

論文 下階壁抜け柱に隣接して連層鉄骨ブレース補強を施した RC 立体建物の三方向外力下での耐震性能評価

林 秀樹*1・北山 和宏*2

要旨：下階壁抜け柱に隣接して連層鉄骨ブレース補強を施した RC 立体建物を対象とし、三方向外力を受けて全体曲げ破壊を生じる時の耐震性能を実験によって検討した。最大水平耐力時、下階壁抜け兼ブレース付帯 RC 柱のコンクリートに生じた圧縮軸力比は 0.92 であったが、二層の直交耐震壁が抑え込み効果を発揮する時に圧縮側となるブレース付帯 RC 柱には、これより 5% 大きいコンクリート圧縮軸力が作用した。また最大水平耐力後、ブレース付帯 RC 柱に沿わせた鉄骨縦枠の圧縮軸力が増加し、コンクリートの負担できなくなった圧縮軸力を代わりに負担することでブレース付帯 RC 柱の軸崩壊を防ぐ働きを示した。

キーワード：耐震補強、連層鉄骨ブレース、全体曲げ破壊、下階壁抜け柱、立体建物、三方向外力

1. はじめに

既存鉄筋コンクリート (RC) 建物を鉄骨ブレースで耐震補強する際には、面内地震力のみを考慮して設計する。しかし実際には水平二方向および鉛直の三方向力を同時に受ける。また、既存 RC 建物内の下階壁抜け柱の圧縮軸耐力不足の際には、軸崩壊防止補強を兼ねて鉄骨ブレースを当該柱に隣接して設置することがよく行われる。しかし、このような下階壁抜け柱の軸力は二方向水平力を同時に受けて大きく変動するので、かえって軸崩壊を加速させることも考えられる。そこで下階壁抜け柱に隣接して連層鉄骨ブレース補強を施した RC 立体建物試験体に対して二方向水平力および軸力を与える静的実験を実施し、その耐震性能を調査した。

2. 実験概要

2.1 試験体

試験体は図-1,2,3 に示すように鉄骨ブレースを A 構面中央スパンに連層で配置した 2 層 3 スパン奥行 1 スパンの RC 立体骨組で縮尺は約 1/4 である。柱は全て 140mm 角で柱 1, 4 は 4-D13, 鉄骨ブレースの付帯柱 2, 3 及び柱 5, 6 は 6-D10 を主筋として配した。柱 5, 6 は柱 2, 3 を 90° 回転させた配筋とした。梁は全て上下端共に 2-D13 を主筋とし A, B 構面, C, D 構面でそれぞれ同じ配筋とした。また B 構面(柱 5, 6)及び D 構面(柱 3, 6)は柱梁骨組であるが、C 構面の 2 層に壁厚 40mm の耐震壁を設置した(図-1 参照)。耐震壁には D4 鉄筋を、縦 61.5mm ピッチ、横 60mm ピッチでシングル配筋した。ここで、南北方向を面外方向、東西方向を面内方向と呼ぶ。また、最上階にのみ D4 鉄筋を 60 mm ピッチで配筋したスラブを設

表-1 鉄筋及びコンクリートの材料特性

鋼材	降伏応力 (MPa)		最大応力 (MPa)		降伏歪
	σ_s	σ_t	σ_c	σ_t	
柱2,3,5,6主筋 D10 (SD295)	373	509	0.21%		
柱1,4主筋 D13 (SD390)	458	655	0.25%		
梁主筋 D13 (SD345)	397	556	0.21%		
せん断補強筋 6	307	473	0.15%		
アンカー筋 D10 (SD345)	410	585	0.22%		
鉄骨ブレース (SM490)	433	523	0.25%		
スラブ筋 壁筋 D4(SD295)	386	566	0.22%		

コンクリート	圧縮強度 (MPa)		割線剛性 ($\times 10^4$ MPa)	
	c_B	E_c	σ_0	c_t
	36.3	3.58	0.20%	3.19

c_B : 圧縮強度 (MPa) E_c : 割線剛性 ($\times 10^4$ MPa)
 σ_0 : 最大強度時歪 c_t : 引張割裂強度 (MPa)

