

論文 蝶形ブロックを用いた RC 耐震壁の耐震性能

石川 裕次^{*1}・ウサレム・ハッサン^{*2}・川野 翔平^{*3}・掛 悟史^{*3}

要旨：ここでは、既設の RC 造骨組の構面内に蝶形ブロックをエポキシ樹脂で接着しながら積み上げ、ブロック空洞部および既設骨組みとブロック壁との隙間にグラウトを充填した蝶形ブロック RC 耐震壁の耐震性能に関する検討結果を示す。ここで提案する蝶形ブロックは、Fc60 相当の高強度コンクリートを用いて製作するプレキャストブロックであり、蝶形ブロックが水平移動すると各斜面に作用する垂直抗力によってブロック壁部の縦横筋を省略することが可能とする。1/3 スケール試験体によって耐震壁の水平加力実験を行い、蝶形ブロック RC 耐震壁は、既設 RC 骨組みの 3.4 倍の水平耐力が得られることを確認した。

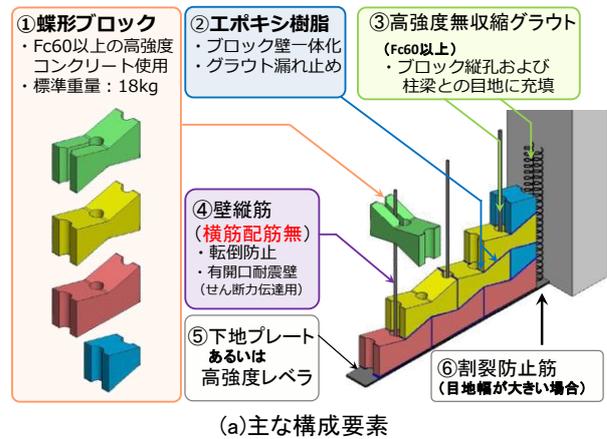
キーワード：蝶形ブロック, 耐震壁, 高強度コンクリート, エポキシ樹脂, 耐震補強

1. はじめに

本研究で取り扱う耐震工法は、既設の RC 造骨組の構面内に蝶形プレキャストブロックをエポキシ樹脂で接着しながら積み上げ、高強度グラウトをブロック空洞部および周辺骨組との隙間に充填することで耐震壁を構築するものである。蝶形ブロックは、図-1 に示すように傾斜する上下面をかみ合わせて積層する。その結果、地震時に作用する水平力を、上階から下階へ伝達するために、蝶形ブロックの傾斜面に作用する垂直抗力の作用によって、水平力作用時に上下方向力が作用し、通常の RC 耐震壁の縦横筋と同様な機能を果たす。そのため、壁横配筋が不必要となり、既設 RC 骨組へのアンカー筋は転倒防止筋用のみとなり低振動、低騒音、狭小施工を可能となる。図-1(a)に示す主な構成要素の役割を以下に示す。

【蝶形ブロック RC 耐震壁の主な構成要素】

- 1) 蝶形ブロック；本工法では、従来の蝶形ブロック¹⁾の2倍の強度に相当する Fc60 以上の高強度コンクリートを使用した。ブロック形状も新たに壁上層部用のスリットタイプおよび半割タイプを追加し3種類とした。
- 2) エポキシ樹脂；蝶形ブロックを短工期で積層するために各ブロックをエポキシ樹脂で接着しながら一体化させ積層する（従来はモルタルを介して積層¹⁾）。
- 3) 高強度無収縮グラウト；蝶形ブロックの高強度化に合わせて、ブロック空洞部および既設骨組との隙間に Fc60 以上の高強度無収縮グラウトを充填し、RC 耐震壁として一体化を図った。
- 4) 壁縦筋；主に転倒防止筋として壁縦筋を配筋する。
- 5) 下地プレートあるいは高強度レベラー；当該工法では、第1層のブロック水平度が重要であるため、下地プレートまたは高強度レベラーを施工する。



(b)施工完了時の状態(カラーブロックの使用例)

図-1 蝶形ブロックを用いた RC 耐震壁の概要

- 6) 割裂防止筋；既設 RC 骨組と蝶形ブロック壁部の隙間に充填する高強度無収縮グラウトのひび割れ発生を防止する。

ここでは、蝶形ブロックを用いた RC 耐震壁が、従来の RC 耐震壁と同程度の耐震性能を有するかどうかを検討するために、構造実験を実施した。当該工法の主な使用目的は耐震補強ではあるが図-1 に示したように、壁厚の増設および蝶形ブロック壁の横長比の違いによる影響も含めて水平耐力、剛性および変形性能に関する検討を行った。

*1 ㈱竹中工務店 技術研究所 構造部 RC 構造グループ グループ長 博士 (工学) (正会員)

