

論文 主筋に丸鋼を用いた腰壁・垂壁付き連スパン RC 造骨組に対する鉄骨ブレース補強効果

内野 卓*1・佐藤 亮介*1・田嶋 和樹*2・白井 伸明*3

要旨： 主筋に丸鋼を用い、垂壁・腰壁を有する既存 RC 造校舎を想定した 1 層 2 スパン骨組試験体に鉄骨ブレース補強を施し、繰返し載荷実験を通じて耐震補強効果を確認した。試験体のパラメータは補強の有無と垂壁・腰壁に対する構造スリットの有無である。鉄骨ブレース補強の効果を定量的に評価した結果、今回の実験では構造スリットを設けない方が高い補強効果を示した。これは、主筋の付着すべり挙動による補強骨組の変形性能の向上と構造スリットによる柱の剛性低下に起因する補強接合部の破壊が要因である。

キーワード： 既存 RC 造校舎, 連スパン骨組, 丸鋼, 雑壁, 鉄骨ブレース, 構造スリット

1. はじめに

数ある耐震補強工法の中でも、比較的軽量で、適度な大きさの開口を設けられる鉄骨ブレース補強工法が数多く採用されている。東日本大震災後には、実際の被害状況の分析から、鉄骨ブレース補強の効果が確認されている¹⁾。しかし、この工法の補強効果を適切に評価するためには、いくつかの課題が残されている。

まず、実験上の制約から、主に単層単スパン骨組を対象として実験的に補強効果を確認する機会が多く、補強スパンが隣接スパンに及ぼす影響について未解明な部分が残されており、実験例²⁾も限られている。また、1970 年以前に建設された RC 造建物は、コンクリート強度が低く、帯筋比も小さいため、柱がせん断破壊する傾向にある。加えて、主筋に丸鋼が使用されており、コンクリート-鉄筋間の付着すべり挙動も無視できない。しかし、これらの挙動により複雑な抵抗機構を示す骨組に対する補強効果の検討は必ずしも十分ではない。さらに、鉄骨ブレース補強が多く採用されている既存 RC 造校舎では、垂壁や腰壁が柱に取り付く場合が多く、補強の際にはこれらに対してスリットを設けるなどの処置が要求されるが、それらが耐震補強効果に及ぼす影響も明確になっていない。

本報では、1970 年以前に建設された既存 RC 造校舎の 1 階架構に着目し、鉄骨ブレース補強の有無と垂壁・腰壁に対するスリットの有無をパラメータとした 1 層 2 スパン骨組試験体を 3 体製作して実施した正負交番繰返し載荷実験の結果を報告するとともに、鉄骨ブレース補強の効果について検討する。さらに、補強に伴う柱のせん断破壊傾向の変化と補強接合部の破壊に伴う鉄骨ブレースの抵抗機構の変化について考察する。

2. 実験概要

2.1 試験体概要

1960 年代に竣工した既存 RC 造校舎を参考にして、1/3 スケールに縮尺した 1 層 2 スパン骨組を設計した。図-1 に試験体一覧を示す。試験体のパラメータは、鉄骨ブレース補強の有無および垂壁・腰壁に対するスリットの有無であり、RCW 試験体(垂壁・腰壁付き、補強無し)、RCWB 試験体(垂壁・腰壁付き、補強有り)および RCB 試験体(垂壁・腰壁無し、補強有り)の 3 体を計画した。RCW 試験体の柱は、垂壁・腰壁の影響により脆性柱となっている。RCWB 試験体は、RCW 試験体の 1 スパンのみ垂壁・腰壁を取り除き、間接接合で枠付き鉄骨ブレース補強を施している。RCB 試験体は、RCWB 試験体

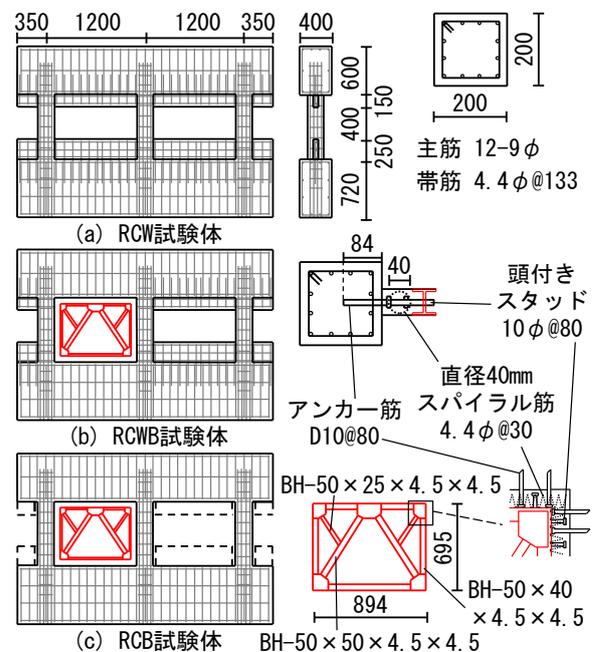


図-1 試験体概要

*1 日本大学大学院 理工学研究科建築学専攻 (学生会員)

