

論文 鉄骨ブレースで補強された RC 骨組の三方向外力下での復元力特性

中沼 弘貴*1・北山 和宏*2・田島 祐之*3・森田 真司*4

要旨：連層で設置された鉄骨ブレースを含むRC平面骨組試験体を対象にして、面外方向に1.5%変形させた状態を保持しながら面内に正負交番載荷する実験を行い、全体曲げ破壊を生じさせた。鉄骨ブレースを含むRC部分骨組が全体曲げ破壊する時の最大耐力は計算値よりも低く二軸曲げの影響を受けている事が分かった。

キーワード：耐震補強，連層鉄骨ブレース，三方向外力，二軸曲げ，全体曲げ破壊

1. はじめに

既存の RC 建物を耐震補強するために鉄骨ブレースが多用されるが、連層鉄骨ブレースを用いて補強した建物の耐震性能を検討した事例は少ない。佐藤らの論文¹⁾では破壊形式に着目し水平一方向加力下で全体曲げ破壊と基礎浮き上がり破壊の2つを比較し全体曲げ破壊の方が面内頂部変形角2%までは総体として耐震性能に優れている事を指摘した。また地震力は三方向

から作用するが、既往の実験的研究では面内方向にのみ加力して性能を評価したことが多い。そのため水平二方向加力の影響が考慮されておらず、鉄骨ブレースで補強されたRC骨組の面外加力下での復元力特性に関しては不明な点が多い。そこで本研究では、連層で設置された鉄骨ブレースを含む骨組の全体曲げ破壊を対象とし軸力、面内、面外の三方向加力する実験を行い、三方向加力下での耐震性能を調査した。

