研究 No. 0826

途上国建築に普及した非構造レンガ壁の耐震性能の実験的評価

―2007 年スマトラ島南部沖地震による実被害建築を対象として―

主査　真田　靖士*1
委員　タンジュン　ジャフリル*2，　崔　琥*3

2007 年スマトラ島南部沖地震により被災した２棟の鉄筋コンクリート造（RC）建物を対象に，建物の耐震性能に非構造のレンガ壁が与えた効果を実験，解析により検討した。被災した建物は１棟が倒壊し，１棟が中程度の損傷を受けた。本研究では後者建物で実際に用いられていたレンガ壁を切り出し，日本へ輸入した。同建物の１階を模擬した RC 門型架構試験体を２体製作し，内１体にレンガ壁を設置した。両試験体の構造実験を行い，耐震性能を比較した結果，レンガ壁が架構の耐力増大に寄与することを定量的に明らかにした。また，２棟の被災建物の耐震性能をレンガ壁の有無をパラメータとする３次元解析により評価し，被災程度の違いと関連付けた。

キーワード：1）非構造壁，2）組積構造，3）レンガ壁，4）鉄筋コンクリート構造，5）被災建物，6）耐震性能，7）構造実験，8）構造解析，9）2007 年スマトラ島南部沖地震，10）インドネシア

EXPERIMENTAL EVALUATION OF THE SEISMIC PERFORMANCE OF NONSTRUCTURAL BRICK WALLS USED IN DEVELOPING COUNTRIES

— Findings from Damaged Buildings Due to the 2007 Sumatra, Indonesia Earthquakes —

Ch.　Yasushi Sanada
Mem.　Jafril Tanjung, Ho Choi

This paper describes effects of nonstructural brick walls on the seismic performance of reinforced concrete (R/C) buildings. Experimental and analytical studies were conducted focusing on two buildings: one of which collapsed and the other suffered moderate damage during the 2007 Sumatra, Indonesia earthquakes. A brick wall was extracted from the moderately damaged building, and it was imported from Indonesia. Two R/C one-bay frame specimens were constructed, and the imported wall was installed into one of the specimens. Comparing the performance of specimens with and without the brick wall, its contribution was quantitatively evaluated. Numerical analyses also revealed the reason why one of the buildings collapsed.

1. はじめに

インドネシアでは近年立て続けに地震災害に見舞われ，甚大な人的，経済的被害を強いられてきた。2009 年もスマトラ島沖においてマグニチュード 7.5 [文 1)]の地震が発生し，西スマトラ州の州都であるパダン市が壊滅的な被害を受けた。同市は 2007 年スマトラ島南部沖地震に際しても被災しており，市内の複数の鉄筋コンクリート造（以下，RC）建物が倒壊した。その一つが**写真 1―1** である。同写真に示すように，倒壊した建物には倒壊を免れた隣接建物が存在したが，両建物は構造形式がほぼ同様であったにも関わらず１棟のみが倒壊した。

現地被害調査によると，これらの建物では構造性能に直接寄与しないものとして扱われる，いわゆる非構造壁（レンガ壁）が多用されていたが，後の解析的検討より，建物の耐震性能にレンガ壁が少なからず影響した可能性が明らかになった[文 2)]。そこで，本研究では，従来建物の構造性能への寄与が無視されてきたレンガ壁が，建物の真の耐震性能に与える効果を解明するため，被災建物から切り出したレンガ壁を用いて，その性能を実験的に評価した。

写真 1―1　被災した建物
（提供：Padang Ekspres Newspaper）

*1 豊橋技術科学大学　准教授　　*2 アンダラス大学　講師　　*3 東京大学　助教

2. 被災建物の概要

2.1 倒壊した建物

倒壊した建物は1980年建設の3階建てRC建物であり，自動車の展示場として使用されていた。構造的な特徴として，外壁や間仕切り壁などに非構造のレンガ壁が多用されていた点が挙げられる。**写真 1−1** に示すように，本建物は地震時に西側に向かって倒壊した。**図 2−1** に建物の平面図および柱の断面図を，**写真 2−1** に被災前の写真を示す。

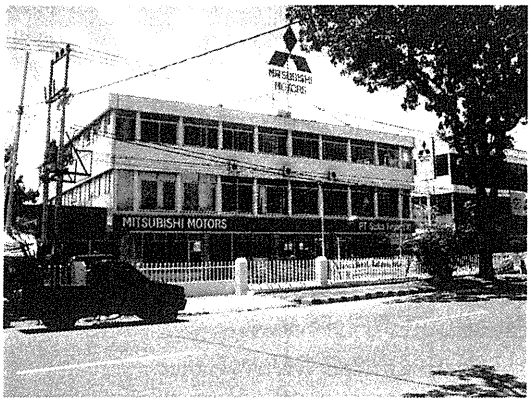


写真 2−1　倒壊した建物（被災前）

2.2 中程度の損傷を受けた建物

倒壊した建物に隣接する中程度の損傷（日本の被災度区分判定の結果は中破[文 2), 3)]）を受けた建物は，3階建てRC建物であり，非構造壁としてレンガ壁が多用され，倒壊した建物と同様の構造形式であった。**図 2−2** に建物の平面図および柱の断面図を，**写真 2−2** に被災後の写真を示す。

