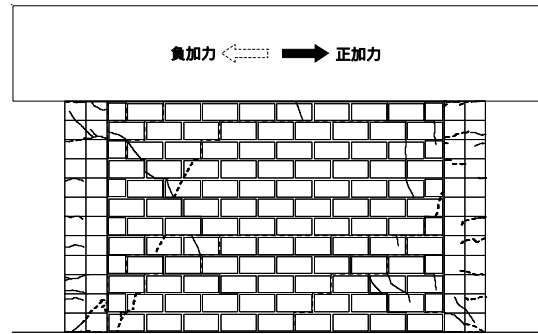
部材角+0.1%の第1サイクルから引張側柱と梁の両側危険断面に曲げひび割れが発生し、ブロック造壁には上部1段目と2段目の横目地に全長さにわたってひび割れが発生した。部材角+0.2%では、引張側柱に新たな曲げひび割れが観測され、ブロック目地のひび割れも階段状に伸展し始めた。また、引張側柱に隣接する最上段ブロックに梁の変形による貫通ひび割れが観測された。部材角0.4%から2.0%まで新たな貫通ひび割れが幾らか増加したが、既に発生したブロック目地ひび割れ幅の増加が主要な変化であった。部材角0.4%では引張側柱頭部と梁にせん断ひび割れが、圧縮側柱脚部に曲げひび割れが発生した。部材角+0.67%から2.0%まで、柱では主に曲げひび割れの本数および幅が増加するのみで著しい損傷の集中は見られなかったのに対し、梁では危険断面での曲げひび割れに損傷が集中する傾向が観測された。最終部材角+3.0%では、梁の危険断面のひび割れ幅が大きく開き（4mm程度）、梁主筋の歪値が急激に増加したため実験を終了した。

(2) 荷重 - 変形関係

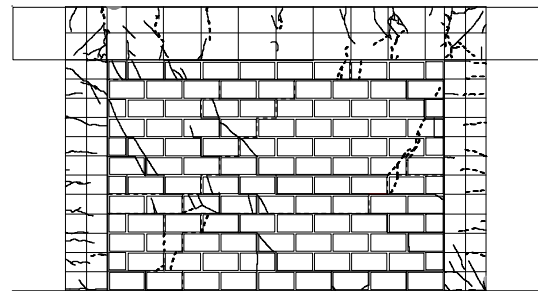
剛梁型試験体

部材角+0.67%で主筋が降伏し最大耐力48.6kNとなり、その後+1.0%まで耐力を維持した。部材角-1.0%で圧縮側柱脚部のせん断ひび割れが急激に開き、耐力が急減した。本試験体では、柱の曲げ降伏が先行したが、図 - 5 (a) に示すように引張側柱頭部と圧縮側柱脚部にせん断ひび割れが集中したことから、壁体内に圧縮ストラットが形成され、圧縮側柱脚部に大きな押し抜きせん断力が作用した結果、最終的にせん断破壊して終局に至っ

たと思われる。ここで、柱のみに着目すると、せん断余裕度の計算値は1.1(荒川 mean 式)に基づくせん断終局強度と曲げ終局強度の略算式に基づく曲げ終局時のせん断力から算出。但し、ここでは縮小柱のかぶり厚さの実

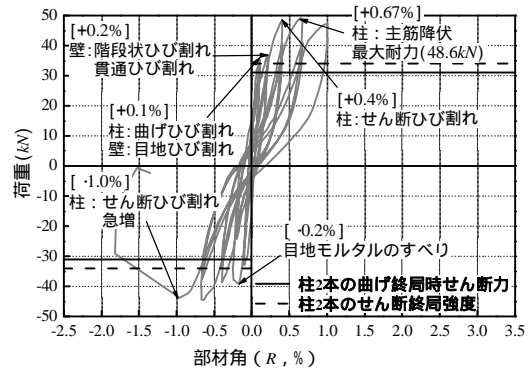


(a) 剛梁型試験体 (+0.67%, 第1サイクル)

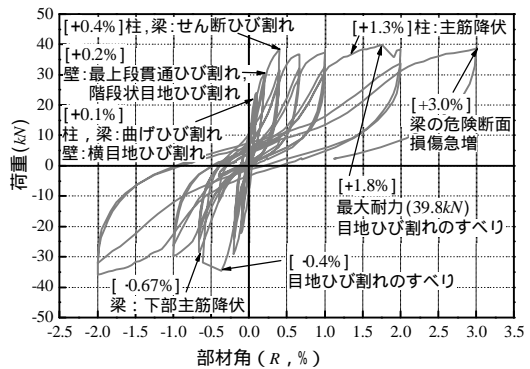


(b) 柔梁型試験体 (+2.0%, 第1サイクル)