*2 日本大学 理工学部建築学科准教授 博士 (工学) (正会員)

*3 日本大学 理工学部建築学科教授 工博 (正会員)

の垂壁・腰壁際に 10mm 程度のスリットを設けた場合を想定し、壁自体を取り除いた。

表-1 にコンクリートおよび鋼材の力学特性を示す。コンクリートの設計基準強度は $F_c = 18 \text{ N/mm}^2$ とした。主筋には SR235 (12-9 ϕ , $p_g = 1.9\%$) を用いた。帯筋には細径の丸鋼 ($f_y = 291 \text{ N/mm}^2$, 2-4.4 ϕ , $p_w = 0.095\%$) を使用した。垂壁・腰壁は、厚さを 60mm とし、縦筋・横筋ともに 9 ϕ の丸鋼を 100mm ピッチで配筋した。鉄骨ブレースには SS400 材を用い、ブレース材の断面は BH-50 \times 50 \times 4.5 \times 4.5 とした。ブレース枠はブレースと同様 H 型鋼であり、ブレースに生じる不釣り合い力に対しても十分抵抗できる。アンカー筋および頭付きスタッドはそれぞれ 80mm ピッチで配筋し、補強接合部内にはスパイラル筋を 30mm ピッチで挿入した。補強接合部を充填するセメントグラウトの設計基準強度は $F_c = 30 \text{ N/mm}^2$ とした。なお、材料試験の結果、柱主筋および鉄骨ブレースの降伏強度が設計値を大幅に上回った。

表-2 に各柱の設計強度の計算結果を示す。なお、曲げ終局モーメント M_u 、曲げ終局時せん断力 Q_{mu} およびせん断終局強度 Q_{su} は次式により求めた。

$$M_u = 0.8a_t\sigma_y D + 0.5ND \left(1 - \frac{N}{bDF_c}\right) \quad (1)$$

$$Q_{mu} = \frac{2M_u}{h_0} \quad (2)$$

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.053p_t^{0.23}(F_c+18)}{M/Qd+0.12} + 0.85\sqrt{p_w\sigma_{wy}} \right\} bj + 0.1\sigma_0 bj \quad (3)$$

ここで、 a_t : 引張鉄筋断面積(mm^2)、 σ_y : 主筋降伏強度(N/mm^2)、 D : 柱せい(mm)、 N : 軸力(kN)、 b : 柱幅(mm)、 F_c : コンクリートの設計基準強度(N/mm^2)、 h_0 : 柱内法高さ(mm)、 p_t : 引張鉄筋比、 M/Qd : せん断スパン比、 p_w : 帯筋比、 σ_{wy} : 帯筋降伏強度(N/mm^2)、 j : 応力中心間距離(mm)、 σ_0 : 軸応力度(N/mm^2)である。本試験体は、柱の軸力比($N/F_c bD$)として 0.25 を想定し、 $N = 180 \text{ kN}$ として計算した。また、柱にせん断破壊が先行するように、柱のせん断余裕度として 0.6~0.7 を目標値とした。

RCW 試験体に対して、設計値を用いて耐震診断 (2 次診断) を実施し、 I_s 値は 0.32 となった。これに対し、RCWB 試験体では I_s 値が 0.7 以上になるように補強設計を実施する。鉄骨ブレース補強架構の設計では、圧縮・引張ブレースの全断面が共に限界応力に達した状態の耐力が、スタッドおよびアンカー筋で決まる耐力を下回るようにした。なお、ブレース材の限界細長比 λ および圧縮ブレースの限界圧縮応力度 f_{cr} は次式により算出した。

$$\lambda = \sqrt{(\pi^2 \cdot E) / 0.6F} \quad (4)$$

$$f_{cr} = \left[1 - 0.4 \left(\frac{\lambda}{\lambda} \right)^2 \right] F \quad (5)$$

表-1 コンクリートと鋼材の力学的特性

力学的特性 材料	設計値		実験値	
	F_c, F	E	σ_B, σ_y	E
コンクリート	18	20	21	24
グラウト	30	—	38	—
柱主筋	235	205	334	178
帯筋	291		268*	184
鉄骨ブレース	245		334	182
アンカー筋	295		353	177
スタッド	295		343	171