写真 2−2　中程度の損傷を受けた建物（被災後）

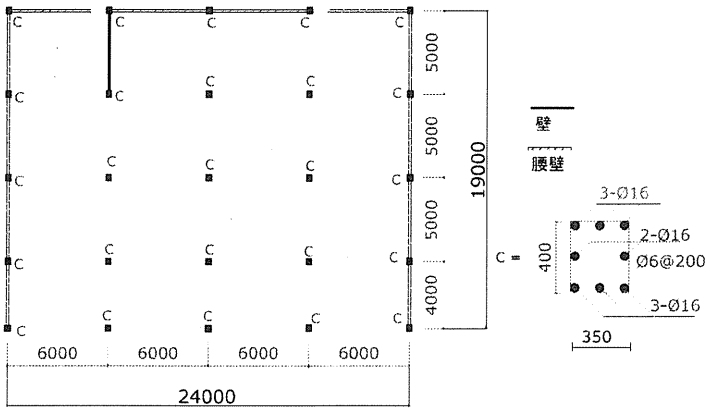


図 2−1　倒壊した建物の平面図，柱の断面図

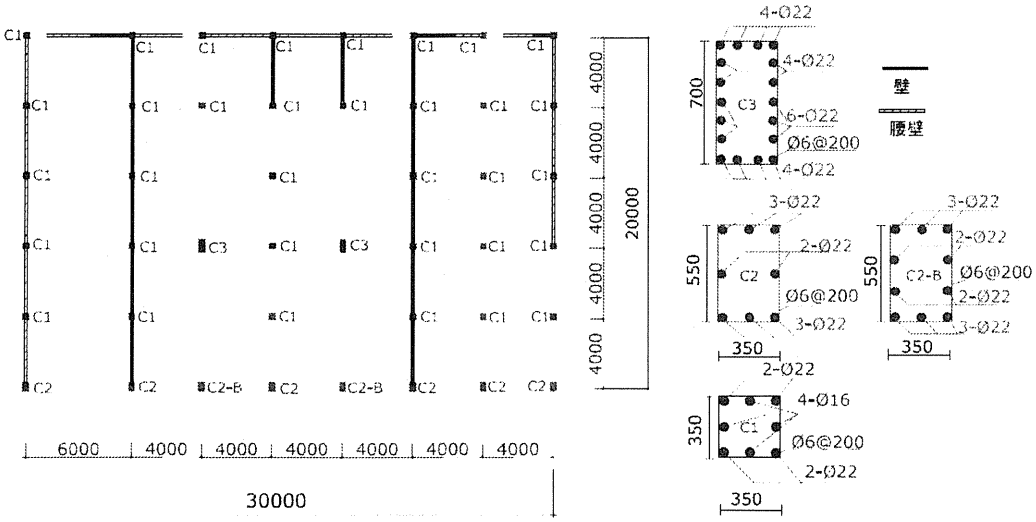


図 2−2　中程度の損傷を受けた建物の平面図，柱の断面図

3. 試験体

3.1 レンガ壁の準備

被災建物で用いられていた非構造のレンガ壁が，建物の耐震性能に与えた影響を定量的に明らかにするため，レンガ壁を有するRC架構模型の破壊実験を計画した。

上記を実現するため，倒壊を免れた建物から 1500 mm ×1500 mm 程度のレンガ壁を切り出し（**写真 3−1**），これを現地より豊橋技術科学大学に輸入して，構造実験用試験体の一部として用いた（**写真 3−2**）。

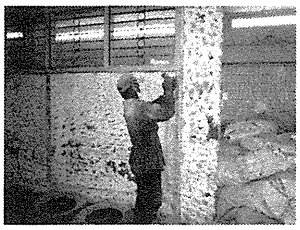


写真 3−1　壁の切り出し

写真 3−2　壁の輸送

3.2 ＲＣ架構

主体構造である RC 躯体を模擬した縮尺 1/2.5 の門型架構試験体を計画した。本試験体は，前述の中程度の損傷を受けた被災建物の１階の架構を想定して設計した。レンガ壁の有無をパラメータとする構造実験を実施するため，試験体は２体製作した。以下に，試験体の平面図，立面図および配筋図を示す（**図 3−1**）。

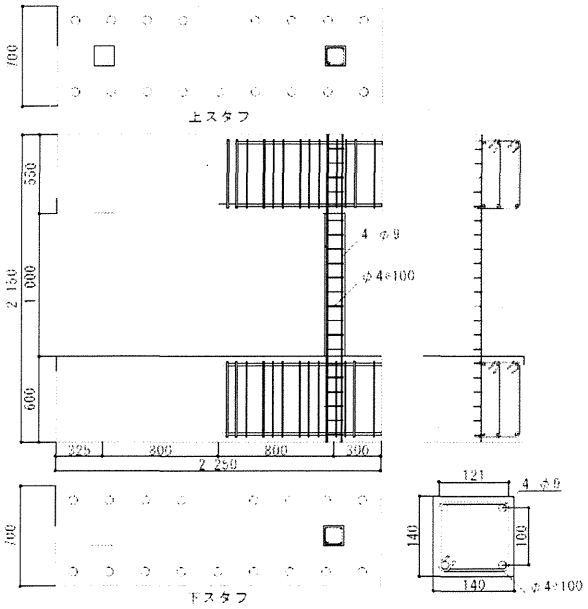


図 3−1　RC 架構試験体の平面図，立面図および配筋図

3.3 レンガ壁の設置

上記のように製作した２体の RC 架構試験体の内１体の両柱間にインドネシアより輸入したレンガ壁を**写真 3−3，3−4** の手順で設置した。レンガ壁は被災建物の壁の一部を切り出したため軽度の損傷があり（**写真 3−5**），また，厚さ方向には縮小できないため実大の厚さ 140 mm のまま用いる計画とした。レンガ壁は幅 1420 mm ×高さ 960 mm に切断し，壁の設置時に別途製作した目地モルタルを介して RC 躯体と接合した。モルタルは現地の慣例に従って，セメント:砂:水=1:4:0.5（体積比）の配合で製作し，目地厚 20 mm で施工した。**図 3−2** にレンガ壁を施行後の試験体の概要を示す。以下，レンガ壁を設置しない試験体（**図 3−1**）を BF（Bare Frame），レンガ壁を設置した試験体（**図 3−2**）を IF（Infilled Frame）と称す。本実験で用いた試験体の一覧を**表 3−1** にまとめる。

写真 3−3　壁の整形

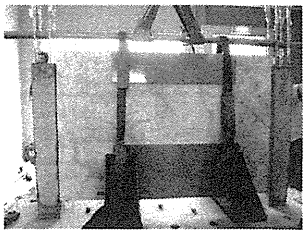
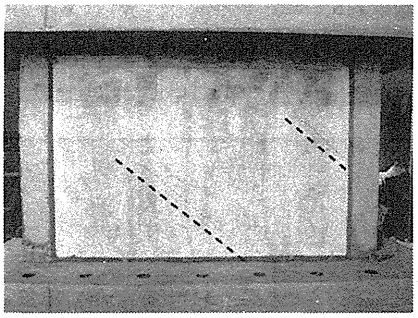