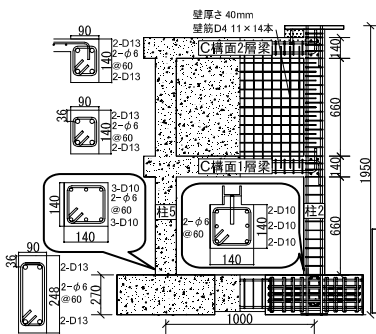


図-1 C 構面配筋図

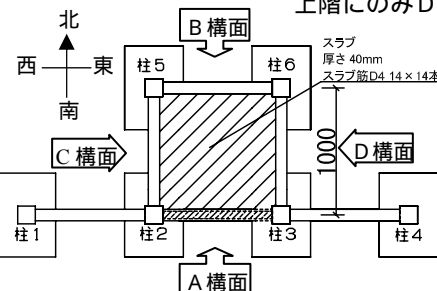


図-2 試験体伏図

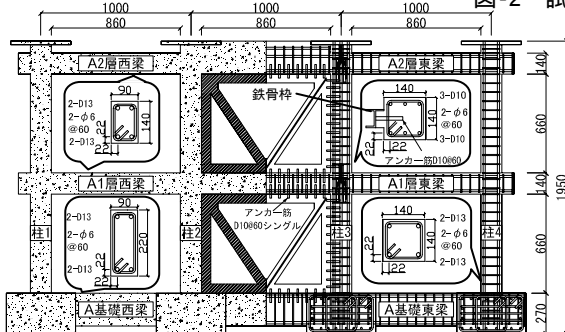


図-3 A 構面配筋図

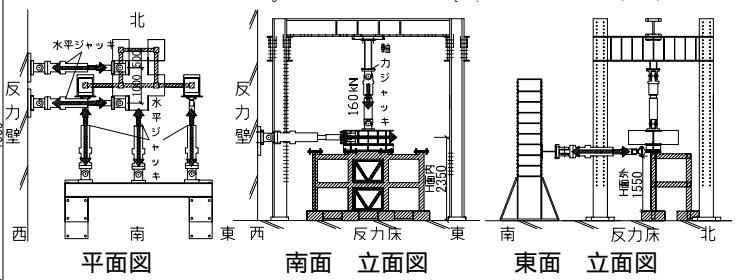


図-4 加力装置

*1 (株)長谷工コーポレーション (元首都大学東京) 修士(工学) (正会員)

*2 首都大学東京 都市環境科学研究科建築学専攻准教授 工博 (正会員)

置した。表-1 に試験体の鉄筋及びコンクリートの材料特性をそれぞれ示す。連層鉄骨ブレスを含む部分骨組が全体曲げ破壊するように、フーチングはすべて PC 鋼棒によって反力床に緊結した。ブレス斜材の断面は H 形鉄骨枠は片側フランジを削除した h 形とし、鉄骨ブレスとコンクリート躯体の接合には間接接合部を設けず、鉄骨枠に溶接されたアンカー筋 D10 を鉄筋コンクリート躯体に直接定着させ、その時の埋込み深さを 63mm とした。

2.2 加力方法

図-4 に加力装置を示す。連層ブレスと柱 2, 3 に 160kN の一定圧縮軸力を導入後、面外・面内方向に加力した。試験体のねじれを防ぐため、面内方向に取り付けた二基のジャッキの水平変位が等しくなるように制御した。面内・面外の正方向は、それぞれ西側及び南側への引き載荷時とした。2 サイクルまでは、まず面外方向に正負交番繰り返し載荷(負載荷が先)をし、面外正方向ピーク後、面外正方向の変形をジャッキで制御保持したまま面内方向に正負交番繰り返し載荷(正載荷が先)を行った。この時、面外方向・面内方向共に 1 サイクル:頂部変形角 0.25%, 2 サイクル:0.5%とした。3 サイクル以降は面外正方向に変形させたまま、面内方向に正負交番繰り返し載荷を行い、面外方向の変形角は 3 サイクル:0.5%, 4 サイクル~押し切り:1.0%とした。面内方向には 3 サイクル:0.5%, 4・5 サイクル:1.0%, 6 サイクル:1.5%, 7・8 サイクル:2.0%, 9 サイクル:3.0%, 押し切りは 4.0%まで加力した。面外変形角 $R_{面外}$ は 2 層梁芯の変位 $\delta_{面外}$ をスタブ面から 2 層梁芯の変位計測位置までの高さ $H_{面外}$ (1550mm) で除した値である。面内変形角 $R_{面内}$ はジャッキ芯の変位 $\delta_{面内}$ を反力床からジャッキ芯の変位計測位置までの高さ $H_{面内}$ (2350mm) で除した値である。

3. 実験結果

3.1 制御事故による実験への影響

第 2 サイクル終了後、除荷時に制御事故が起こり、柱 2 を中心に立体部が時計回りに 3%程度ねじれ回転した。事故による試験体のひび割れ状況、鉄筋の降伏位置及びコンクリートの圧壊位置を図-5 に示す。A 構面において、コンクリートの剥落はなく、梁面内曲げモーメントに対する圧縮力には抵抗できる。そのため、面内載荷には影響がほとんどないと判断した。しかし D 構面では柱 6 の 2 層柱脚のコンクリートが圧壊、剥落したため面外曲げモーメントに対する圧縮力に抵抗できなくなり、面外負載荷が困難になった。そのため事故後、面外は正方向のみの載荷とし、面外正方向の変形を保持したまま面内方向に正負交番載荷を行った。