F_c : コンクリートの設計基準強度(N/mm^2)、 F : 鋼材の設計基準強度(N/mm^2)、 σ_B : コンクリート強度(N/mm^2)、 σ_y : 鋼材の降伏強度(N/mm^2)、 E : ヤング係数(kN/mm^2)

*0.2%オフセット耐力

表-2 柱の設計耐力とせん断余裕度

	垂壁・腰壁付き	垂壁・腰壁無し
Q_{mu} (kN)	115.3 (139.6)	57.7 (69.3)
Q_{su} (kN)	72.2 (75.3)	49.3 (52.7)
Q_{su} / Q_{mu}	0.63 (0.54)	0.86 (0.76)

※ ()内の数値は表-1の実験値による計算結果

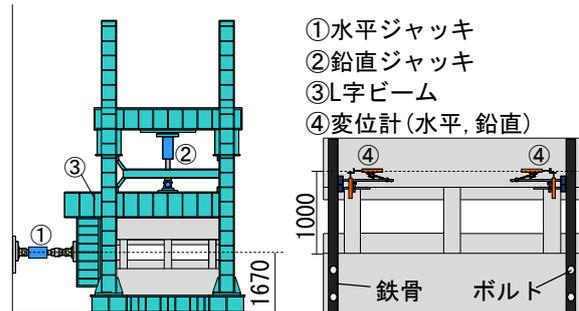


図-2 荷重装置および荷重・変位計測

ここで、 E : 鋼材のヤング係数(N/mm^2)、 F : 鋼材の基準強度(N/mm^2)、 λ : 細長比(=33.2)である。また、補強接合部においては、アンカー筋およびスタッドによるせん断力の伝達を考え、割裂防止のためのスパイラル筋を配し、グラウト材を圧入して RC 躯体とブレース枠を一体化させた。補強設計の結果、RCWB 試験体の I_s 値は 0.85 となった。一方、垂壁・腰壁を取り除いた RCB 試験体に対しても同一の補強を実施した結果、 I_s 値は 0.85 となった。これは、垂壁・腰壁を取り除いたことにより柱の耐力が低下するが、変形性能が向上するため、結果として I_s 値が RCWB 試験体と同程度となったと考えられる。

2.2 加力および計測方法

図-2 に荷重装置および荷重・変位計測の概要を示す。荷重には建研式加力装置を利用した。水平ジャッキの取り付け位置は、RCW 試験体を基準として、柱内法高さの中央に水平力が作用するように設置した。荷重は、鉛直ジャッキにより L 字荷重ビームを介して軸力(540kN)

を載荷し、試験中は一定軸力を維持するように制御した。また、水平ジャッキによりL字載荷ビームを介して水平力を載荷し、変位制御で正負交番繰返し載荷を行った。荷重は、各ジャッキに取り付けられたロードセルにより計測した。変位は、下スタブに固定された2本の鉄骨柱にそれぞれマグネットスタンドを介して変位計を取り付け、上スタブに2箇所取り付け付けたアンクル材と接触させることにより、水平および鉛直変位を計測した。

本試験では、下スタブ上面から1000mmの点を変位制御点とし、層間変形角1/1000を変位制御の基準とした。載荷は、5/1000radまで1/1000刻み、12/1000radまで2/1000刻み、20/1000radまで4/1000刻みで変位制御し、最大耐力まで正負2回、その後は正負1回繰り返した。

図-3にひずみゲージ貼付位置を示す。柱断面内の4隅の主筋に対して、材軸方向に5枚(RCW, RCWB試験体)あるいは8枚(RCB試験体)貼付した。帯筋には、1本あたり4枚貼付した。鉄骨ブレースには、各斜材のフランジ側面に4枚貼付した。補強接合部においては、アンカー筋6本、スタッド筋5本に対して貼付した。