写真 3−4　壁の設置



※壁面上の点線が初期損傷，直下におよその位置を表示

写真 3−5　レンガ壁の初期損傷

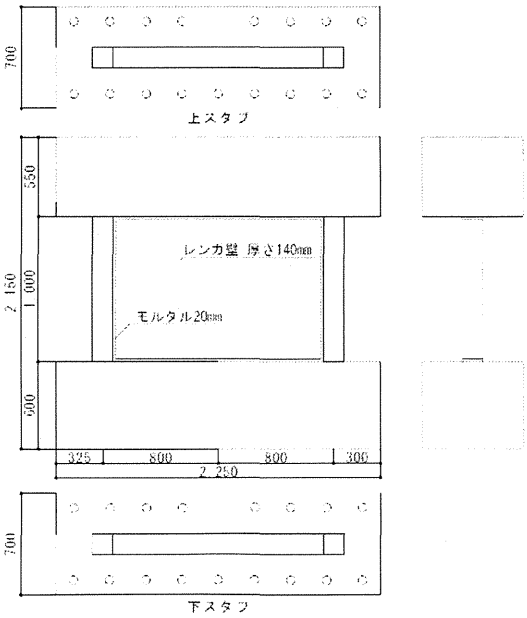


図 3−2　レンガ壁を設置した試験体

表 3−1　試験体一覧

名称	柱	実験パラメータ 非構造壁（レンガ壁）
BF	断面:140×140, 主筋:4-φ9, 帯筋:2-φ4@100	なし
IF		あり

単位:mm

3.4 材料特性

各試験体の製作で用いたコンクリート（柱），鉄筋，モルタルの材料試験結果を**表 3−2** にまとめる。

表 3−2　材料試験結果

コンクリート			
試験体	材齢 日	圧縮強度 N/mm²	引張強度 N/mm²
BF	44	19.6	1.89
IF	37	20.6	1.96
モルタル			
試験体	材齢 日	圧縮強度 N/mm²	引張強度 N/mm²
IF	37	10.0	3.33
鉄筋			
呼び名	降伏強度 N/mm²	引張強度 N/mm²	ヤング係数 N/mm²
φ9	355	440	2.02×10^5
φ4	583	631	2.14×10^5

4. 実験方法

4.1 載荷方法

実験には豊橋技術科学大学の耐震実験装置を用いた。載荷装置の概要を**図 4−1** に示す。反力フレームに鉛直に取り付けた２台のオイルジャッキ（2000 kN）により鉛直方向への載荷を行い，反力壁に取り付けたオイルジャッキ（2000 kN）により水平方向への載荷を行った。載荷方法は水平方向への準静的正負交番繰り返し載荷とし，鉛直方向へ計 184.3 kN の一定軸力を与えた（柱のみが軸力を負担すると仮定した場合，軸力比約 0.24 に相当）。載荷履歴は層間変形により制御し，**図 4−2** に示すように，原則として変形角±1/800 rad.まで１サイクル載荷した後，変形角±1/400，±1/200，±1/100，±1/50，±1/25，±1/12.5 rad.まで各２サイクル載荷する計画とした。ただし，各試験体が軸力支持能力を喪失した段階で載荷を終了した。想定する水平力作用高さは２階床位置を仮想した 1200 mm とし（**図 4−1** に示すように，柱心間長さ l_w に対するせん断スパン h_w の比は 0.75 に相当），これを維持するために２台の鉛直ジャッキにより水平力の増減に伴う曲げ戻しモーメントを作用した。

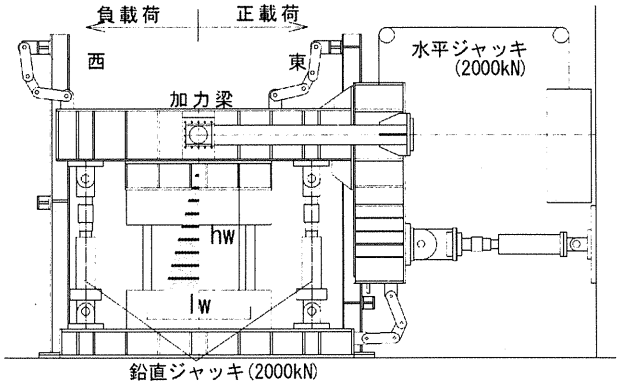


図 4−1　載荷装置

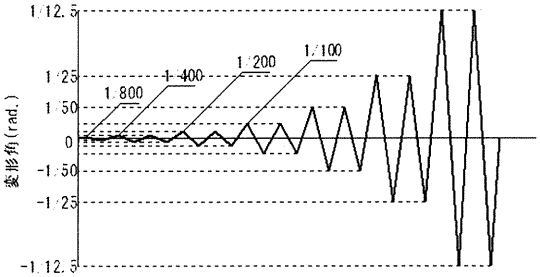
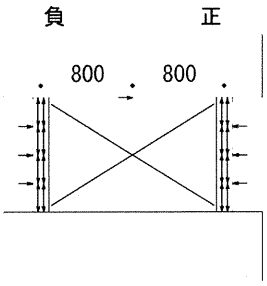


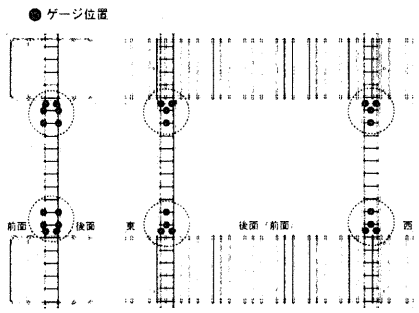
図 4−2　載荷履歴

4.2 計測方法

２体の試験体に対し，架構の変位，柱端部周辺の主筋と帯筋の歪度を計測した。各試験体の変位計測位置並びに歪度計測位置を**図 4−3** にそれぞれ示す。**図 4−3a)** 中の片矢印は絶対変位，両矢印は相対変位を示す。また，上記の計測に加え，**図 4−2** の載荷履歴のピークと除荷時に，柱と壁に生じたひび割れ幅をクラックスケールを用いて目視により観測した。



a) 変位計測位置



b) 歪度計測位置

図 4−3　計測計画

5. 実験結果

5.1 BF 試験体

1) 破壊経過

表 5−1 に BF 試験体の破壊経過を，**図 5−1a)** に同試験体の終局時のひび割れ状況を示す。1/800 サイクル負載荷中に圧縮側柱頭に初期曲げひび割れが発生後，1/400 サイクルですべての柱端部に曲げひび割れが発生した。その後，1/100 サイクルでおよそ耐力に達し，1/25 サイクルで曲げせん断ひび割れの進展により柱頭の圧壊が著しくなり，最終的に軸力支持能力を喪失した。