3.2 破壊状況

最終的なひび割れ状況を図-6 に示す。ブレスの付帯

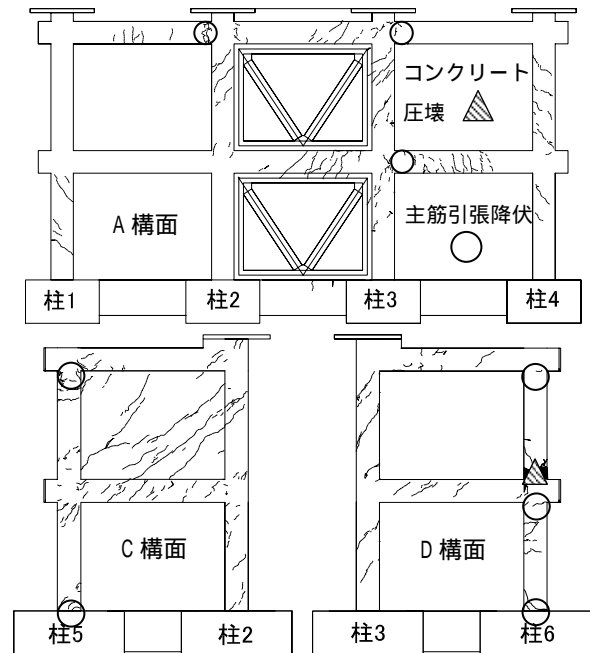


図-5 事故による損傷状況

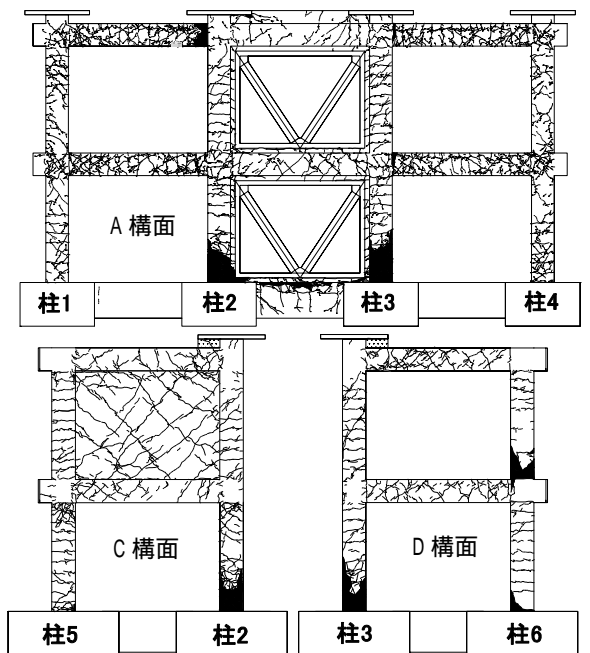


図-6 最終ひび割れ状況

柱(柱 2, 3)に曲げひび割れが多数発生し、柱脚のコンクリートが圧壊し最終的に剥落した。A 構面の境界梁には曲げひび割れの後にせん断ひび割れが多く発生した。D 構面の 1,2 層直交梁には、抑え込み効果によるせん断ひび割れが多数発生した。また面外頂部変形角が 0.15%を越えると C 構面の耐震壁にせん断ひび割れが発生した。なお、ブレス斜材の最大歪は圧縮 0.07%, 引張 0.1%程度で最後まで降伏することなく実験を終えた。

3.3 面内復元力特性

面内復元力特性を図-7 に示す。縦軸を水平力(軸力による P- δ 効果を考慮して補正した水平力)、横軸を面内頂部変形角とした。正方向載荷では、面内頂部変形角 0.47%

で付帯柱である柱3の1層柱脚主筋が全て引張降伏して剛性が低下し、面内頂部変形角 1.0%で最大耐力 272kNを迎えた。負方向荷重では面内頂部変形角-0.41%で柱2の1層柱脚主筋が全て引張降伏して剛性が低下し、6-E(6サイクルで東方向加力)ピークで最大耐力 268kN(-1.5%)を迎えた。面内頂部変形角 0.4%で1層ブレース脚部の最外縁のアンカー筋1本のみが降伏した。負方向荷重ではC構面2層の耐震壁の抑え込み効果が期待されるにもかかわらず正負加力時の最大耐力はほぼ同じであった(この理由は「4.4 ブレース付帯柱の負担圧縮軸力」に記す)。最大耐力後は大きな耐力低下もなく、正方向で面内頂部変形角 1.77%, 負方向で面内頂部変形角-1.66%にA構面における崩壊メカニズムが完成した。その後、面内頂部変形角±2%を越えると先に負方向で変形角-2.0%に柱2の1層柱脚の主筋が破断し、正方向では変形角 2.7%~3.2%に柱3の1層柱脚の主筋が破断し、耐力は低下した。

3.4 面外復元力特性

図-8 に面外復元力特性を示す。縦軸を水平力(軸力)による P-δ 効果を考慮して補正した面外ジャッキ3本分の和、横軸を面外頂部変形角とした。1-N ピーク(-0.25%)時は面外水平力が-72.8kN となったのに対し、1-S ピーク(0.25%)では 55.0kN となり、2-N ピーク(-0.5%)では -102.4kN であったのに対し、2-S ピーク(0.5%)は 73.7kN であった。このような加力方向による水平力の差は面内方向に設置した連層ブレースの抑え込み効果によるものである。面外正方向荷重のピーク後にその変形を保持したまま面内荷重を行うと水平力が低下した。これは柱の二軸曲げによる影響である。また二軸曲げで低下した水平力は更に面外方向に頂部変形角 1%まで変形させても回復しなかったが、水平力低下前の頂部変形角 0.5%近傍での剛性と同等の剛性を示した。