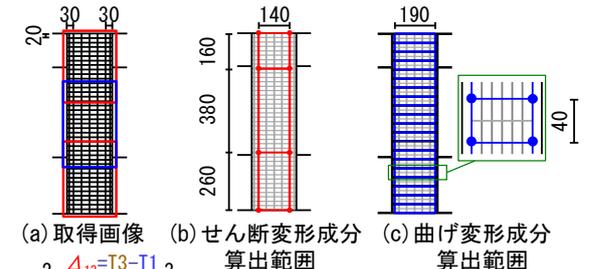
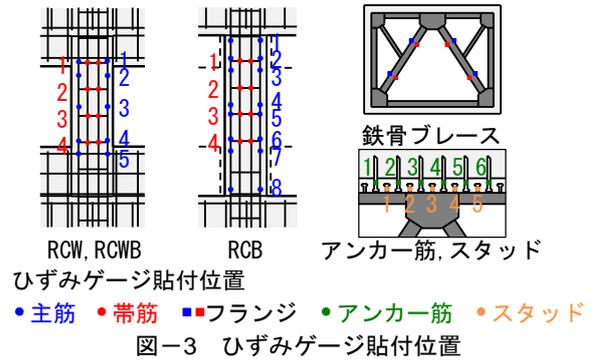
図-4に画像計測の概要を示す。既報⁴⁾と同様の手法を用い、各柱の変形成分分離を目的として、デジタルカメラを用いた画像計測を実施した。本報ではせん断変形成分にのみ着目する。カメラ画像のアスペクト比は3:4である。また、柱幅が200mmであり、水平載荷によって柱が変位することを考慮して、被写体面の幅を270mm(200mm±35mm)と設定した。これにより、柱1本に対して3台、合計9台のカメラを設置した。今回は1200万画素のカメラを使用しており、画素寸法は約0.09mmとなる。画像計測に際しては、試験体表面にグリッドを描画し、グリッドの交点を計測のターゲットとした。グリッド交点の移動量に基づいて、柱の曲げ変形成分 δ_f およびせん断変形成分 δ_s を算出可能であり、全体変形 δ からこれらを差し引くと主筋の抜け出しに伴う回転変形成分 δ_r が求まる。なお、本報では δ_s に着目する。

3. 事前解析

RCW試験体に関して事前にFEM解析を実施し、層せん断力-層間変形角関係や破壊モードに基づいて設計の妥当性を検討するとともに、丸鋼の付着すべり挙動が試験体の挙動に及ぼす影響を把握した。なお、解析には、汎用コードDIANA9.4を用いた。

図-5に試験体の要素分割図を示す。事前解析では、試験体の概略の挙動を確認することが目的であるため、簡易的に2次元解析を実施した。コンクリートは平面応力要素でモデル化し、回転ひび割れモデルを採用した。鉄筋は、主筋のみトラス要素でモデル化し、界面要素を設けてコンクリート-鉄筋間の付着すべり挙動を考慮

する。ここでは、鉄筋-コンクリート間に完全付着を仮定した場合と丸鋼の付着すべり挙動をモデル化した2パ



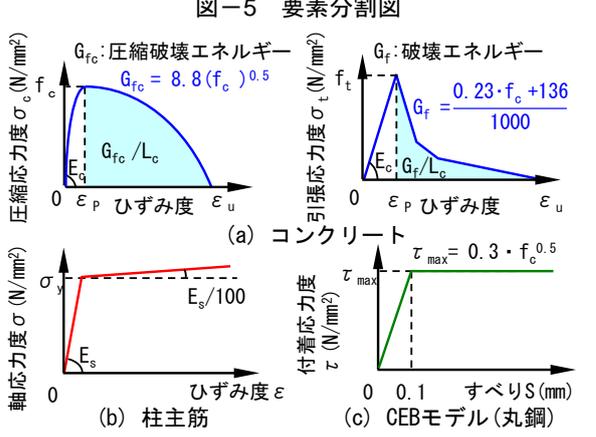
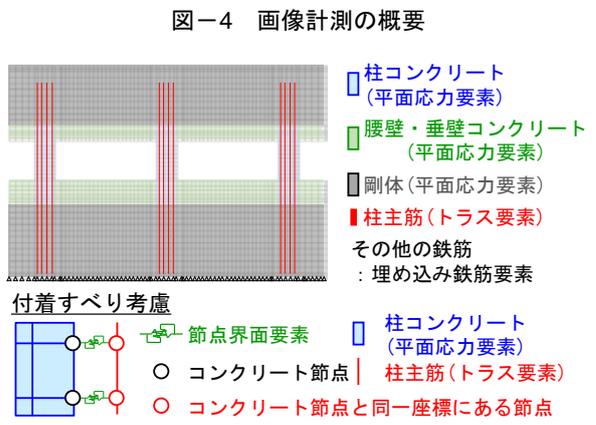
$$\phi_i = (\Delta_{L1} + \Delta_{Lr}) / (D \cdot b)$$

$$\delta_{si} = (\Delta_{24} - \Delta_{13}) / 2 \cos \theta$$

$$\delta_{fi} = \phi_i \cdot b \cdot x_i$$

$$\delta_s = \sum \delta_{si}$$

$$\delta_f = \sum \delta_{fi}$$



ターンの解析を実施する。その他の鉄筋は全て埋め込み鉄筋要素とした。図-6 にコンクリートと鉄筋の応力度(σ)-ひずみ度(ϵ)関係および付着応力度(τ)-すべり量(S)関係を示す。コンクリートの圧縮挙動は、上昇域と下降