2) 荷重変形関係

BF 試験体の荷重変形関係について架構の曲げ耐力の計算値[文4)]と併せて**図 5−2a)** に示す。変形角 1/800 rad. 正載荷ピーク時に初期剛性が低下し，続く 1/400 サイクルおよび 1/200 サイクルで柱端部の曲げひび割れによる緩やかな剛性低下を示した。その後，1/50 サイクルで主筋の降伏およびコンクリートの圧壊の進行により，再度大きく剛性低下を示すとともに，曲げ降伏機構を形成した。1/50 サイクル正載荷ピーク時には最大耐力 36.8 kN を記録した。続く 1/25 サイクルでは，柱頭の圧壊が著しくなり架構の耐力が低下し始め，とくに正載荷ピーク時には最大耐力の約 70%まで低下した。ここで，最大耐力の 80%まで初めて低下した点を架構の変形性能と定義すると，BF 試験体の変形性能は 0.028 rad. であった。その後，1/12.5 サイクル正載荷ピーク時では，最大耐力時の約 35%まで耐力低下し，同サイクル負載荷中に主筋の座屈により，軸力保持能力を喪失したため，載荷を終了した。

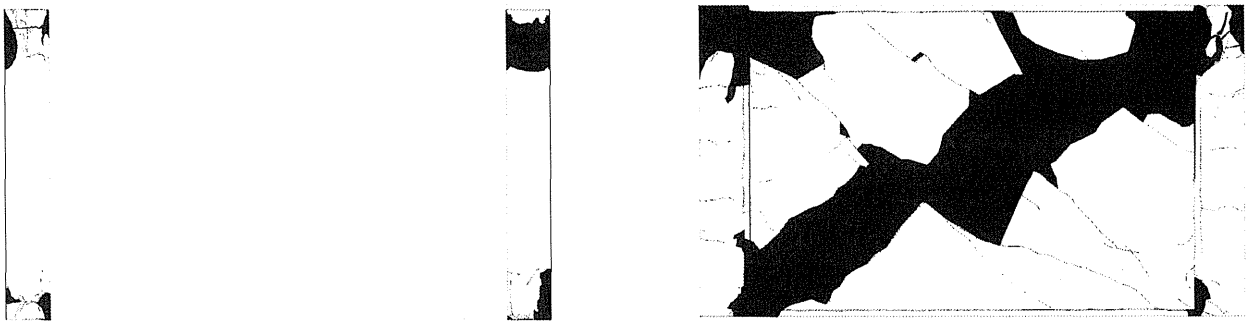
5.2 IF 試験体

1) 破壊経過

表 5−1 に IF 試験体の破壊経過を，**図 5−1b)** に同試験体の終局時におけるひび割れ状況を示す。1/800 サイクルにおいて，レンガ壁と RC 躯体の境界の目地にひび割れが発生し，負載荷中に引張側柱頭に初期曲げひび割れが発生した。さらに，壁を斜めに横断するせん断ひび割れも発生した。1/400 サイクルでは柱端部および中央