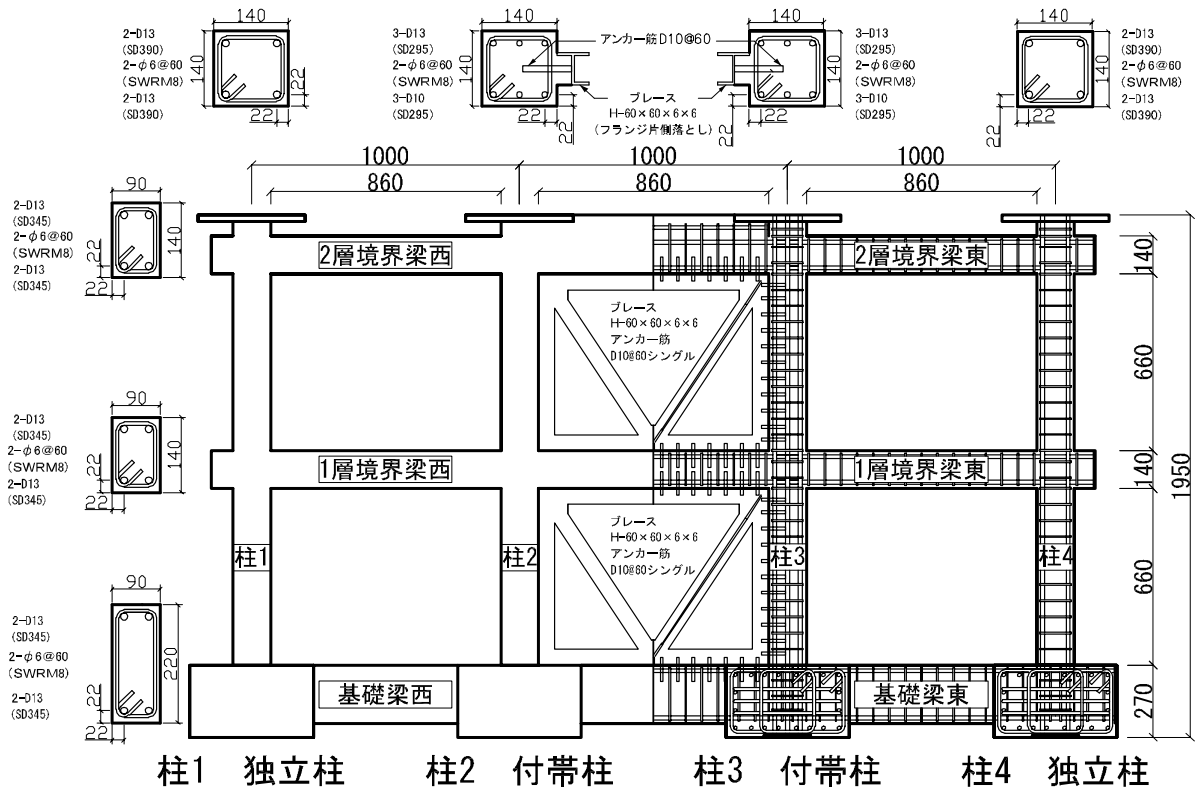


図-1 試験体詳細

*1 首都大学東京 都市環境科学研究科建築学専攻修士課程 (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)
 *3 首都大学東京 工学研究科建築学専攻博士課程 修士(工学) (正会員)
 *4 首都大学東京 都市環境科学研究科建築学専攻 COE リサーチフェロー 博士(工学) (正会員)

2. 実験概要

2.1 試験体

試験体 (No.3 と呼ぶ) は 1 体でその配筋と寸法を図-1 に示す。試験体 No.3 は鉄骨ブレースを中央スパンに連層で配置した、2 層 3 スパンの RC 平面骨組である。形状は鉄骨ブレースで補強された学校建物を参考に、縮尺は 1/4 程度とし設計した。破壊形式は全体曲げ破壊とし、付帯柱の主筋量を調節した。試験体 No.3 の材料特性を表-1 に示す。

ブレース断面は H 型でブレース縦・横枠は H 型の南側フランジを欠いた形とした。接合方法は間接接合部を設けず、アンカー筋を溶接した鉄骨ブレースを型枠に組み込んで、コンクリートを打設し一体とした。アンカー筋は接合部破壊の終局耐力が他の耐力に比べ高くなるよう、耐震改修設計指針²⁾に基づき D10@60 シングル (基礎梁天端からの埋め込み深さ 63mm) とした。

表-1 材料特性

試験体No.3	σ_y	σ_t	ε_y
付帯柱主筋 D10	379	492	0.20%
独立柱主筋 D13	456	660	0.23%
梁主筋 D13	377	544	0.21%
せん断補強筋 $\phi 6$	407	494	0.19%
アンカー筋 D10	384	547	0.21%
鉄骨ブレース	280	375	0.14%

σ_y : 降伏応力度 (MPa)

σ_t : 最大応力度 (MPa)

ε_y : 降伏歪

2.2 加力方法

加力は図-2 に示すように、連層ブレースと付帯柱 (柱 2 および柱 3) に合計 160kN の一定圧縮軸力を導入後、面外南方向に面外頂部変形角 1.5% まで変形させ、この状態で面内方向に正負交番载荷を行った。後述する事故により独立柱 (柱 1 および柱 4) には軸力を加えていない。面内方向の载荷サイクルは、1 サイクル: 面内頂部変形角 0.25%, 2, 3 サイクル: 0.5%, 4, 5 サイクル: 1%, 6 サイクル: 1.5%, 7, 8 サイクル: 2%, 9 サイクル: 3%, 10 サイクル: 4% とした。

面外頂部変形角 $R_{面外}$ は梁芯の変位 $\delta_{面外}$ をスタブ面から変位計測位置までの高さ $H_{面外} = 1530\text{mm}$ で除した値である。面内頂部変形角 $R_{面内}$ はジャッキ芯の変位 $\delta_{面内}$ を床から変位計測位置までの高さ $H_{面内} = 2350\text{mm}$ で除した値である。面外頂部変形角 1.5% とは柱 3 柱脚危険断面の引張側主筋が降伏した時点の面外頂部変形角である。この時、柱 2 柱脚危険断面での引張側主筋歪は 0.16%, 独立柱の主筋歪は 0.1% 程度であった。また面内加力の正方向は西側への引き载荷時とした。

試験体No.3	$c\sigma_B$	E_c	ε_0	$c\sigma_t$
コンクリート	37.0	3.12	0.22%	2.67

$c\sigma_B$: 圧縮強度 (MPa)

E_c : 割線剛性 ($\times 10^4\text{MPa}$)

ε_0 : 最大強度時歪

$c\sigma_t$: 引張割裂強度 (MPa)