4. 考察

4.1 最大耐力の検討

骨組に作用する水平力は独立柱と中央の架構部によって負担されるので式(1)が成り立つ。

$$Q = Q_{su} + Q_{c1} + Q_{c4} + Q_{c5} + Q_{c6} \quad (1)$$

ここで Q : 水平力, Q_{su} : 鉄骨ブレースを含む中央部分骨組の負担せん断力, $Q_{c1}, Q_{c4}, Q_{c5}, Q_{c6}$: 独立柱 1,4,5 及び 6 の負担せん断力。 Q_{su} は図-9 に示すように圧縮側の柱脚部におけるモーメントの釣合いから、式(2)によって求めた。最大耐力時におけるアンカー筋の引張力を実験結果に基づいて計算し、耐力に考慮した。

$$Q_{su} = \frac{\sum M_b + l_w(\sum Q_b + 0.5N + N_t) + \sum_{i=1}^{14} l_w' \cdot i \cdot N_A}{H} \quad (2)$$

ここで $\sum M_b$: 境界梁の曲げ戻しモーメント, $\sum Q_b$: 引張側の付帯柱に接続する境界梁に作用するせん断力及

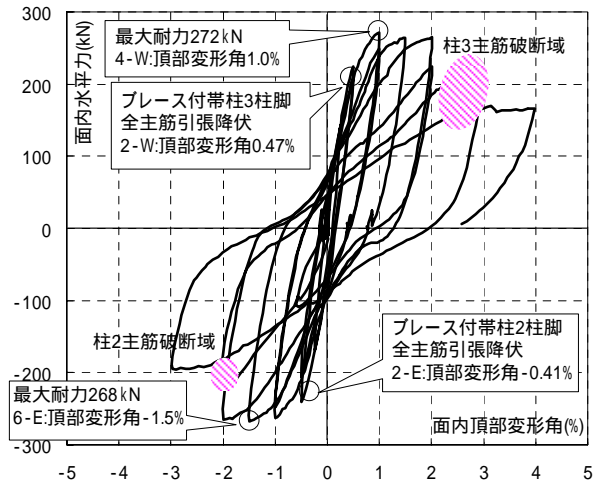


図-7 面内復元力特性

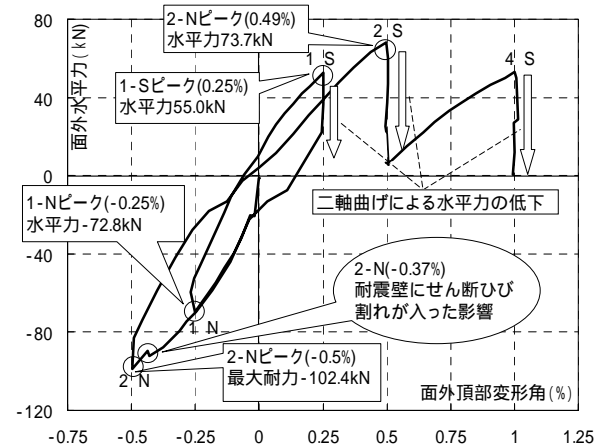


図-8 面外復元力特性

表-2 面内方向の最大耐力

試験体	正方向	負方向
実験値 Q_{exp}	272 kN	268 kN
計算値 Q_{cal}	271 kN	336 kN
Q_{exp}/Q_{cal}	1.00	0.80

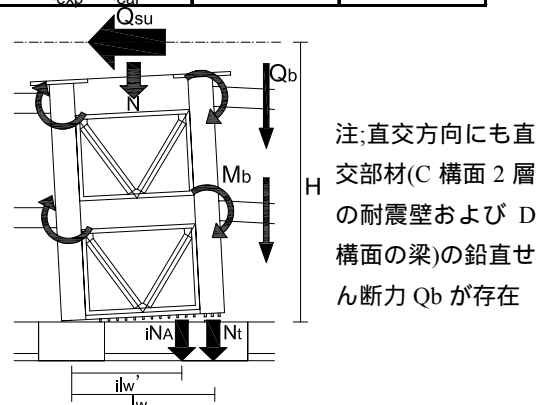


図-9 圧縮側柱脚部におけるモーメントの釣合い

び引張側の付帯柱に接続する直交梁または耐震壁に作用するせん断力, N : 中央スパンに加えた軸力, N_t : 付帯柱の引張抵抗力, $i N_A$: i 番目のアンカー筋の引張力, l_w : 両付帯柱の中心間距離 (1000mm), l_w' : 圧縮側付帯柱の中心から i 番目のアンカー筋までの距離, H : スタブ面から加力点までの高さ (2080mm)。式(1),(2)に

梁・柱の曲げ終局強度(文献 1 の略算式による), 耐震壁の抑え込み力としては耐震壁のせん断終局強度(荒川 mean 式による), アンカー筋の降伏強度を代入して面内方向の最大水平耐力を算定した結果 Q_{exp} と計算値 Q_{cal} を表 2 に示す。正方向は実験値が計算値の 1.00 倍であったのに対し, 負方向では 0.80 倍であった。この理由として, 式(2)による計算では, 負方向における耐震壁の抑え込み力をせん断終局強度としたことが挙げられる。後述の様に実験では耐震壁はせん断終局強度に達しておらず, 過大評価になった。他の理由として, 計算では柱 5, 6 の変動軸力を考慮していないので, 柱 5, 6 の負担せん断力を適切に評価していないことも挙げられる。