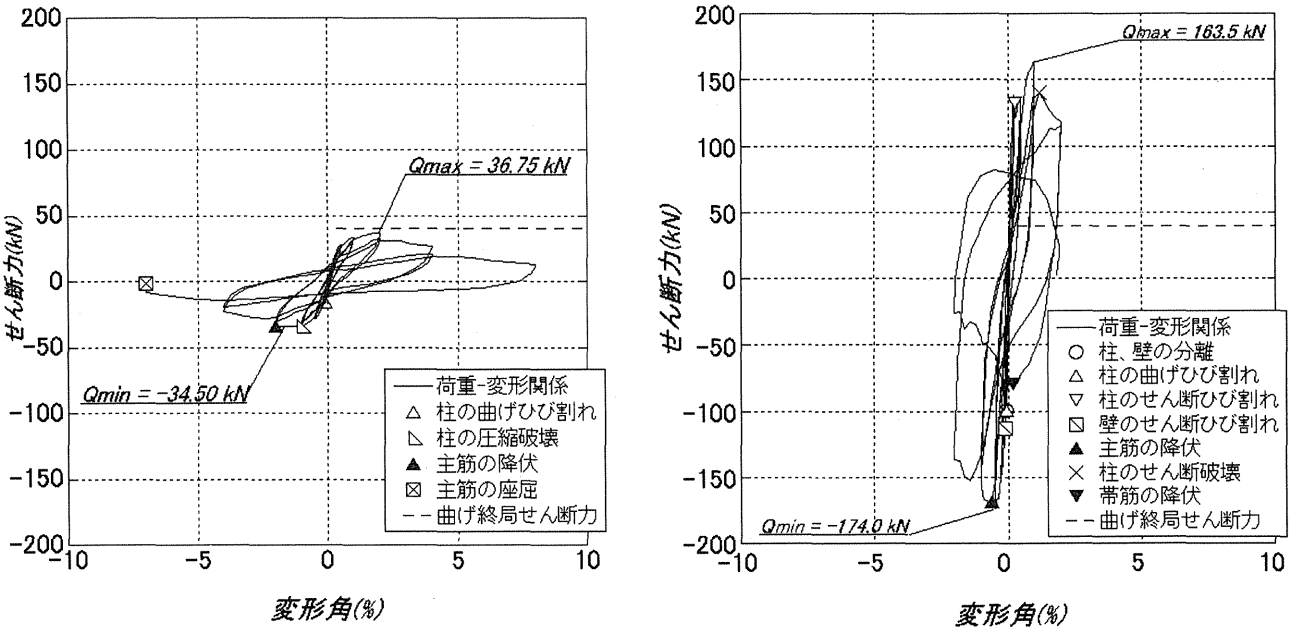
表 5−1 破壊経過

サイクル (rad.)	BF 試験体	IF 試験体	
	柱	柱	壁
初期ひび割れ	なし	なし	あり
1/800	負載荷時，圧縮側柱頭に初期曲げひび割れ発生	負載荷時，引張側柱頭に初期曲げひび割れ発生	壁周辺の目地にひび割れ発生 負載荷時，初期せん断ひび割れ発生
1/400	負載荷時，引張側柱頭および両柱の柱脚に曲げひび割れ発生	正載荷時，引張側柱頭に曲げひび割れ発生 負載荷時，引張側柱の中央部に曲げひび割れ発生	せん断ひび割れ進展
1/200	引張側柱の曲げひび割れが増加	正載荷時，引張側柱頭に押し抜きせん断による損傷および中央部に曲げひび割れ発生 負載荷時，圧縮側柱脚に曲げひび割れ発生および引張側柱脚にせん断ひび割れ発生	せん断ひび割れ増加
1/100	負載荷ピーク時，圧縮側柱脚でコンクリートの圧壊を初確認	正載荷時，圧縮側柱脚にせん断ひび割れ発生 主筋が初降伏	仕上げが剥離し，幅方向に膨張
1/50	圧縮側柱頭，柱脚の圧壊が進行 主筋が初降伏	正載荷時，引張側柱頭がせん断破壊し，主筋の座屈を確認 負載荷時，引張側柱頭のせん断による損傷が進行および圧縮側柱脚のコンクリートが剥落 ２サイクル目の負載荷中，柱の軸縮みが顕著になり水平耐力が大幅に低下 帯筋が初降伏	仕上げが大きく剥落
1/25	柱頭の圧壊が著しくなるとともに水平耐力が低下 コンクリートの剥落が顕著	１サイクル目の正載荷中，軸力の導入が困難となり載荷終了	仕上げの剥落が増加
1/12.5	１サイクル目の負載荷中，軸力の導入が困難となり載荷終了 引張側柱頭の主筋の座屈を確認		



a) BF 試験体 (R=1/12.5 rad.)　　b) IF 試験体 (R=1/25 rad.)

図 5－1　終局時のひび割れ状況



a) BF 試験体　　b) IF 試験体

図 5－2　荷重変形関係

部に曲げひび割れが発生し，続く 1/200 サイクルでは柱端部にせん断ひび割れが発生した。同サイクルでは最大耐力も記録した。その後，1/50 サイクルで柱頭の曲げせん断破壊に伴う主筋の座屈を確認した。1/50 サイクルの繰り返し載荷により試験体は急激に劣化し，1/25 サイクルへの載荷途中に軸力支持能力を喪失した。

2) 荷重変形関係

IF 試験体の荷重変形関係を RC 架構のみの曲げ耐力の計算値[文4)]と併せて**図 5－2b)**に示す。変形角 1/800 rad. 正載荷時に初期剛性が低下した。その後，1/200 サイクル正載荷時に引張側柱頭にせん断ひび割れが発生するとともに剛性が低下した。また，同サイクル負載荷ピーク時には最大耐力-174.0 kN を記録して耐力が頭打ちとなった。続く，1/100 のサイクルでは主筋の降伏が観測された。1/50 サイクル正載荷では，水平耐力が正側最大耐力の約 85% (Q=140.1 kN) まで回復した後，引張側柱頭のせん断破壊により耐力低下し始めた。BF 試験体と同様に変形性能を定義すると，本試験体の変形性能は 0.016 rad. であった。変形角-1/50 rad. への 2 サイクル目では，負側最大耐力の約半分を記録したときに帯筋の初降伏が観察され，その後，それ以上の耐力を回復することはなかった。1/25 サイクル正載荷中に一旦は正側最大耐力の約半分まで耐力上昇したものの，柱頭およびレンガ壁の劣化により軸力保持能力を喪失したため載荷を終了した。

以上の実験結果より，IF 試験体は負側で最大耐力を記録し，BF 試験体の最大耐力を約 4.7 倍上回った。一方で，IF 試験体の変形性能は，BF 試験体の 60%弱まで低下した。

5.3 レンガ壁の効果

図 5−2 より，レンガ壁の設置により，架構の耐力は大幅に増大し，変形性能は低下した。IF 試験体の最大耐力時に着目し，同一変形における BF 試験体の耐力との差分をレンガ壁の効果として，レンガ壁の平均せん断強度を式(1)により算定した。

$$\tau_w = (Q_{IF} - Q_{BF}) / A_w \qquad (1)$$

ここで，τ_w：レンガ壁の平均せん断強度，Q_{IF}：IF 試験体の最大耐力，Q_{BF}：IF 試験体の最大耐力時の BF 試験体のせん断力，A_w：レンガ壁の断面積，である。

その結果，レンガ壁の強度は 0.73 N/mm^2 と算定された。文 4)によると RC 柱および RC 壁（柱なし壁）の終局時平均せん断応力度（平均せん断強度）が 1.0 N/mm^2 と考えられていることから，レンガ壁の面内方向（壁の長さ方向に平行する方向）の強度寄与は決して小さくないことが確認できる。

上記のように，レンガ壁は強度の増大に寄与する一方で，主体架構の変形性能を低下させる負の効果もある（**図 5−2**）。先述の通り，IF 試験体の変形性能は，BF 試験体の約半分にまで低下した。これは文 5)で本稿の第一著者が詳細に検討しているように，架構の変形に伴い壁斜め方向に形成される圧縮ストラットを伝達される力が圧縮側（西側）柱脚と引張側（東側）柱頭に押し抜きせん断力として作用するためである（**図 5−3**）。**図 5−4**，**5−5** には IF 試験体が最大耐力を記録したとき（**図 5−2b)**）について，各柱の高さ方向の水平変形およびその変形成分の分布をそれぞれ示す。上記のメカニズムにより，とくに**図 5−5** の圧縮側柱脚と引張側柱頭のせん断変形成分が占める割合が著しく大きいことを確認できる（同図では引張側柱脚のせん断変形成分も大きいが**図 5−4** より変形の絶対値が小さく相対的に計測誤差が大きくなったものと考えられる）。尚，両図では，柱の曲げ変形成分を**図 4−3a)**の柱高さ方向に並列した鉛直変位計の測定値に基づいて各計測区間の平均曲率を算出しこれらを高さ方向に積分して求め，また，せん断変形成分を柱側面に配置した水平変位計の測定値（変形全体）から曲げ変形成分を差し引いて求めた（その結果，一部区間で曲げ変形成分が 100%を超えて評価されたが，繰り返し載荷による残留変形や計測誤差の影響と判断し，**図 5−5** では 100%と表記した）。とくに本実験で用いた IF 試験体は，縮小した主体架構に実大の幅のレンガ壁を設置したため，より大きな押し抜きせん断力が柱に作用したと考えられる。従って，レンガ壁も縮小した場合は主体架構の変形性能は若干向上すると考えられるため，より厳密な性能評価には今後の追加検討も必要である。尚，先に示した強度については，式(1)より明らかなように，レンガ壁の耐力を壁の断面積で除すことで，平均応力度として評価しているため，レンガ壁の縮小により大幅な強度低下はなく，むしろ，周辺架構によるレンガ壁の拘束効果が相対的に大きくなるため，レンガ壁の強度寄与はより大きくなることも期待される。