*2 ㈱竹中工務店 技術研究所 構造部 RC 構造グループ 主任研究員 工学博士 (正会員)

*3 ㈱竹中工務店 技術研究所 構造部 RC 構造グループ 研究員 工修 (正会員)

表-1 試験体諸元一覧

試験体名	F01	B101	B201	B204
詳細	既設 RC 骨組	蝶形 B 壁	蝶形 B 増厚壁	横長蝶形 B 壁
骨組 f_c^{*1}	23.3	22.4	22.6	33.9
ブロック f_{Bc}^{*1}	—	66.1	83.6	69.7
グラウト f_{Gc}^{*1}	—	102.1	95.8	106.5
蝶形 B 壁	壁厚[mm]	—	80	
	壁縦筋	—	10-D4(SD295A)	
	壁縦横比 (内法)	—	$f_y=561^{*1}$	$f_y=403^{*1}$
既設壁	壁厚[mm]	—	60	—
	壁筋	—	—	D4@100 縦横 (SD295A) $f_y=403^{*1}$
既設柱	$B_c \times D_c$ [mm]	220x220		
	柱主筋	8-D10 $p_g=1.18\%$ (SD295A) $f_y=360^{*1}$	8-D10 $p_g=1.18\%$ (SD685) $f_y=349^{*1}$	8-D10 $p_g=1.18\%$ (SD685) $f_y=363^{*1}$
	柱帯筋	2- ϕ 3.2@80 $p_w=0.26\%$ $f_y=383^{*1}$	2- ϕ 3.2@80 $p_w=0.09\%$ (SWM-P*2) $f_y=539^{*1}$	2- ϕ 3.2@80 $p_w=0.09\%$ (SWM-P*2) $f_y=565^{*1}$
既設梁	$B_b \times D_b$ [mm]	180x220-280	180x250	
	梁主筋	3-D13 上下 $p_g=0.83\%$ (SD295A) $f_y=375^{*1}$	3-D13 上下 $p_g=0.94\%$ (SD295A) $f_y=363^{*1}$	3-D13 上下 $p_g=0.94\%$ (SD295A) $f_y=354^{*1}$
	梁肋筋	2- ϕ 3.2@100 $p_w=0.09\%$ (SWM-P*2) $f_y=383^{*1}$	2- ϕ 3.2@100 $p_w=0.09\%$ (SWM-P*2) $f_y=539^{*1}$	2- ϕ 3.2@100 $p_w=0.09\%$ (SWM-P*2) $f_y=565^{*1}$

*1: 単位[N/mm²], *2: 普通鉄線 (JIS G3532)

2. 実験概要

2.1 実験変数・試験体

試験体は、基準となる RC 門形フレーム試験体 F01¹⁾ および蝶形ブロック RC 耐震壁試験体の計 4 体である (試験体スケールは約 1/3)。表-1 に試験体諸元一覧を、図-2 に試験体図を示す。F01 は他の試験体と同様な柱断面を有するハンチ付き梁門形フレーム試験体²⁾である。蝶形ブロックおよび高強度無収縮グラウトの圧縮強度はブロック製造日および実験日より異なる。なお、各ブロックの接着に用いたエポキシ樹脂は圧縮強度が 70N/mm² 以上を保証された製品を使用した (文献 2) 参照)。各試験体は以下のように設定した。

1) F01 試験体 (既設 RC 骨組)

蝶形ブロックの有無による水平耐力を確認するための RC 門形フレームの基準試験体である。柱断面および水平荷重の作用位置は、全試験体とも共通である。

2) B101 試験体 (蝶形ブロック RC 耐震壁)

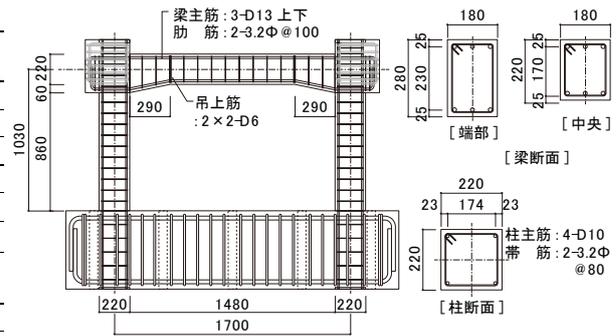
既設骨組みに蝶形ブロックをエポキシ樹脂でブロック間を接着しながら積層しブロック空洞部および既設骨組みとの隙間に高強度グラウトを充填した試験体である。

3) B201 試験体 (蝶形ブロック増設 RC 耐震壁)