図 - 5 最大耐力時のひび割れ状況



(a) 剛梁型試験体



(b) 柔梁型試験体

図 - 6 荷重 - 変形関係

情を反映して係数を修正した略算式⁽²⁾を用いた。)であり、実験結果は計算値より若干せん断余裕度が高い結果となった。また、実験より得られた架構全体のせん断力は両柱のみの計算値に対しておよそ 1.6 倍に相当し、組積造壁が架構内から脱落しなければ、架構の耐力に大きく寄与していることがわかる。

柔梁型試験体

部材角-0.67%で梁主筋が降伏した後、部材角+1.3%で柱主筋が降伏し、部材角+1.8%で最大耐力 39.8kN を記録した。その後、最終部材角+3.0%に至るまで耐力低下は生じなかった。本試験体は梁降伏先行型で、架構を構成している柱、梁およびブロック造壁の挙動が剛梁型試験体とは全く異なるため、次節で梁の変形による破壊メカニズムの変化や架構全体の最大耐力について詳細な検討を行う。

(3) 梁変形の有無による架構全体の最大耐力

本節では実験結果および材料試験結果を用いて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検討する。

架構の曲げ終局時のせん断力の算定

剛梁型および柔梁型試験体の曲げ終局時のせん断力の算定は、柱および梁の歪度および柱の曲率分布などを用いて検討する。

図 - 7 に最大耐力時の柱主筋の歪度から求めた柱軸方向の曲率分布および柱主筋の降伏区間を示す。図 - 7 (a) から、剛梁型試験体では両柱ともに曲率の反曲点が柱の長さ方向のほぼ中央部に位置しており、降伏区間は柱の上下ともに 1.0D (D : 柱せい) であった。一方、柔梁型試験体では、前述したとおり、梁の変形により引張側柱に隣接する最上段ブロックに早い段階から貫通ひび割れが発生し、部材角の増大に伴いブロック造壁の最上部 1 段目と 2 段目の横目地のすべり量が増加する傾向にあったため、図 - 7 (b) に示したように左側柱は高い位置で曲率が大きくなっており、その結果降伏区間も 4.0D となった。

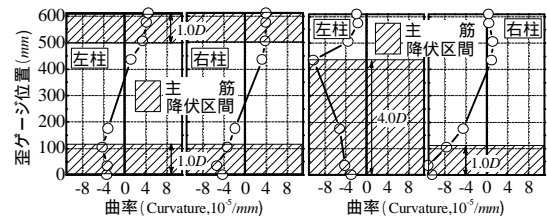
図 - 7 に示した最大耐力時の柱の曲率分布および降伏区間の結果に基づき検討したモーメント分布を図 - 8 に示す。図 - 8 (a) において、剛梁型試験体のモーメント分布は、柱の可撓長さを図 - 7 (a) の結果に基づいて 3.5D とし、両柱の上下ともに曲げ終局モーメントに至ったと設定した。図 - 8 (b) において、柔梁型試験体のモーメント分布は、柱の可撓長さを図 - 7 (b) の結果に基づいて左側柱では 1.5D、右側柱では 4.5D とし、両側柱の可撓長さにおける下部と梁の左端部が曲げ終局モーメントに至ったと設定した (柱の曲げ終局モーメント: $M_{u,柱} = 4.5kN \cdot m$ 、梁の曲げ終局モーメント: $M_{u,梁} = 5.5kN \cdot m$)。これらの曲げ終局モーメントと外力モーメント(2階での水平加力分をモーメントに置換、各柱あたり $6.0kN \cdot m$)の力の釣り合い関係か

ら架構のモーメント分布を決定した。これらのモーメント分布時の両試験体における柱の曲げ終局時のせん断力の計算結果を表 - 1 にそれぞれ示す。

架構のせん断終局強度

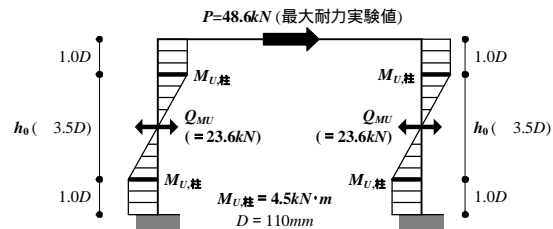
架構全体のせん断終局強度は、柱のせん断終局強度と組積造壁のせん断力の合計で算定する。柱のせん断終局強度は荒川 mean 式で計算した。その結果を表 - 2 に示す。