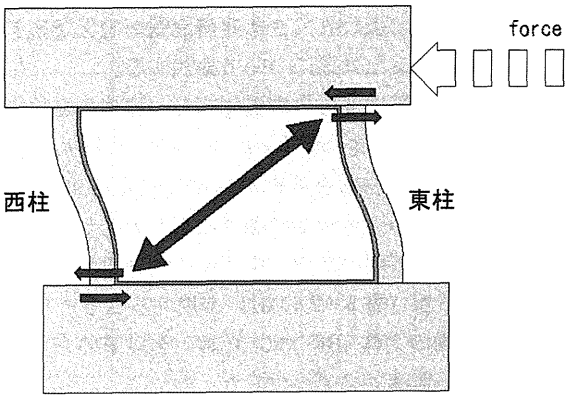
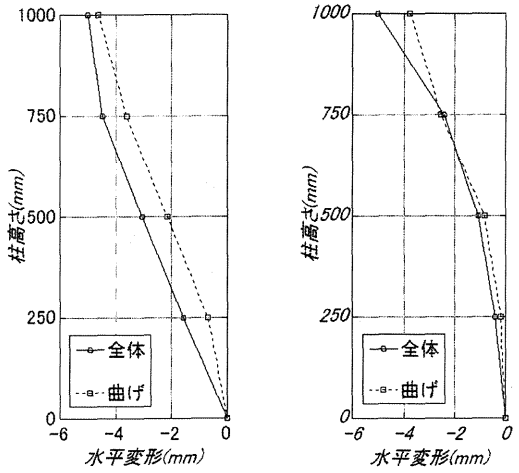
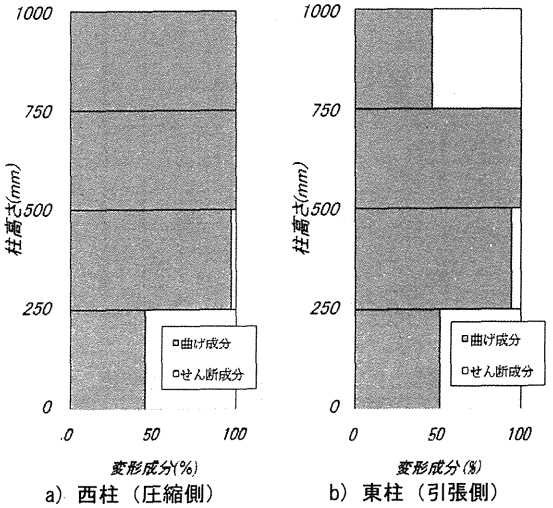


図 5−3　レンガ壁を有する架構の水平力抵抗機構



a) 西柱（圧縮側）　b) 東柱（引張側）

図 5−4　柱高さ方向の水平変形の分布



a) 西柱（圧縮側）　b) 東柱（引張側）

図 5−5　柱高さ方向の変形成分の分布

6. 被災建物の耐震性能評価

6.1 解析方法

以上の構造実験より得られた知見を受けて，**写真 2−1，2−2，図 2−1，2−2** に示した両被災建物を対象に，非構造壁（レンガ壁）の有無をパラメータとする Pushover 解析を行い，従来，建物の構造性能には寄与しない要素として扱われてきた非構造壁が被災建物の真の耐震性能に与えた効果について検討する。

各被災建物の構成部材の構造詳細を，建物の全体像とともに**図 6−1，6−2，表 6−1，6−2**，にまとめる。尚，倒壊した建物の柱の構造詳細は１階のみ既知であり，上階では不明のため，１階と同様であると仮定し，また，梁の構造詳細も不明のため，中程度の損傷を受けた建物の代表的な断面（**表 6−2** の G1）を用いることとした。