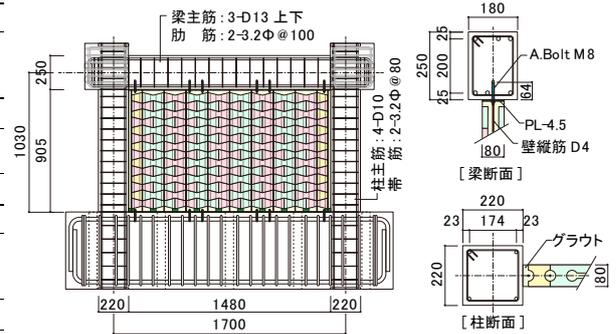
蝶形ブロックは、既設 RC 骨組とは接着させずに既設 RC 骨組に対して並列に積層し、増厚した試験体である。

4) B204 試験体 (横長蝶形ブロック RC 耐震壁)

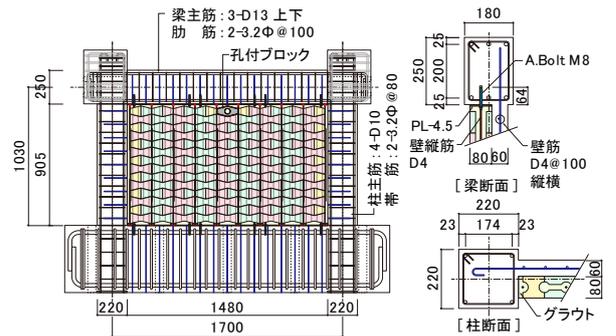
B101 に対して、蝶形ブロック壁の縦横比 (内法) : l/h を 2.53 と大きくした試験体である。



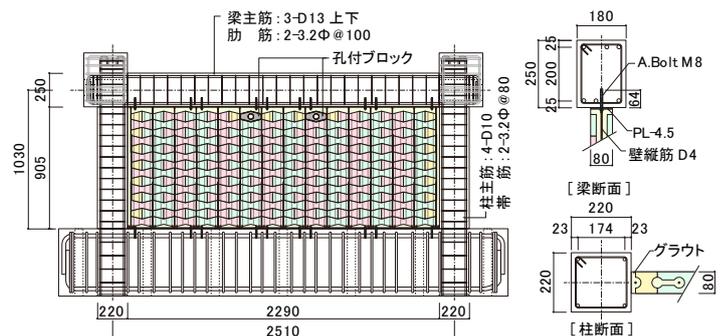
(a) F01 試験体 (RC 骨組み)



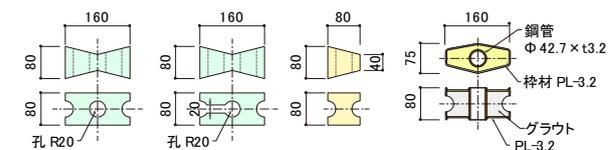
(b) B101 試験体 (蝶形ブロック RC 壁)



(c) B201 試験体 (蝶形増設 RC 壁)



(d) B204 試験体 (蝶形横長 RC 壁)



(e) 蝶形ブロックおよび鋼製ブロックの形状寸法

*右端は、最上層中央部に壁小開口を設置するための鋼管補強ブロック

図-2 試験体図

2.2 加力計画

図-3 に加力装置図を示す。壁頂部の左右端部に1000kN ジャッキにより水平力（せん断力）を作用させ、正負交番繰返し漸増载荷を行った。加力は主に変位制御によって行い、F01 試験体以外は、図-4 に示すように水平変形角 $R = \pm 1.0, \pm 2.0, \pm 4.0, \pm 5.0, (\pm 2.0), \pm 6.6, \pm 10.0, \pm 20.0, \pm 30.0 [\times 10^{-3} \text{rad}]$ に従って実験を行った。なお、 $R = \pm 1.0, \pm 2.0 [\times 10^{-3} \text{rad}]$ は、長周期地震動を想定した10回の多数回繰返しし载荷を行った。()内のサイクルは、 $\pm 5.0 [\times 10^{-3} \text{rad}]$ 変形後の小サイクルを想定した。水平変形角は梁水平変位を加力点高さで除した値である。

柱軸力は一定軸力として、各試験体ともに長期軸力に相当する $\eta = 0.10$ の軸力比 ($\eta = N / (B \cdot D \cdot f'c)$, N : 柱軸力, B : 柱幅, D : 柱せい, $f'c$: 既設 RC 骨組コンクリート強度) を付帯柱頂部に加え実験を行った。

3. 実験結果

3.1 主な実験結果

各試験体の水平力-水平変形角関係および破壊経過について以下に示す。

(1) F01 試験体(既設 RC 骨組, 図-5, 6 参照)