図-7 に FEM 解析から得られた層せん断力(Q)-層間変形角(R)関係に設計耐力を併せて示す。解析結果の最大耐力は設計耐力と概ね一致した。鉄筋-コンクリート間に完全付着を仮定した場合、層間変形角 1/1000rad で最大耐力に達した。これに対し、丸鋼の付着すべり挙動を考慮した場合、最大耐力の値は変わらず、層間変形角 1/200rad で最大耐力に達した。完全付着を仮定した場合に比べ、最大耐力時の変形が 5 倍に伸びていることから、丸鋼の付着すべり挙動が骨組全体の挙動に及ぼす影響は大きいと考えられる。図-8 に引張主ひずみ分布図を示す。柱中央部にはせん断ひび割れの傾向を示す引張主ひずみの集中が確認できる。また、付着すべり挙動のモデル化の違いにより、せん断破壊の傾向が若干異なる結果となった。

4. 実験結果

4.1 層せん断力-層間変形角関係および最終破壊状況

図-9 に層せん断力(Q_{story})-層間変形角(R)関係を示す。また、図-10 に最終破壊状況を示す。

まず、RCW 試験体の実験結果を予備解析結果と比較すると、主筋の付着すべり挙動を考慮した解析結果と良好に対応している。これより、丸鋼の付着すべり挙動が骨組の変形性能の向上に寄与していることが分かる。

次に、RCW 試験体と RCWB 試験体の $Q_{story}-R$ 関係を

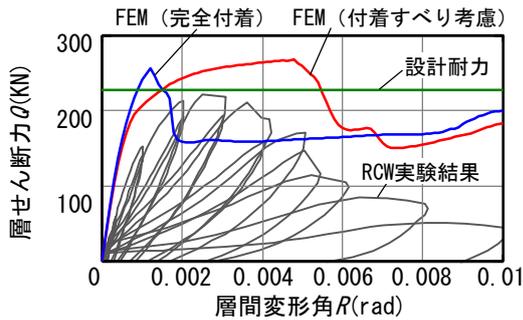


図-7 丸鋼の付着すべりが $Q-R$ 関係に及ぼす影響

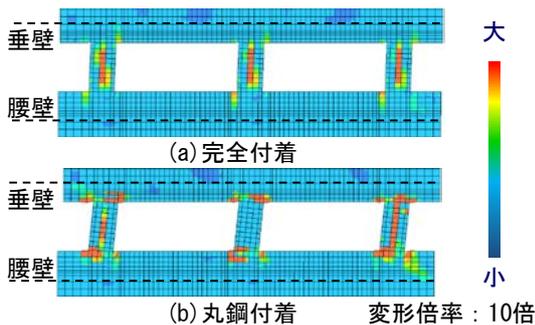


図-8 引張主ひずみ分布

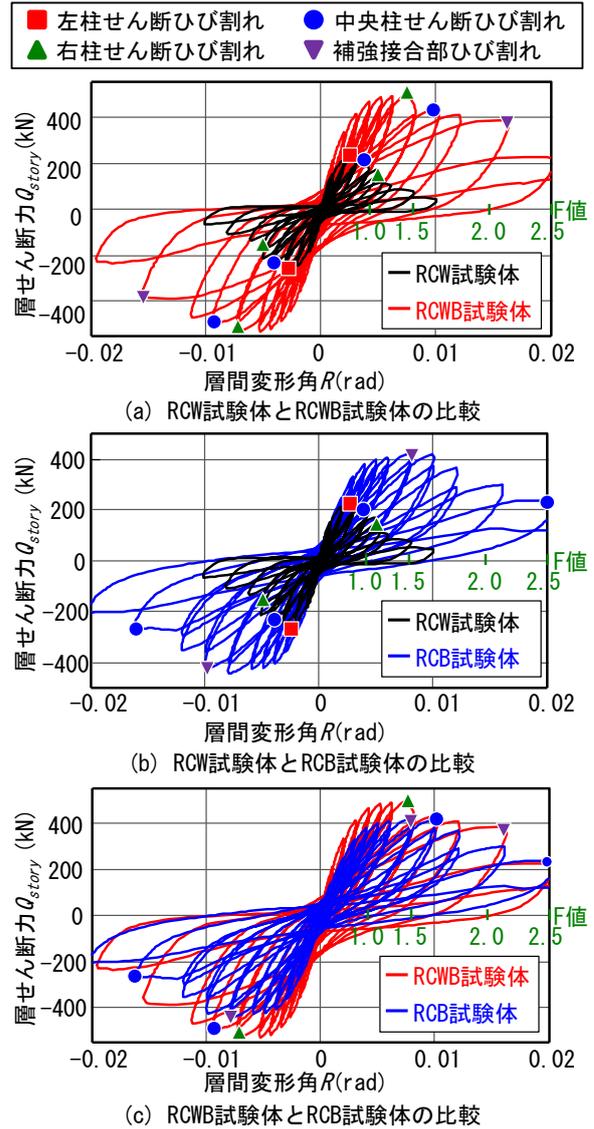
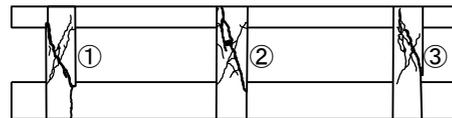
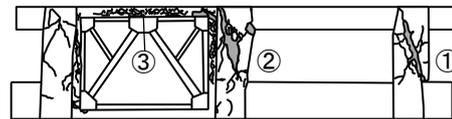