両被災建物の主体架構（RC 架構）を以下の方針に従って，３次元架構にモデル化した。

- 柱：弾塑性曲げバネ，弾性せん断バネ（ただし，せん断耐力を曲げバネの耐力に上限値を設けることで考慮する），弾性軸方向バネを有する線材に置換する。

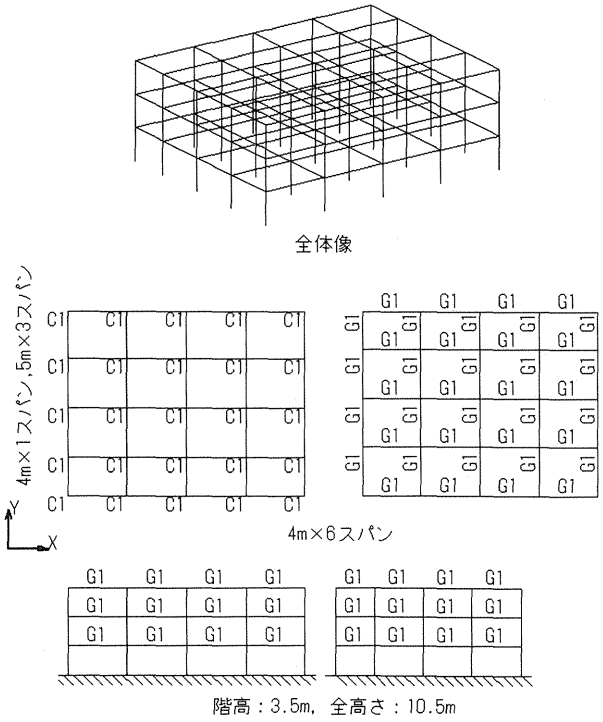


図 6−1　倒壊した建物の全体像，平面図，立面図

表 6−1　倒壊した建物の柱断面詳細

階	柱記号	C1
1	B×D	350×350
	主筋	4-D22 4-D16
	帯筋	2-D6@200

単位：mm

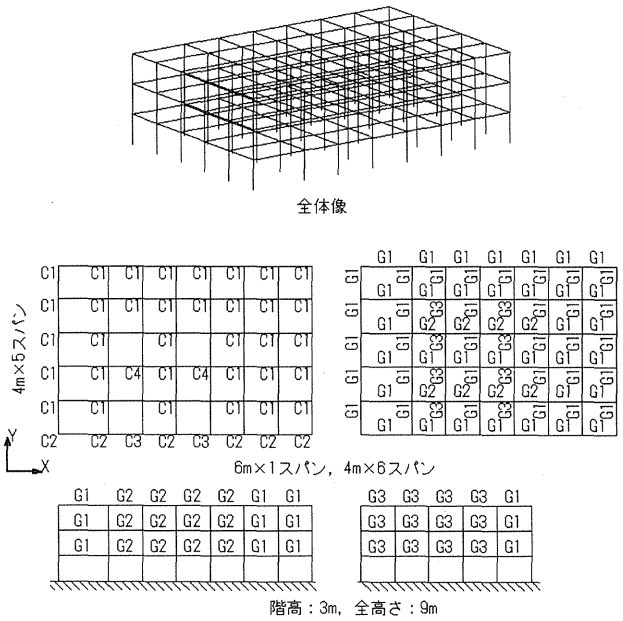


図 6−2 中程度の損傷を受けた建物の全体像，平面図，立面図

表 6−2　中程度の損傷を受けた建物の柱，梁断面詳細

階	柱記号	C1	C2	C3	C4
1	B×D	350×350	350×550	350×550	350×700
	主筋	4-D22 4-D16	8-D22	10-D22	18-D22
	帯筋	2-D6@200	2-D6@200	2-D6@200	2-D6@200
2	B×D	350×350	350×550	350×550	350×700
	主筋	4-D22 4-D16	4-D22 4-D16	4-D22 6-D16	4-D22 14-D16
	帯筋	2-D6@200	2-D6@200	2-D6@200	2-D6@200
3	B×D	350×350	350×550		350×700
	主筋	8-D16	8-D16		18-D16
	帯筋	2-D6@200	2-D6@200		2-D6@200

階	梁記号	G1	G2	G3
1	B×D	350×550	250×420	350×720
	主筋	4-D16 4-D12	10-D16 2-D12	10-D12
	あばら筋	2-D6@100 (中央@150)	2-D6@100 (中央@150)	2-D6@100 (中央@150)
2	B×D	300×450	250×420	300×600
	主筋	4-D16 4-D12	10-D16 2-D12	6-D22
	あばら筋	2-D6@100 (中央@150)	2-D6@100 (中央@150)	2-D6@100 (中央@150)
3	B×D	300×450	250×420	300×550
	主筋	4-D16 4-D12	4-D16 4-D12	4-D22 4-D12
	あばら筋	2-D6@100 (中央@150)	2-D6@100 (中央@150)	2-D6@100 (中央@150)

単位：mm

・梁：弾性曲げバネ，せん断バネ，軸方向バネを有する線材に置換する（**写真 2−2** の建物の実際の損傷状況に基づく）。
・柱梁接合部は剛と考え，柱，梁の剛域として考慮する。
・腰壁（**図 2−1，2−2**）は柱の剛域としてのみ考慮する。
・基礎は完全固定とする。
・床は剛床とする。

解析パラメータはレンガ壁の有無とし，レンガ壁を考慮する場合，各レンガ壁のせん断耐力に釣り合う曲げ耐力を与えた弾塑性曲げバネを有する線材に置換した。レンガ壁の性能は，実験結果に基づいて，せん断応力度−せん断変形角関係を**図 6−3** に示すバイリニアモデルに置換することで評価した。

解析方法は，被災建物の一つが実際に倒壊した西方向への静的漸増載荷とした。建物高さ方向の外力分布には A_i 分布を仮定し（**表 6−3**），各階の床重心位置に作用した。

すべての解析ケースを**表 6−4** にまとめる。

6.2 解析結果

図 6−4 に両建物について，レンガ壁を考慮しない場合と考慮する場合のベースシア係数と 1 階層間変形角の関係を比較して示す。レンガ壁を考慮しない場合，各建物の耐力は，倒壊した建物では約 0.18，中程度の損傷を受けた建物では約 0.22 でほぼ上限に達し，両者の差異は 20%程度に留まった。一方，レンガ壁を考慮する場合，中程度の損傷を受けた建物は層間変形角 1.5%（5.2