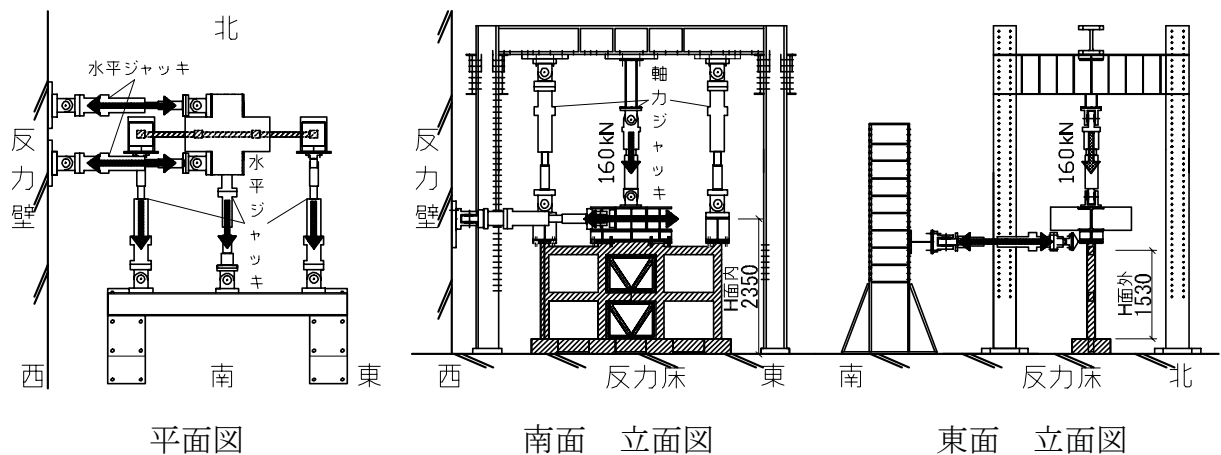


図-2 加力装置

2.3 制御事故による実験への影響

各独立柱に圧縮軸力 40kN を導入する予定だったが、制御事故により 581 kN (0.74 σ_B) 作用した。これは RC 長柱の座屈荷重には達していないが、バランスを崩し柱 1 は 2 層柱頭、柱 4 は 2 層柱脚で座屈した。この事故によって座屈の発生した柱北面のコンクリートが剥離し 2 層梁にねじれのひび割れが観測された。柱脚でひび割れは観察されなかった。事故による試験体のひび割れ状況と鉄筋の降伏位置を図-3 に示す。

この制御事故による実験への影響はないとは言えない。しかし鉄筋は数箇所降伏 (2 層境界梁の主筋は引張降伏、柱主筋は図-3 に示すように引張降伏あるいは圧縮降伏) しているものの、座屈を生じた部分を除くとコンクリートは剥離していないために面内曲げモーメントに対する圧縮力には抵抗でき、1 層柱脚では面外加力を行って北側主筋を引張降伏させるために影響がほとんどないと判断した。

制御事故の影響で独立柱は面外に局部的に変形したため 2 層柱頭変位での制御が困難になった。ブレース中央の面外頂部変形角が 1.5% の時の 1 層柱頭の面外変形角は 0.65% だったので、独立柱の 1 層面外変形角が 0.65% になるように接続ジャッキを制御した。

3. 実験結果

3.1 復元力特性と破壊状況

試験体 No.3 の面内復元力特性を図-4 に示す。縦軸を補正水平力 (軸力ジャッキによる P- δ 効果を考慮した水平力)、横軸を面内頂部変形角とした。同図右下にはブレースに隣接する柱 3 の主筋 6 本が破断した面内頂部変形角を示した。正方向での最大耐力は 251kN (面内頂部変形角 0.92%)、負方向では 235kN (同 1.0%) であった。試験体の最大耐力は、付帯柱全主筋の引張降伏後に 1 層と 2 層の境界梁の曲げ降伏で決まった。

2 サイクルの面内頂部変形角 0.38% (204 kN) で鉄骨ブレースに隣接する柱 3 の柱脚危険断面の主筋が全て引張降伏し、ピーク時にアンカー筋の付着が劣化した。4 サイクルでは 0.75% で