図-9 $Q_{story}-R$ 関係の比較



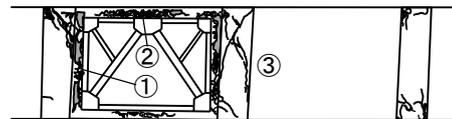
3本柱ともせん断破壊(主筋の座屈確認)

(a) RCW試験体



中央柱、右柱のせん断破壊 補強接合部は上部が破壊

(b) RCWB試験体



中央柱のせん断破壊 補強接合部は側部の破壊後に上部が破壊

(c) RCB試験体 ※○数字は破壊の順番

図-10 最終破壊状況

比較すると、補強により耐力が約 2.5 倍増大した。最大耐力時の変位も 1/333rad から 1/166rad へ倍増しており、F 値の評価も 0.8 から 1.2 へ向上する。また、初期剛性も増大した。両者の最終破壊状況を比較すると、RCW 試験体では早期に全ての柱がせん断破壊したのに対し、RCWB 試験体では左柱がせん断破壊せず、2 本の柱がせん断破壊する際の層間変形角も異なる。

続いて、RCW 試験体と RCB 試験体の $Q_{story}-R$ 関係を比較する。補強により耐力は約 2 倍増大し、最大耐力時の変位は 1/333rad (F=0.8) から 1/100rad (F=1.6) へ増大した。なお、初期剛性の増大は認められない。これは構造スリットにより、各柱の剛性が低下した影響である。また、RCB 試験体では、柱の変形成分として回転変形成分が卓越するとともに、後述するせん断変形成分の割合に起因して柱に明確なせん断破壊が生じず、早期から柱一ブレース間の補強接合部に破壊が集中した。これは、柱の剛性低下によって鉄骨ブレースとの顕著な剛性差が生じ、両者に変位差が生じたためであると考えられる。

最後に、RCWB 試験体と RCB 試験体の $Q_{story}-R$ 関係を比較する。最大耐力は RCWB 試験体の方が 1 割ほど高く、剛性も高い。一方、最大耐力時の変形は RCB 試験体の方が大きく、F 値も 3 割程度高く評価される。しかし、RCWB 試験体では 1/166 のサイクルで耐力が低下したものの、1/100rad のサイクルにおいて RCB 試験体と同程度の耐力を有している。これは、耐力向上を期待する RCWB 試験体において、前述した RCW 試験体と同様に丸鋼の付着すべり挙動により変形性能が向上したためである。また、両者のポストピーク挙動に着目すると、RCWB 試験体は 1/63rad のサイクルまで緩やかな耐力低下を示すのに対し、RCB 試験体は補強接合部が早期に破壊し、RC 架構と鉄骨ブレース間の力の伝達機構が失われ、RCWB 試験体よりも急激な耐力低下を示した。

以上より、今回は RCWB 試験体の方が RCB 試験体より補強効果が高いと判断できる。また、構造スリットを設ける場合、柱の剛性低下に注意し、補強接合部の破壊を防止するための検討が必要であることが示唆された。

4.2 帯筋のひずみ度および柱のせん断変形成分

図-11 に層間変形角(R)—帯筋ひずみ度(ϵ)関係を示す。各柱の帯筋ひずみ度は、せん断ひび割れが確認された載荷サイクルにおいて急増し、降伏ひずみ度 (2000 μ) に達している。また、柱にせん断ひび割れが発生する際の層間変形角に着目すると、RCW 試験体では同一断面を有する 3 本の柱で異なっている。このような柱のせん断破壊時変形の違いは、耐震診断における F 値の評価に影響を及ぼすため、詳細な検討が必要である。ここでは、検討の 1 つとして、補強スパンに隣接する各試験体の右柱に着目し、せん断変形成分を比較する。図-12 に各試