無補強組積造壁の破壊メカニズムは、主に

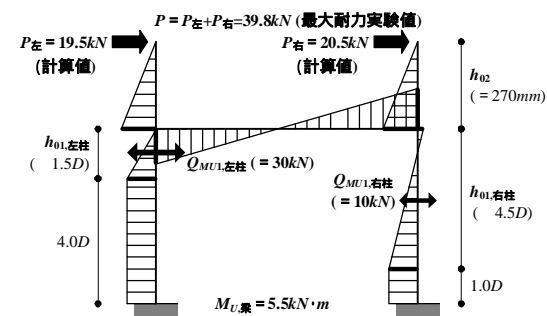


(a) 剛梁型試験体 (b) 柔梁型試験体

図 - 7 最大耐力時の柱の曲率分布



(a) 剛梁型試験体



(b) 柔梁型試験体

図 - 8 最大耐力時のモーメント分布

表 - 1 曲げ終局時のせん断力の計算結果

	曲げ終局モーメント $M_u (kN \cdot m)$	可撓長さ $h_0 (mm)$	曲げ終局時せん断力 $Q_{MU} (kN)$
剛梁型 (2本分)	9.0	390	47.2
柔梁型	左側柱	150	27.0
	右側柱	450	10.0

表 - 2 せん断終局強度の計算結果

	柱	組積造壁	
		せん断終局強度 $Q_{su,mean} (kN)$	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
	右側柱	18.7	

対角ストラット圧縮破壊とすべりせん断破壊があげられる。これらの破壊メカニズムは、両者のうち1つのみが発生するのではなく、本実験でも観測されたように2つの破壊メカニズムが同時に展開されるのが一般的で⁽⁴⁾、本研究では両者のせん断力を比較し、架構全体の破壊メカニズムを判断することとした。

まず、対角ストラットの圧縮破壊時のせん断力 V_c は式(1)から求められる⁽⁴⁾。この式を用いて計算した結果を表-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 : URM 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, URM 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 : URM 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)

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⁽⁴⁾。

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

ここで、

V_0 : 粘着力 (kN)

μ : 横目地モルタルのすべり摩擦係数

N : 導入軸力 (kN)

すべりせん断破壊時のせん断力 V_s を計算するための粘着力 V_0 とすべり摩擦係数 μ を調べるために、図-9に示す各導入軸力に応じた押し抜き試験(1列3段および2列3段)を行った。その結果、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-10に示すブロック造壁の最上段に貼り付けた歪ゲージの結果と3段プリズム圧縮試験より求めた軸応力度-歪度の関係より求めた。ここでは、壁体内で歪度が局所的に大きく変化するため、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 として表-2に示す。

以上の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(柱のせん断終局強度

+ブロック造壁のせん断力)を荷重-変形関係と併せて図-11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結果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。また、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

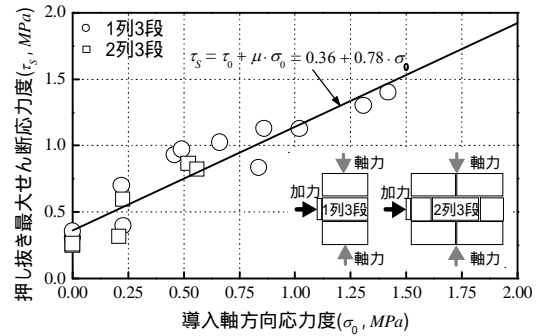


図-9 押し抜き試験結果

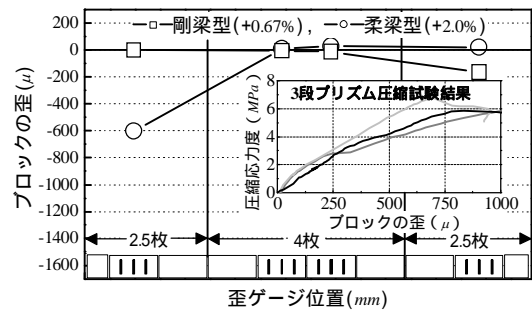
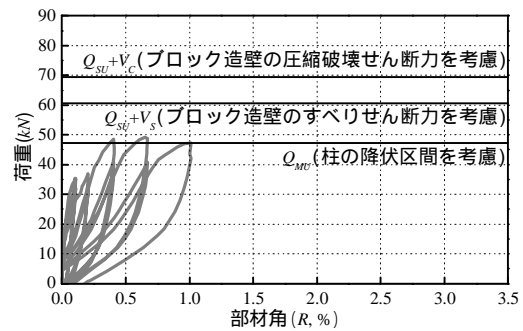
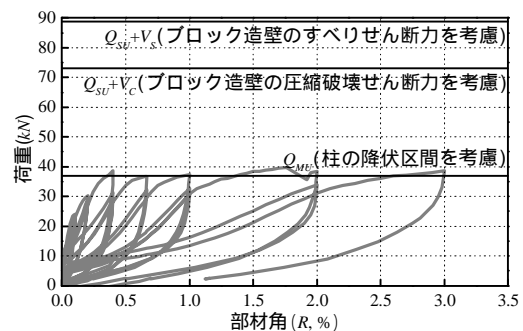