F01 試験体の実験データは、文献2)を引用した。図-5 に水平力-水平変形角関係を、図-6 にひび割れ発生状況 ($R = 15 \times 10^{-3} \text{rad}$ 時)を示す。既設 RC 骨組試験体である F01 試験体は、柱脚、梁端部および柱頭に曲げひび割れ、曲げせん断ひび割れ、せん断ひび割れが順次発生し、水平変形角 $R = 5.0 \times 10^{-3} \text{rad}$ 時に柱脚部の柱主筋が、水平変形角 $R = 10 \times 10^{-3} \text{rad}$ 時に柱頭の柱主筋が降伏した。水平変形角 $R = +15, -11 \times 10^{-3} \text{rad}$ 時に最大耐力に達した後、最終的に大変形 $R = 48 \times 10^{-3} \text{rad}$ 時に柱脚部がせん断破壊に至った。破壊モードは柱曲げ降伏型であった。

(2) B101 試験体(蝶形ブロック壁, 図-7~9 参照)

図-7 に、水平変形角 $R = 10 \times 10^{-3} \text{rad}$ までの水平力-水平変形角関係および等価粘性減衰定数関係を示す。図-8 に実験終了時までの水平力-水平変形角関係を、図-9 に破壊経過を示す。

B101 試験体は、柱に曲げひび割れが発生後に、水平変形角 $R = 1.0 \times 10^{-3} \text{rad}$ 時に、既設骨組と蝶形ブロック壁との境界面にひび割れが発生した。蝶形ブロック壁には水平変形角 $R = 4.4 \times 10^{-3} \text{rad}$ 時にせん断ひび割れが発生した。しかしながら、せん断ひび割れ発生によって水平耐力は低下せず、その後も蝶形ブロック壁のせん断ひび割れ本数が増加しながら、せん断水平耐力は増加し、水平変形角 $R = +7.6 \times 10^{-3}, -5.8 \times 10^{-3} \text{rad}$ 時に最大耐力に至った ($Q_{\text{max}} = +475 \text{kN}, -450 \text{kN}$)。この時に既設骨組の柱端部も同時にせん断破壊に至ると共に主筋が降伏した。蝶形ブロックは、転倒防止用の縦筋しか配筋していないため、

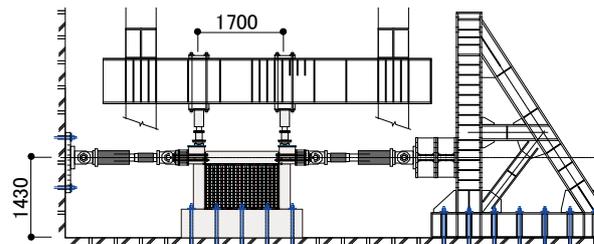


図-3 加力装置図

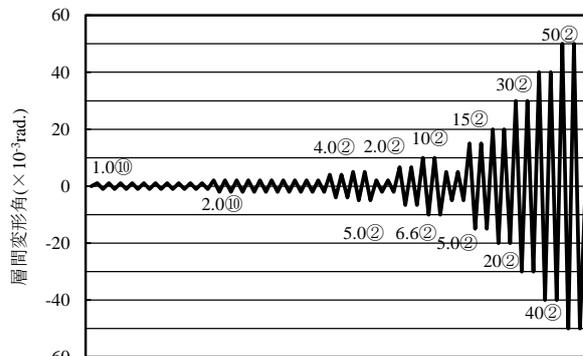


図-4 加力サイクル(長周期地震動想定)*F01 以外

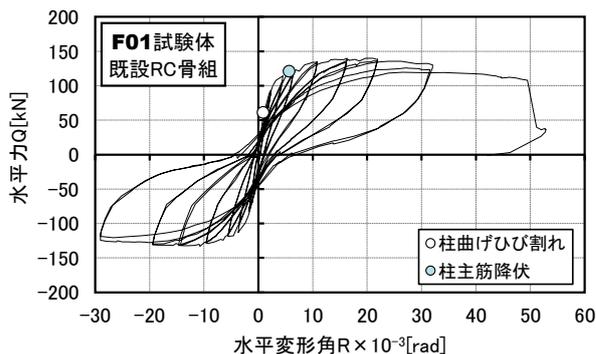


図-5 水平力-水平変形角関係(F01 試験体)²⁾

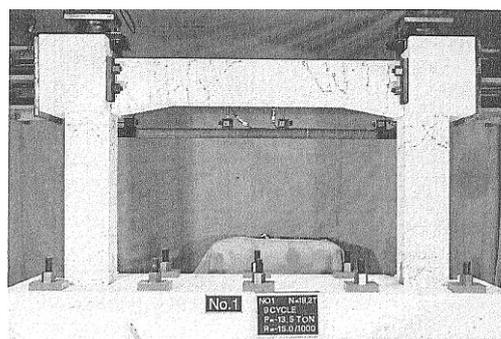


図-6 F01 試験体:ひび割れ発生状況($R = 15 \times 10^{-3} \text{rad}$)²⁾

B101 試験体は、ほぼ無筋状態であると言える。しかしながら、最大耐力以後に急激に耐力低下せず、蝶形ブロックの斜面を介して垂直抗力が作用し、通常の耐震壁の壁筋と同様な機能を発揮し、蝶形ブロック壁が一体となり機能したためと考えられる。なお、横筋を繋がない B101 試験体の初期剛性は、同一形状の RC 耐震壁と比較すると約 2/3 程度であった。