験体における右柱全体のせん断変形成分の推移を示す。ここで、RCW 試験体および RCWB 試験体の右柱がせん断破壊した層間変形 5~6mm 近傍に着目すると、右柱全体のせん断変形成分の割合に違いは見られない。しかし、RCW 試験体および RCWB 試験体のせん断変形は柱内法スパン ($h_0=400\text{mm}$) に集中する。これに対し RCB 試験体は垂壁・腰壁が取り除かれており、柱内法スパンは $h_0=800\text{mm}$ となる。そこで、右柱のせん断変形角を評価すると、RCW 試験体および RCWB 試験体では 0.3%、RCB 試験体では 0.15% 程度となり、RCB 試験体にせん断破壊が生じない理由が確認できる。

4.3 鉄骨ブレースのひずみ度

図-13 に鉄骨ブレース斜材のフランジ側面で正加力時に計測したひずみ度(ϵ_B)と層間変形角(R)の関係を示す。両試験体とも圧縮を受ける右側斜材の上部で明確なひずみ差が確認され、特に RCWB 試験体において顕著である。これは鉄骨ブレースに曲げ変形が生じたことを示すものであり、座屈の可能性を示唆している。この差は、1/200rad の載荷において発生し、RCWB 試験体では 1/63rad、RCB 試験体では 1/100rad の載荷で最大となった。

図-14 に鉄骨ブレースの負担軸力(N_B)— R 関係を示す。また、図-15 に鉄骨ブレースの負担せん断力(Q_B)— R 関係を示す。RCWB 試験体は補強接合部が破壊した 1/63rad まで一定軸力を保持するのに対し、RCB 試験体では補強接合部に顕著なひび割れが進展した 1/125rad の時点で負担軸力が低下し始め、特に引張ブレースの負担軸力の低下が著しい。これにより、RCB 試験体では鉄骨ブレースの負担せん断力の低下も 1/125rad の時点から始まった。

図-16 に鉄骨ブレースの抵抗機構の模式図を示す。本実験では、予め鉄骨ブレース補強が行われているため、

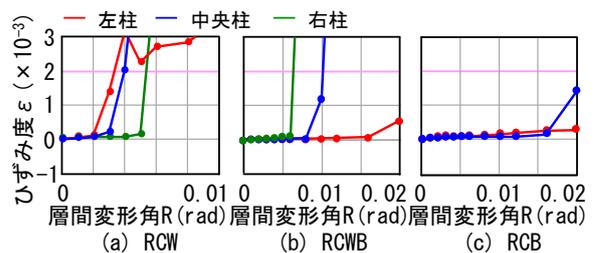


図-11 R- ϵ 関係

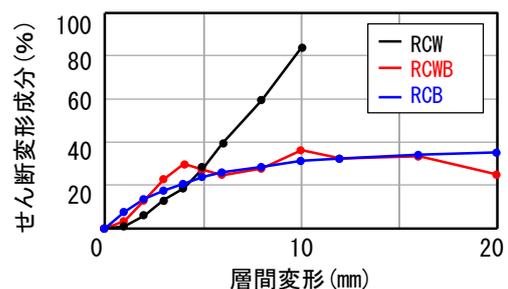


図-12 柱のせん断変形成分の比較

軸力載荷時に鉄骨ブレス斜材には圧縮軸力が発生する。その影響により、水平載荷時には鉄骨ブレス斜材に生じる圧縮力と引張力に若干の差が生じる。補強接合部が破壊し始めると、鉄骨ブレス斜材に生じる圧縮軸力と引張軸力の差は大きくなり、負担せん断力が減少して不釣合が生じる。図-17 に軸変形(δ_v)- R 関係を示す。RCB 試験体では、1/125rad のサイクルから試験体の軸変位量が増大する。つまり、補強接合部の破壊によって RC 架構と鉄骨ブレスとの一体化が損なわれ、水平変位差が生じる。RC 架構の水平変位の増大に伴って鉛直変位も増大するが、鉄骨ブレスがそれを抑制し、鉄骨ブレスに作用する軸力が増加する。この軸力増分の存在により、鉄骨ブレスの負担引張軸力および負担せん断力が減少したと考えられる。

5. まとめ

- (1) 構造スリットを設けず補強した RCWB 試験体の方が構造スリットを設けた RCB 試験体より高い補強効果を示した。これは、主筋の付着すべり挙動による変形性能の向上と構造スリットにより低下した柱の剛性に起因する補強接合部の破壊の2つが要因である。
- (2) 鉄骨ブレス補強により、柱のせん断変形成分の割合が減少する。同様の効果は構造スリットによっても認められ、柱のせん断破壊を防ぐことができる。
- (3) 補強接合部の破壊が鉄骨ブレスの負担せん断力の低下を引き起こし、構造スリットがその要因の1つである可能性を示した。