4.2 鉄骨ブレースの負担せん断力

鉄骨ブレースの負担せん断力を図-10 に示す。縦軸を水平力, 横軸を面内頂部変形角とし, 1 層鉄骨ブレース斜材の歪から求めた 2 つの水平力の和をブレース斜材の負担せん断力(Q_{Br})とした。点線は試験体全体の水平力(Q_u), 太線はブレース架構部分の負担せん断力を示している(Q_{su} ; 4.3 節参照)。すなわち太線と実線の差である図中の矢印が付帯 RC 柱と鉄骨ブレース縦枠のせん断力の和となる。ブレース斜材の負担せん断力(Q_{Br})は頂部変形角 0.5% のときにほぼ頭打ちになり, 変形角 2~3% まではほぼ一定であった。変形角 3% 時にブレース架構部分の負担せん断力の大半をブレース斜材が負担した。

4.3 各部材の負担せん断力

式(3),(4)により算出した両方向の荷重ピーク時における各部材の負担せん断力の荷重推移を図-11, 12 に示す。

$$Q_{su} = Q_u - (Q_{c1} + Q_{c4} + Q_{c5} + Q_{c6}) \quad (3)$$

$$Q_{AT} = Q_{su} - Q_b - Q_A \quad (4)$$

ここで Q_{su} : 鉄骨ブレースを含む中央 1 スパン骨組の負担せん断力, Q_u : 水平力, $Q_{c1}, Q_{c4}, Q_{c5}, Q_{c6}$: 柱 1, 4, 5 及び 6 のせん断力, Q_{AT} : 水平抵抗に対する軸力の寄与分と付帯 RC 柱の引張り抵抗の寄与分の和, Q_b : 境界梁の曲げ戻し効果及び直交梁または耐震壁の抑え込み効果によって生じる水平力(境界梁端部 4 箇所の曲げモーメントと引張り側柱に取り付く 2 本の境界梁及び 2 本の直交梁または耐震壁の鉛直方向のせん断力を考慮, 図-9 参照), Q_A : アンカー筋の引張抵抗によって生じる水平力, Q_{Br} : 鉄骨ブレース斜材の負担水平力, であり全て測定値に基づき計算した。耐震壁の Q -復元力履歴特性を図-13 のように仮定し, 測定された耐震壁のせん断変形角より耐震壁に生じるせん断力 Q を算出し, 鉛直方向に変換したものを耐震壁の抑え込み力として使用した。また, B 構面(柱 5, 6)の負担せん断力は図-14 のように A 構面の通り芯におけるモーメントの釣合いから求めた。図-11, 図-12 内の点線は耐震改修設計指針²⁾による全体曲げ破壊時のブレース架構部の負担せん断力の計算値で

より耐震壁に生じるせん断力 Q を算出し, 鉛直方向に変換したものを耐震壁の抑え込み力として使用した。また, B 構面(柱 5, 6)の負担せん断力は図-14 のように A 構面の通り芯におけるモーメントの釣合いから求めた。図-11, 図-12 内の点線は耐震改修設計指針²⁾による全体曲げ破壊時のブレース架構部の負担せん断力の計算値で