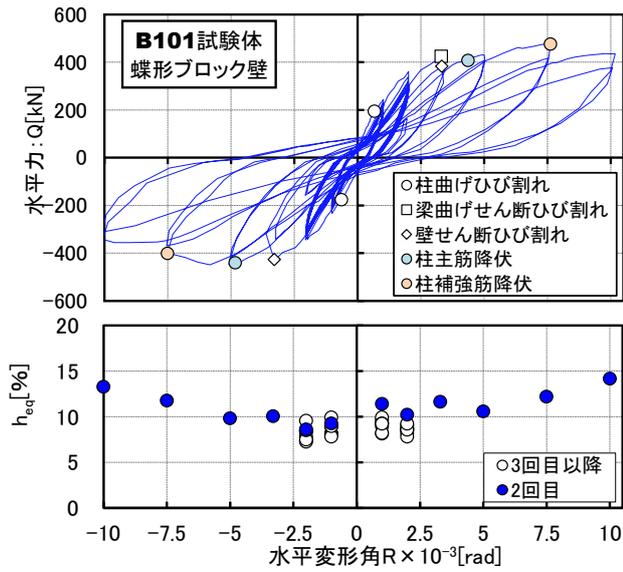


図-7 主な実験結果(B101) h_{eq} : 等価粘性減衰定数

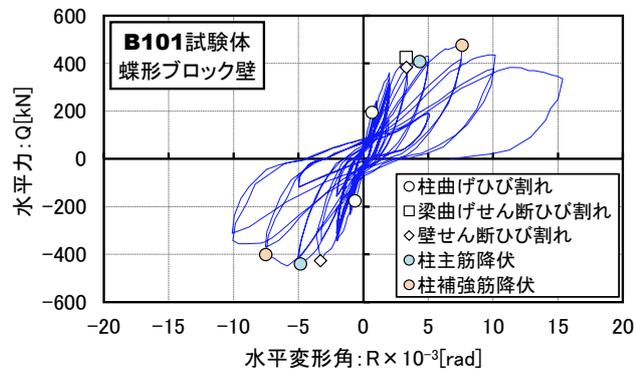
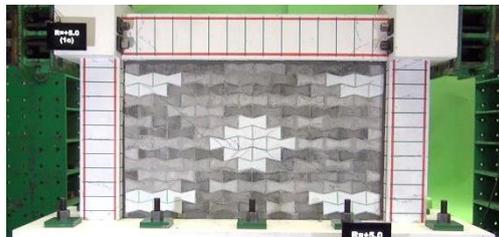
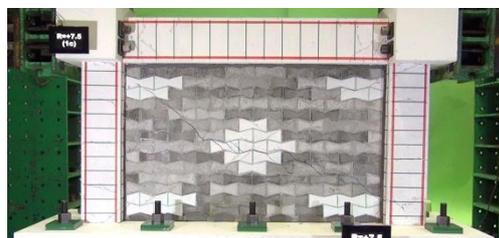


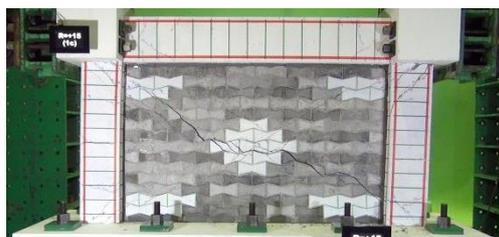
図-8 最大変形までの実験結果(B101)