【謝辞】

本研究の一部は科学研究費補助金(基盤研究(C)、代表者：白井伸明)の助成を受けて行われたものである。また、本研究の実施にあたり、日本大学理工学部海洋建築工学科の中西教授、北嶋准教授ならびに中西・北嶋研究室から多大な協力を得た。さらに、実験の実施にあたっては、大型構造物試験棟の菊池氏の協力を得た。ここに謝意を示します。

参考文献

- 1) 建築復興支援センター：東日本大震災における耐震改修済と未改修建築物の被災状況調査研究報告書，2011.12
- 2) 小野泰伸，島崎和司：鉄骨枠付 K 型ブレスで耐震補強された RC 建物の補強効果確認原位置試験（その2）実験結果，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造 IV，pp.849-850, 2012.9
- 3) 田嶋和樹，白井伸明，石森昭行：破壊モードが異なる鉄筋コンクリート柱部材の画像計測に基づく損傷評価，コンクリート工学年次論文集，Vol.30, No.3, pp. 169-174, 2008.7
- 4) Nakamura, H. and Higai, T.: Compressive Fracture

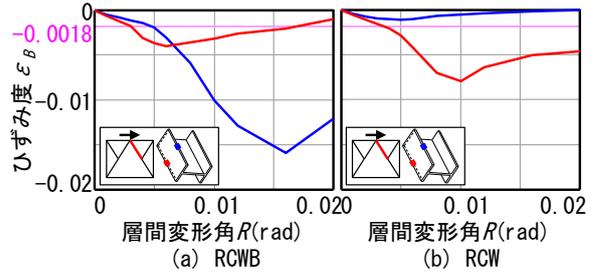


図-13 $\epsilon_B - R$ 関係

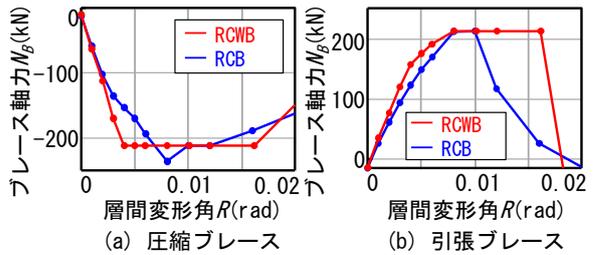


図-14 $N_B - R$ 関係

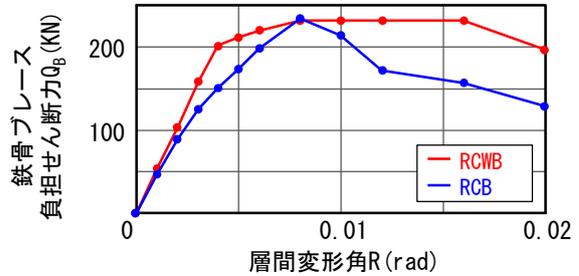


図-15 $Q_B - R$ 関係

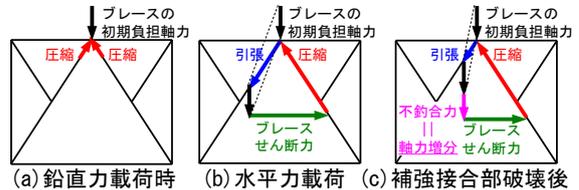


図-16 鉄骨ブレスの抵抗機構の模式図

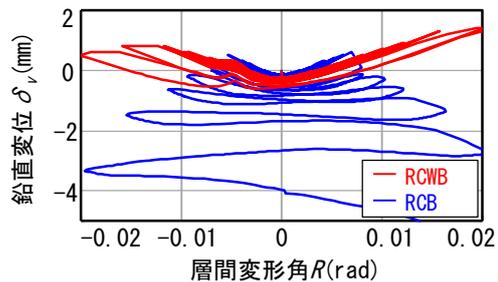


図-17 $\delta_v - R$ 関係

- Energy and Fracture Zone Length of Concrete, Modeling of Inelastic Behavior of RC Structures under Seismic Loads, ASCE, pp.471-487, 1999.10
- 5) 大岡督尚ほか：コンクリートの破壊パラメータに及ぼす短繊維混入および材齢の影響，日本建築学会構造系論文集，第 529 号，pp.1-6, 2000.3
- 6) CEB: CEB-FIP MODEL CODE 1990 DESIGN CODE, Thomas Telford Service Ltd, 1991.7