図-10 壁体最上段の歪度や軸応力度-歪度関係



(a) 剛梁型試験体



(b) 柔梁型試験体

図-11 荷重-変形関係と最大耐力の計算結果

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遙かに超えており、部材角の増大に伴いせん断強度の低下が予想されるとしても、少なくとも最大耐力時の部材角までは曲げ終局強度時のせん断力よりもせん断終局強度の方が大きいことが架構全体の破壊メカニズムから推定できる。

以上、本研究では URM 壁を含む RC 造架構の面内方向への静的載荷実験を実施し、梁の変形による架構全体の破壊メカニズムや最大耐力について検討を行った。今後、本研究の最終目標である URM 壁を含む RC 造建物の残存耐震性能の評価手法の実用化に向けて梁の変形を考慮した面外加振を含む動的載荷実験を計画中である。

参考文献

- (1) 崔琥:無補強コンクリートブロック造壁を有する鉄筋コンクリート造建物の残存耐震性能に関する研究,東京大学学位論文,2006.3
- (2) 晋沂雄,崔琥,中埜良昭,高橋典之: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~その4),日本建築学会大会学術講演梗概集,pp.909-912,2007.8 および pp.989-992,2008.9
- (3) 晋沂雄,崔琥,高橋典之,中埜良昭,梁の変形を考慮した無補強組積造壁を有する RC 造架構の静的加力実験,コンクリート工学年次論文集,2009.7
- (4) FEMA306: Evaluation of Earthquake Damaged Concrete and Masonry Wall Buildings, Applied Technology Council (ATC-43 Project), 1998

5. 主な発表論文等

(研究代表者、研究分担者及び連携研究者には下線)

[雑誌論文](計14件)

晋沂雄,崔琥,高橋典之,中埜良昭,梁の変形を考慮した無補強組積造壁を有する RC 造架構の静的加力実験,コンクリート工学年次論文集,2009.7(掲載決定),査読有

H. Choi and Y. Nakano, Residual Seismic Performance of RC Frames with Unreinforced Masonry Infill, 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China, DVD-ROM, 2008.10, 査読有

H. Choi, Y. Nakano and N. Takahashi, Residual Seismic Capacity Estimation of RC Frame with Block Infill Based on Crack Width, 8th Pacific Conference on Earthquake Engineering, Singapore, CD-ROM, 2007.12, 査読有

崔琥,中埜良昭,高橋典之,残留ひび割れ幅に着目した組積造壁を有する RC 造架構の残存耐震性能の評価,生産研究,東京大学生産技術研究所,Vol.58, No.6,

pp.7-10, 2006.11, 査読無

崔琥,中埜良昭,高橋典之,無補強ブロック造壁を有する RC 造架構の残存耐震性能の評価,コンクリート工学年次論文集,Vol.28, No.2, pp.967-972, 2006.7, 査読有

[学会発表](計14件)

崔琥,晋沂雄,高橋典之,中埜良昭,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 静的載荷実験の概要および結果,その6 梁変形の有無による架構の最大耐力の検討,学術講演梗概集,日本建築学会,仙台,2009.8 (掲載決定)

崔琥,晋沂雄,中埜良昭,高橋典之,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3 縮小ブロックの要素試験,その4 縮小試験体の設計,学術講演梗概集,日本建築学会,広島,Vol.C-2, pp.989-992, 2008.9

晋沂雄,高橋典之,崔琥,中埜良昭,RC 造架構に内蔵された無補強コンクリートブロック造壁の地震時損傷パターン,日本地震工学会大会,東京,pp.244-245, 2007.11

晋沂雄,崔琥,中埜良昭,高橋典之,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 縮小試験体の計画,その2 縮小ブロックの製作,学術講演梗概集,日本建築学会,福岡,Vol.C-2, pp.909-912, 2007.8

H. Choi, Y. Nakano and N. Takahashi, Estimation of Residual Seismic Capacity of Unreinforced Concrete Block Wall Infilled Reinforced Concrete Buildings, Korea-Japan Seminar on Performance Enhancement of Masonry Structure, Seoul, Korea, 2006.5

[その他]

ホームページ等

<http://sismo.iis.u-tokyo.ac.jp/index.html>

6. 研究組織

(1) 研究代表者

中埜 良昭 (NAKANO YOSHIAKI)
東京大学・生産技術研究所・教授
研究者番号: 10212094

(2) 研究分担者(無し)

(3) 連携研究者

高橋 典之 (TAKAHASHI NORIYUKI)
東京大学・生産技術研究所・助教
研究者番号: 60401270

崔 琥 (CHOI HO)

東京大学・生産技術研究所・助教
研究者番号: 40512009