(a) $R=4.0 \times 10^{-3} [\text{rad}]$



(b) $R=6.6 \times 10^{-3} [\text{rad}]$



(c) $R=15 \times 10^{-3} [\text{rad}]$

図-9 B101 試験体の破壊経過

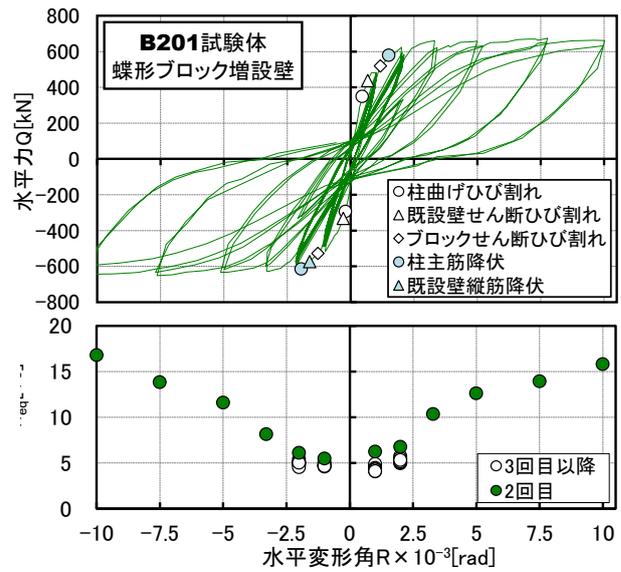


図-10 主な実験結果(B201) h_{eq} : 等価粘性減衰定数

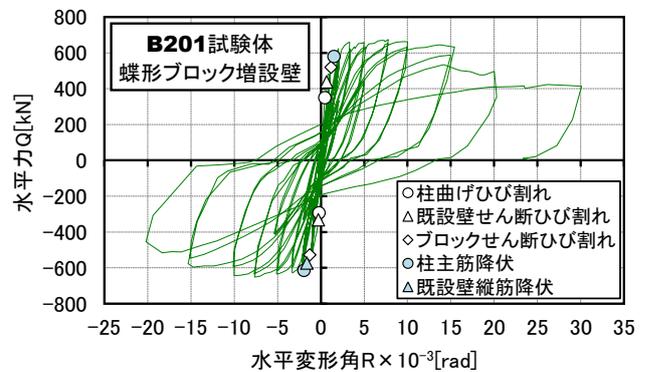


図-11 最大変形までの実験結果(B201)



(a) $R=4.0 \times 10^{-3} [\text{rad}]$



(b) $R=6.6 \times 10^{-3} [\text{rad}]$



(c) $R=15 \times 10^{-3} [\text{rad}]$

図-12 B201 試験体の破壊経過

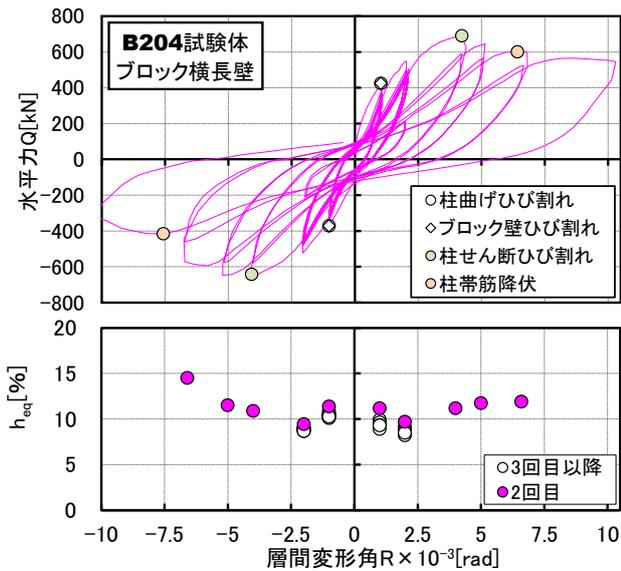


図-13 主な実験結果(B204) h_{eq} : 等価粘性減衰定数

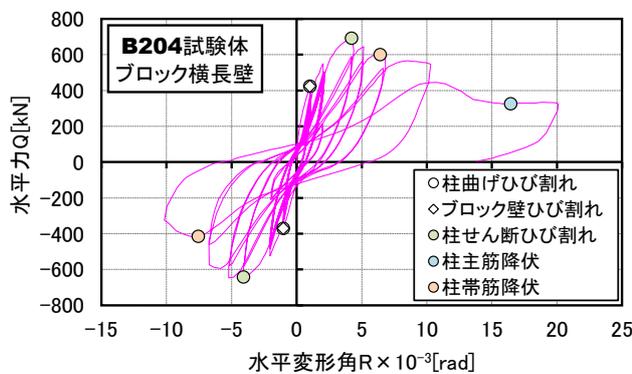


図-14 最大変形までの実験結果(B204)



(a) $R=4.0 \times 10^{-3}$ [rad]



(b) $R=6.6 \times 10^{-3}$ [rad]



(c) $R=15 \times 10^{-3}$ [rad]

図-15 B204 試験体の破壊経過

表-2 実験結果一覧

試験体名	F01	B101	B201	B204
初期剛性 ${}_{ex}k_e$ [kN/mm]	68.8	590	783	1223
R=1/250 耐力 ${}_{ex}Q_{250}$ [kN]	129	400	631	683
R=1/150 耐力 ${}_{ex}Q_{150}$ [kN]	133	461	667	600
最大耐力 ${}_{ex}Q_{max}$ [kN]	140	476	675	690
最大耐力時変形 ${}_{ex}R_{max}$ [$\times 10^{-3}$ rad]	21.1	7.6	7.8	4.2
限界変形 ${}_{ex}R_u$ [$\times 10^{-3}$ rad]	—	12.5	18.5	10.0