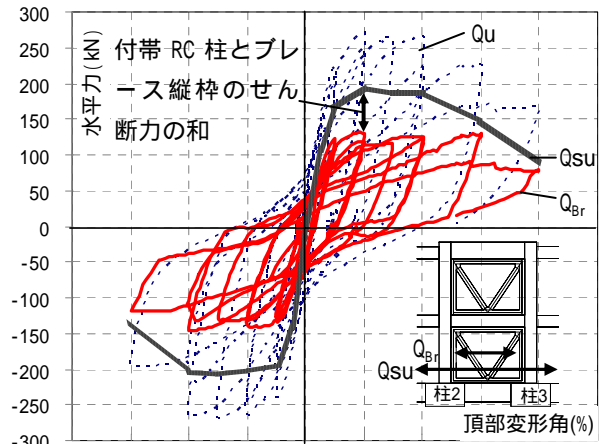


図-10 鉄骨ブレースの負担せん断力

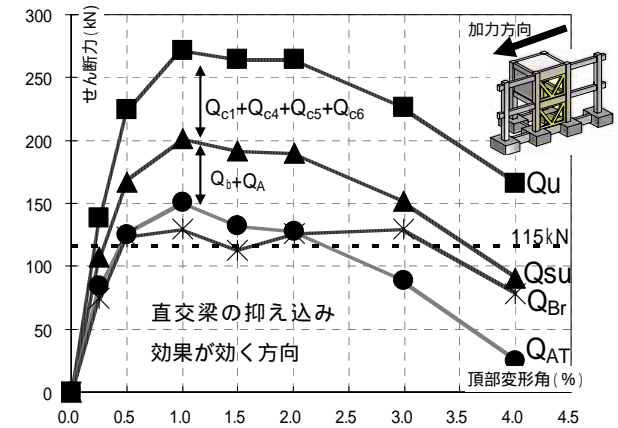


図-11 正方向荷重時の負担せん断力推移

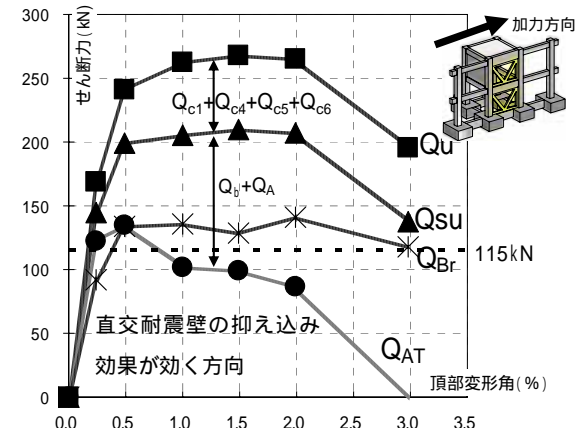
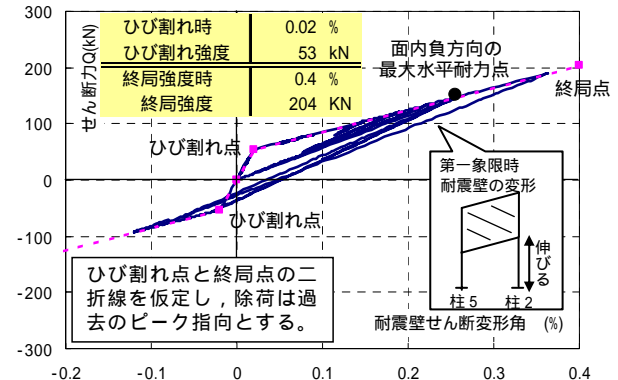


図-12 負方向荷重時の負担せん断力推移



*ひび割れ点は文献2の提案式による
また, 終局時せん断変形角は0.4%を仮定する

図-13 耐震壁の Q -モデル

ある。これは軸力と付帯柱の引張力によって生じる水平力を算定したものであり、式(4)による Q_{AT} (実験値)に対応する。両方向ともに式(4)によって算定される左辺 Q_{AT} の最大値は計算値を上回った。しかし正方向荷重では面内頂部変形角 2%まで計算値を上回ったのに対し、負方向荷重では面内頂部変形角 1%に計算値を下回り危険側の評価となる。これは、負方向荷重時の最大水平耐力に至るまでは耐震壁の抑え込み効果によって柱3の圧縮軸力は柱2(下階壁抜け柱)よりも増し、柱脚部コンクリートの損傷を早めたためであると考えられる。

4.4 ブレース付帯柱の負担圧縮軸力

連層鉄骨ブレースの付帯柱である柱2及び柱3の負担圧縮軸力-面内頂部変形角関係をそれぞれ図-15、図-16に示す。圧縮軸力は1層中央部での主筋6本の平均歪をコンクリートの圧縮歪として、材料試験より得られた σ - ϵ 関係よりコンクリートの圧縮応力を算出した。またブレース縦枠の測定歪(弾性)より、その負担軸力を算出した。こうして得た主筋、コンクリート及びブレース縦枠の負担軸力の和を圧縮軸力とした。両柱を比較すると下階壁抜け柱でもある柱2の圧縮軸力の方が大きくなると予想されたが、柱2の最大圧縮軸力は870kN、柱3では916kNとなり、ほぼ同等の圧縮軸力を呈した。負加力時に耐震壁の抑え込み効果が発揮され、この時抑え込み力として耐震壁に生じる鉛直力は柱3に圧縮軸力として伝達されたため同等となった。この時の軸力比(コンクリート、主筋、ブレース縦枠の断面積にそれぞれの圧縮強度、又は降伏強度を乗じて和とした軸耐力で圧縮軸力を除した値)は柱2で0.71、柱3では0.75であるが、コンクリートの負担圧縮軸力は柱2で圧縮強度の0.92倍、柱3で0.97倍とほぼ圧縮強度に達した。また水平力が最大となる4-W(正方向)で柱2の、6-E(負方向)で柱3の負担圧縮軸力が最大となった。これより最大水平耐力は圧縮側付帯柱のコンクリートの圧壊によって決定されたと判断できる。

4.5 ブレース縦枠の負担圧縮軸力

柱2脇及び柱3脇のブレース縦枠の負担圧縮軸力-面内頂部変形角関係をそれぞれ図-17、図-18に示す。実験開始から6サイクルまでの包絡線、その後1サイクル毎に9サイクルまで3本の曲線、計4本の曲線を示した。実験開始から6サイクルまでの包絡線において変形角0.5%以降、ブレース縦枠の負担圧縮軸力が両柱共に低下した。これは、変形角0.5%を超えると引張側付帯RC柱の全主筋が降伏することにより、ブレース脚部と両付帯RC柱からなるI形断面の中立軸が急激に圧縮側に移動したためである。しかし、7サイクル以降、最大水平耐力時に圧縮軸力度が $0.28\sigma_y$ (σ_y : 鉄骨の降伏強度)であったブレース縦枠の負担圧縮軸力が加力サイクルの進行と共に増大し、変形角3%時には平均で $0.65\sigma_y$ となった。圧縮側