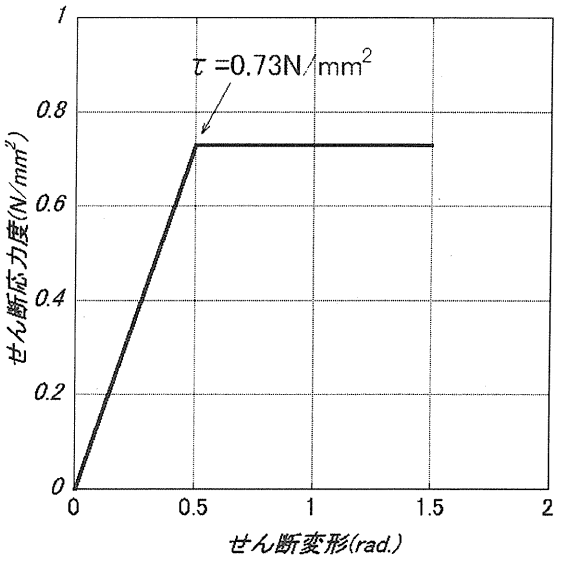


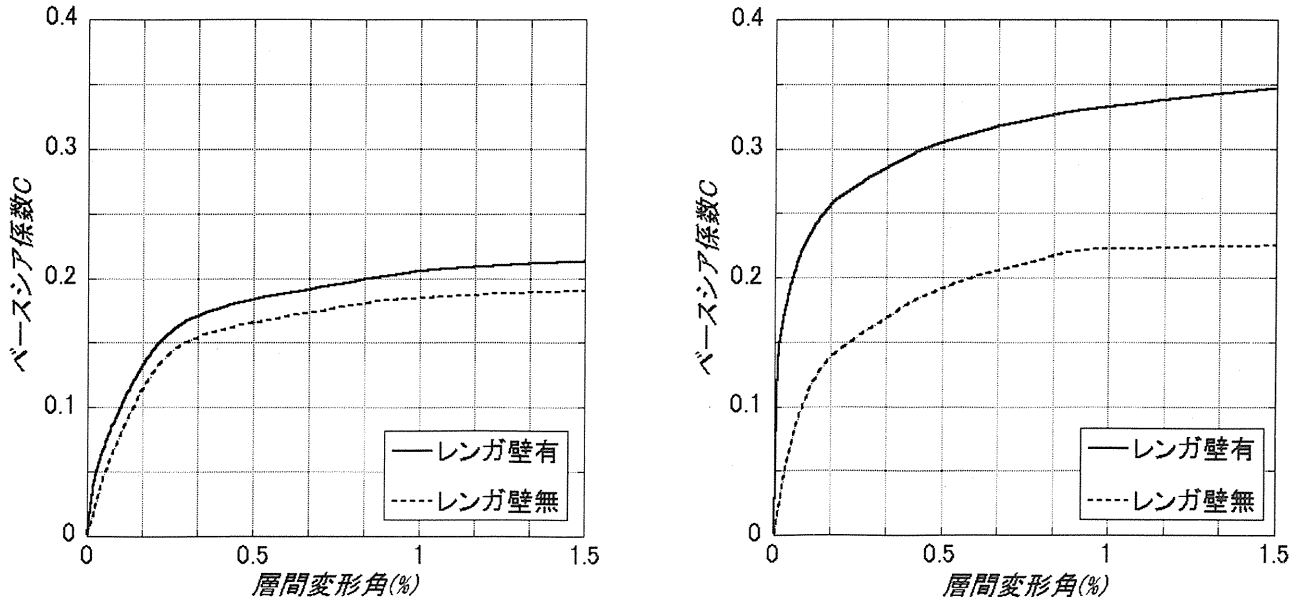
図 6−3　レンガ壁の復元力特性

表 6−3　地震層せん断力係数の高さ方向の分布

階数	倒壊した建物	中程度の損傷の建物
3	1.588	1.534
2	1.236	1.214
1	1.000	1.000

表 6−4　解析ケース

解析対象	解析パラメータ 非構造壁（レンガ壁）	
倒壊した建物	無視	考慮
中程度の損傷を受けた建物	無視	考慮



a）倒壊した建物　　b）中程度の損傷を受けた建物

図 6−4　ベースシア係数−1 階層間変形角の関係

節より，実験でレンガ壁を有する IF 試験体の変形性能におよそ相当）のとき，耐力が 0.35 程度まで増大しており，両者の差異が 50%以上に拡大していることがわかる。すなわち，レンガ壁の耐震性能，とくに耐力を適切に評価することにより，両建物の耐力が大きく異なって評価されること，その結果，被災程度が大きく異なった可能性があること，を指摘できる。この結果は，レンガ壁を適切なかたち（レンガ壁は壁面外方向，すなわち壁長さ方向に直交する方向の性能が極めて脆弱なため，何らかの方法により安易な倒壊を防ぐ措置をとる必要がある）で建物に設置することができれば，途上国で用いられている構造要素を応用して，当該諸国の建物の耐震性能を合理的に改善し得ることを同時に指摘している。

7. まとめ

途上国をはじめとする諸外国で多用される組積構造による非構造壁が，建物の耐震性能に与える効果について，2007 年スマトラ島南部沖地震により被災したパダン市に実在した建物を研究対象に実験的に検討した。本研究より得られた知見を以下にまとめる。

1. 2007 年スマトラ島南部沖地震により中程度の損傷を受けた３階建て RC 建物から非構造壁として用いられていたレンガ壁を切り出し，現地より豊橋技術科学大学に輸入した。また，上記建物の１階を模擬した RC 門型架構試験体２体を製作した。この内１体に輸入したレンガ壁を設置することで，現地で多用される非構造レンガ壁を有する RC 架構を模擬した試験体を製作した。
2. レンガ壁の有無をパラメータとする構造実験を実施し，レンガ壁が RC 主体架構の耐震性能に与える効果を定量的に抽出した。とくにレンガ壁は架構全体の強度増大に寄与し，そのせん断強度は 0.73 N/mm^2 と高い。
3. 構造実験より得られた知見に基づいて，2007 年スマトラ島南部沖地震により倒壊した建物と倒壊を免れた建物の耐震性能をレンガ壁の有無をパラメータとして解析的に評価した。従来，非構造壁として建物の耐震性能には寄与しないと考えられてきたレンガ壁が，両建物の耐震性能，被害程度の違いに影響したことを指摘した。

周知の通り，2009 年 9 月にはスマトラ島パダン市が再びの地震災害に見舞われ，前回を遥かに上回る甚大な被害を被った（**写真 7−1**）。今後，速やかな復旧対策，将来的な防災戦略の策定が急がれるが，本研究の成果は，当該地域で従来用いられてきた建物の構成要素であるレンガ壁の比較的高い耐震性能を実験的に示した点で大きな意味を持つ。レンガ壁の性能，弱点（とくに面外方向性能の脆弱性）を適切に考慮した上で，本構造を合理的に用いることが，今後の現地建物の地震被害軽減に有効であると考える。

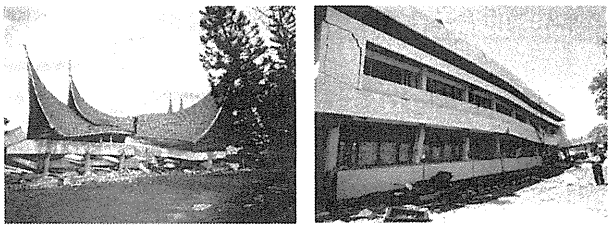


写真 7−1　2009 年スマトラ島パダン沖地震による被害

8. 今後の課題

本研究で実施した実験では，インドネシアの被災建物から切り出したレンガ壁の実物を用いたため，当該地域で用いられている構造をより厳密に反映した構造実験を実現できた。しかし，その一方で，レンガ壁の厚さ方向の縮小が不可能であったことから，縮小架構に実大の厚さの壁を設置した試験体を用いて実験を実施した。今後，レンガ壁を縮小した場合についても，同等以上の効果（本稿中で記載した理由により，より高い性能の発現も期待できる）が得られることを引き続き検証する計画である。

＜参考文献＞

1) USGS Website: http://www.usgs.gov/
2) Maidiawati and Yasushi Sanada: Investigation and Analysis of Buildings Damaged during the September 2007 Sumatra, Indonesia Earthquakes, Journal of Asian Architecture and Building Engineering, Vol. 7, No. 2, pp. 371-378, Nov. 2008
3) 日本建築防災協会：震災建築物の被災度区分判定基準および復旧技術指針，2001.9
4) 日本建築防災協会：2001 年改訂版既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準同解説，2001.10
5) 真田靖士，Botirjon Yorkinov：力の計測に基づくコンクリートブロックを有する RC 架構の水平力抵抗機構の精査，日本建築学会構造系論文集，Vol.74，No.641，pp.1335-1344，2009.7

＜研究協力者＞

Maidiawati　豊橋技術科学大学　大学院生
佐島　悠太　豊橋技術科学大学　大学院生
小嶋　慶大　豊橋技術科学大学　大学院生
小西　大介　豊橋技術科学大学　学部生