(補足)

・初期剛性 ${}_{ex}k_e$ は、水平変形角 $R=0.1 \times 10^{-3}$ rad 時の水平力から算定

・限界変形 ${}_{ex}R_u$ は、最大耐力の 0.8 倍まで耐力が低下した時点の変形

(3) B201 試験体(蝶形ブロック増厚壁, 図-10~12 参照)

既設 RC 耐震壁に蝶形ブロックを積層した B201 試験体は、柱に曲げひび割れ発生後に、水平変形角 $R=+0.7, -0.2 \times 10^{-3}$ rad 時に既設 RC 耐震壁にせん断ひび割れが発生した。水平変形角 $R=+1.2, -1.3 \times 10^{-3}$ rad 時に耐震ブロック壁の上角度にせん断ひび割れが発生した。その後、水平変形角 $R=\pm 2.0 \times 10^{-3}$ rad までに柱主筋および転倒防止用の壁縦筋が引張側の脚部で降伏に至った。その後、壁全体が曲げ降伏状態となり、水平変形角 $R=+6.6, -5.8$ rad 時に柱のコンクリートの圧壊が確認され、最大耐力 (+675kN と -652kN) に至った。

(4) B204 試験体(横長蝶形ブロック壁, 図-13~15 参照)

蝶形ブロックの横長比が 2.53 とした B204 試験体は、柱曲げひび割れ発生後に、蝶形ブロック壁に、水平変形角 $R=\pm 1.0 \times 10^{-3}$ rad のサイクル時にせん断ひび割れが発生した。水平変形角 $R=\pm 2.0 \times 10^{-3}$ rad のサイクル時に、蝶形ブロック壁にはせん断ひび割れおよび既設骨組と高強度グラウトの界面にひび割れが発生した。水平変形角 $R=\pm 4.0 \times 10^{-3}$ rad のサイクルピーク時に蝶形ブロック壁に作用する斜め方向の圧縮ストラットによる圧壊現象が圧縮側柱の脚部近傍の蝶形ブロック壁で確認され最大耐力に至った。その後、耐力が変形と共に徐々に低下し、水平変形角 $R=\pm 7.5 \times 10^{-3}$ rad のサイクル時に、柱の横補強筋が降伏し、既設 RC 骨組みの損傷が著しくなり、最大耐力の 85% 程度まで耐力が低下した。

蝶形ブロックの横長比が 1.64 の B101 試験体に比し、最大耐力発生時の水平変形角が小さいことが分かった。最終的な破壊モードは、いずれも蝶形ブロック壁に作用する圧縮ストラットによって破壊に至り、同様な破壊モードを示した。

3.2 実験結果の検討

(1) 蝶形ブロック RC 耐震壁の応力伝達機構

B101 試験体の水平変形角 $R=15 \times 10^{-3} \text{rad}$ ピーク時のひび割れ損傷状況に、主なひび割れ発生位置のゾーンを着色すると図-16 のようになる。蝶形ブロック RC 耐震壁に作用する水平力は、ブロック壁の対角線圧縮方向に圧縮応力が作用し圧縮ストラットを形成したと考えられる。

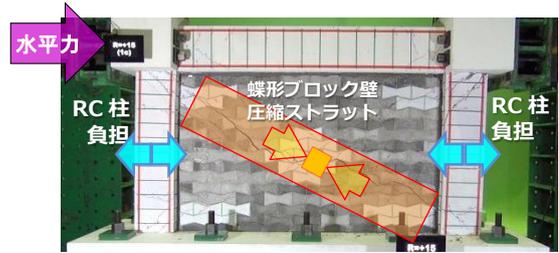


図-16 蝶形ブロック RC 耐震壁の応力伝達機構(B101)

(2) 蝶形ブロック RC 耐震壁のせん断補強効果

既設骨組に相当する門型フレーム試験体 F01 と蝶形ブロック RC 耐震壁 B101 の正サイクル包絡線の比較を、図-17 に示す。なお、図中には文献 3) に基づく靱性指標 F 値(水平変形角 $R=1/250 \text{rad}$ 時に F 値=1.0)を併記した。各変形レベルで違いはあるが、B101 試験体の最大耐力は、F01 試験体の 3.40 倍であった。