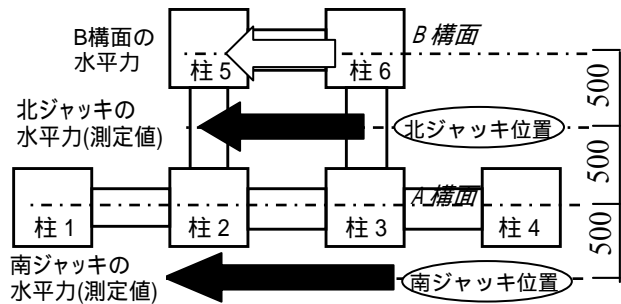


図-14 B構面の水平力の求め方(モーメントの釣合い)

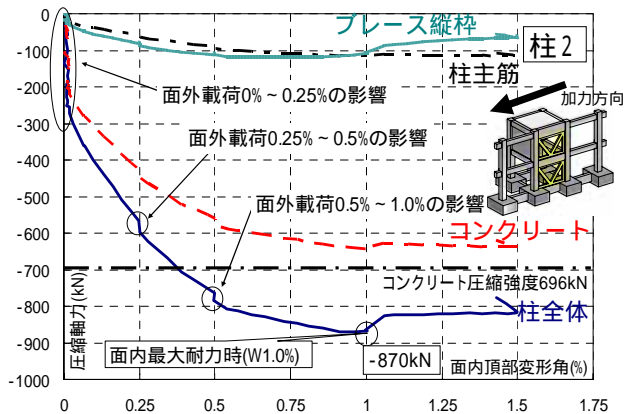


図-15 柱2の負担圧縮軸力

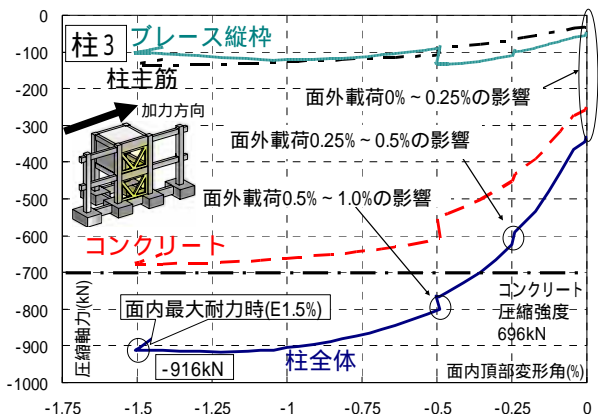


図-16 柱3の負担圧縮軸力

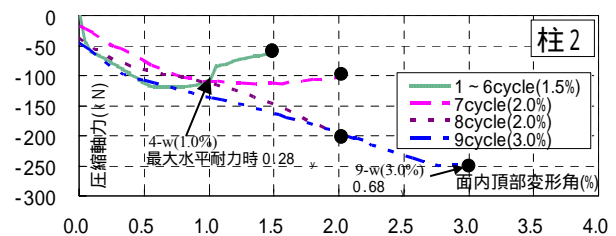


図-17 柱2のブレース縦枠の各サイクル別負担軸力

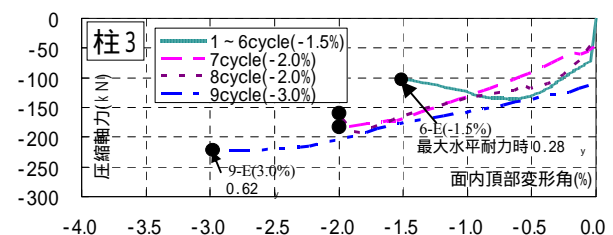


図-18 柱3のブレース縦枠の各サイクル別負担軸力

RC 柱の柱脚コンクリートが圧縮強度に達した後に、かぶりコンクリートが圧壊、剥落して、付帯 RC 柱が負担できる圧縮力は低下したが、代わりにブレース縦枠が圧縮軸力を負担したと考える。その結果、最大水平耐力以降は引張主筋の破断まで急激な耐力低下が起きなかった。

4.6 変形性能

耐震診断基準¹⁾に基づき、境界梁及び直交部材端部のモーメントとせん断力の影響を考慮して、鉄骨ブレースを含む RC 部分骨組の靱性指標(F 値)を算定すると正方向で 1.89, 負方向で 1.62 となった。この F 値に対して、降伏変形角 R_y を 1/150 と仮定して式(5)により求めた終局変形角 R_{mu} は正方向で 1.12%, 負方向で 0.89% である。

$$F = \frac{\sqrt{2R_{mu}/R_y - 1}}{0.75(1 + 0.05R_{mu}/R_y)} \quad (5)$$

一方、実験における限界変形角は、耐震性能評価指針(案)・同解説³⁾における耐震壁の安全限界状態時を参考に、最大耐力の 80% に水平力が低下した時の頂部変形角と定義した。図-19 に R_{mu} を一点鎖線で示し、実験における限界変形角を黒丸で示した。実験での限界変形角は正方向, 負方向共に 2.0% で、計算値よりも大きかった。面内頂部変形角 2% では繰り返し载荷による耐力の低減が大きく、最大耐力の 80% を下回るが、耐震診断基準¹⁾で求めた R_{mu} は安全側な評価である。