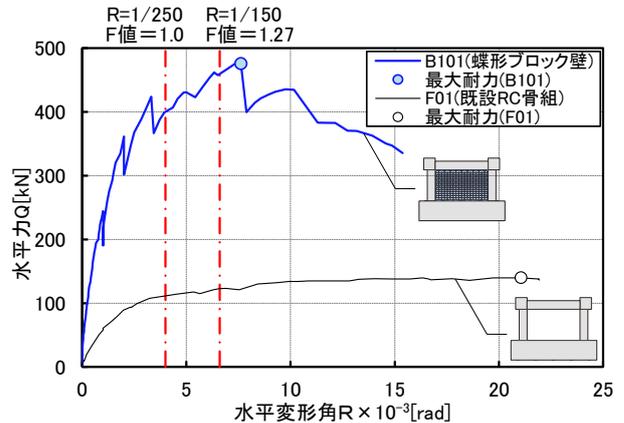


図-17 蝶形ブロック RC 耐震壁の補強効果

(3) 蝶形ブロック増圧耐震壁のせん断補強効果

図-18 に B201 試験体の正サイクル包絡線に、既設 RC 耐震壁のせん断強度および曲げ終局強度の計算値³⁾を併記した。B201 試験体は、壁厚を 60mm から 140mm に増厚するために蝶形ブロックを積層した試験体であるが、RC 耐震壁のせん断強度を大きく上回り、曲げ耐震壁の曲げ降伏によって最大耐力が決定し、蝶形ブロック壁のせん断強度の割り増し効果を確認した。

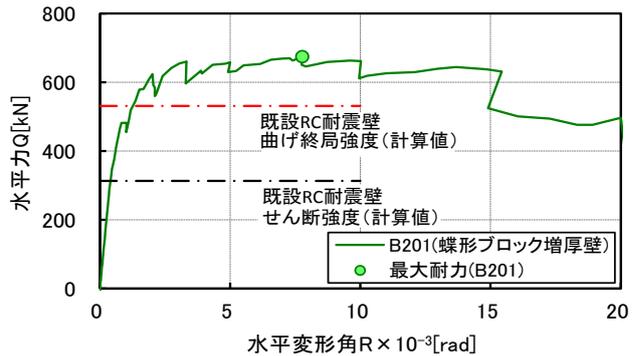


図-18 B201 試験体の実験値と計算値の比較

(4) 蝶形ブロック耐震壁の横長比の影響

図-19 に B101 試験体 ($l/h=1.64$) と B204 試験体 ($l/h=2.53$) の包絡線および水平変形角 $R=1/250 \text{rad}$ および $1/150 \text{rad}$ 時の水平耐力の比較を示す。耐震壁の水平断面積が異なるため、水平耐力が異なっているが、蝶形ブロック壁の横長比が大きい B204 試験体は、最大耐力点の水平変形角が相対的に小さくなる。但し、B204 試験体においても水平変形角 $R=1/150 \text{rad}$ においても、最大耐力の 87% の耐力を維持した。

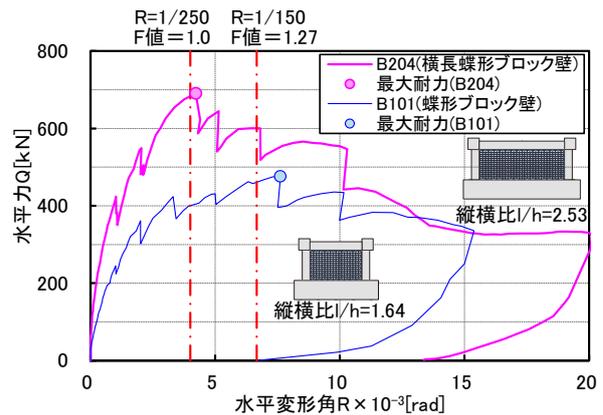


図-19 壁の横長比による包絡線の比較

4. まとめ

蝶形ブロック RC 耐震壁に関する水平加力実験を行った結果、以下の知見が得られた。

- 1) 蝶形ブロック RC 耐震壁は、水平力が作用すると、主に対角線状に圧縮ストラットが形成され水平力が伝達される。
- 2) 蝶形ブロックを、既設骨組にエポキシ樹脂で接着しながら積層し、ブロック空洞部および既設骨組との隙間に高強度グラウトを充填させて一体化させると、水平耐力が 3.4 倍まで大きくなることを確認した。

参考文献

- 1) 東端泰夫, 山口育雄, 菅野俊介, 長嶋俊雄, 藤村勝: 既存中低層 RC 建物の耐震補強方法に関する研究, 日本建築学会学術梗概集(北海道), pp.1451-1454, 1978.9

- 2) 毛井 崇博, 宮内 靖昌: 接着接合された鉄骨ブレース補強骨組の力学特性, 日本建築学会構造系論文集 第 539 号, pp.103-109, 2001.1
- 3) 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