5. 結論

本研究で得られた知見を以下に示す。

- (1) 面内加力では正負载荷共にブレース付帯柱の全主筋が引張降伏した後、正方向载荷は面内頂部変形角 1% で、負方向载荷は 1.5% で最大耐力に達した。その後、面内頂部変形角 2% まで耐力低下はなく、2% を越えると付帯柱の主筋が次々と破断し、耐力が低下した。
- (2) 面外方向の変位を一定に保持して面内加力を行うと、柱の二軸曲げの影響により面外水平力は低下した。
- (3) 耐震改修設計指針²⁾に基づく計算では、付帯柱の引張り耐力によって連層鉄骨ブレースを含む部分架構の全体曲げ耐力が決定した。実験でも付帯柱の全主筋が引張降伏したが、面外曲げによる軸力変動と直交部材による抑え込み効果によって付帯柱に作用する圧縮軸力が増大し、柱脚部コンクリートの圧壊によって補強建物の水平耐力が決定した。そのため、正負载荷時の水平耐力はほぼ同じとなった。また、多くの境界梁端部において主筋の降伏が生じており、最大水平耐力のすぐ後に A 構面における崩壊メカニズムが形成された。
- (4) 水平 2 方向载荷時には、下階壁抜け柱(柱 2)の最大圧縮軸力と 2 層の直交耐震壁が抑え込み効果を発揮する時に圧縮側となるブレース付帯柱(柱 3)の最大圧縮軸力はほぼ同等となった。付帯柱の最大圧縮軸力と補強

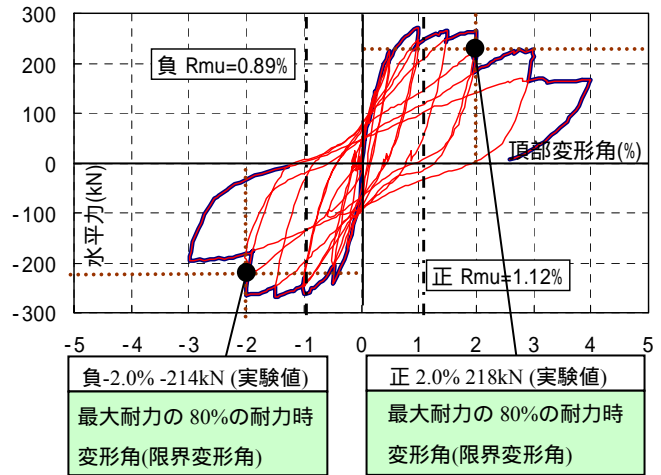


図-19 限界変形角

建物の最大水平耐力とは同時期に生じたが、その時のコンクリート圧縮応力度は下階壁抜け RC 柱(柱 2)でコンクリート圧縮強度の 0.92 倍、もう一方のブレース付帯 RC 柱(柱 3)で 0.97 倍であり、共にコンクリート圧縮強度にほぼ達しており、付帯柱の圧壊によって補強建物の水平耐力が決まったことと符合する。

- (5) 全体曲げ破壊において連層鉄骨ブレースの引張側付帯柱に耐震壁の抑え込み効果が発揮された時、抑え込み力として耐震壁に生じる鉛直せん断力は鉄骨ブレースの圧縮側付帯柱に圧縮軸力として伝達されるので、二方向水平力を受ける補強建物において連層鉄骨ブレースが全体曲げ破壊する場合には、ブレースに隣接する下階壁抜け柱だけでなく、他方のブレース付帯柱についても作用する圧縮軸力に注意すべきである。
- (6) 連層鉄骨ブレースを下階壁抜け柱に隣接して設置することによって、下階壁抜け柱のコンクリートが負担できなくなった圧縮軸力をブレース縦枠が代わりに負担し、水平耐力の急激な低下を防いだ。
- (7) 実験における限界変形は耐震診断基準¹⁾による終局変形よりも正方向载荷で 1.8 倍、負方向载荷で 2.2 倍大きかった。これより耐震診断基準¹⁾は下階壁抜け柱に隣接して連層鉄骨ブレース補強を施した立体 RC 骨組が全体曲げ破壊する時の終局変形を安全に評価できる。

【謝辞】本研究は、日本学術振興会の科学研究費補助金(基盤研究 C, 代表:北山和宏)によって実施した。また、芝浦工業大学岸田慎司准教授には実験実施にあたり多大な御協力を頂いた。ここに記し謝意を表す。

【参考文献】

- 1)(財)日本建築防災協会：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
- 2)(財)日本建築防災協会：改訂版既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震改修設計指針・同解説 2001
- 3)日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価指針(案)・同解説 2004