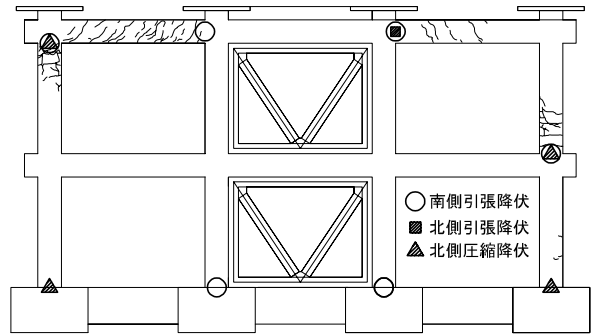


図-3 事故による破壊状況と鉄筋降伏状況

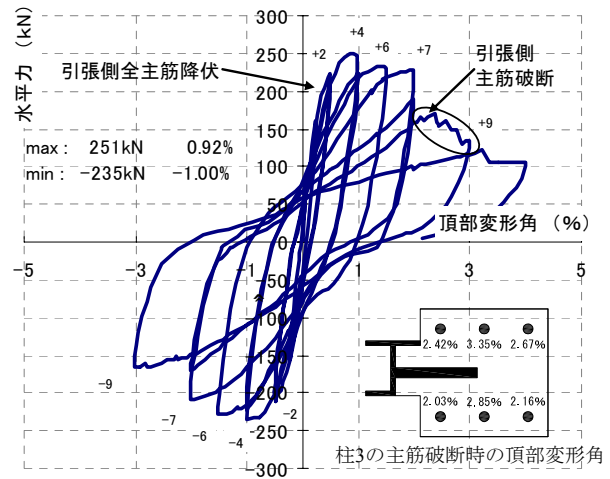


図-4 試験体No. 3面内復元力特性

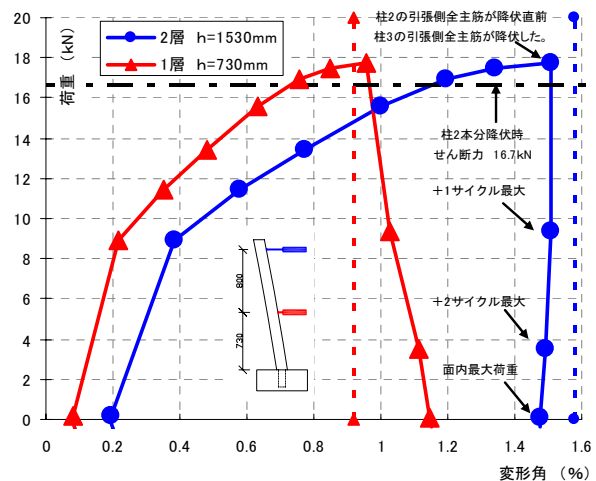


図-5 試験体No. 3面外荷重-変形角関係

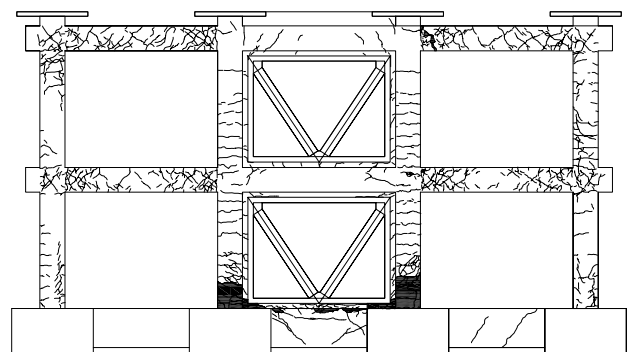


図-6 最終ひび割れ状況

中央基礎梁にアンカー筋の引張力による水平方向のひび割れが生じ、頂部変形角1%のピークではブレース端部が6mm浮き上がった。その後+9サイクルで頂部変形角2%以降に主筋が南面西側（頂部変形角2.03%）、南面東側（2.16%）北面西側（2.42%）、北面東側（2.67%）、南面中央（2.85%）で破断し、+10サイクルで北面中央（3.35%）が破断した。鉄筋は二軸曲げの影響が一番大きい北面の東側からでなく南面の西側から破断した。これは面内で正負交番荷重を行っているために二軸圧縮を受けた柱主筋が座屈と伸びとを数回繰り返した事によると考える。

試験体 No.3 の面外荷重-変形角関係を図-5に示す。縦軸は中央ジャッキのみによる面外水平力で横軸は各階面外頂部変形角とした。実線はそれぞれの層の力と変形の関係を示し、一点鎖線は柱2本分の面外方向降伏耐力である。点線は片持ち柱の降伏耐力時の面外頂部変形角を菅野式から求めた値である。計算降伏耐力と菅野式により求めた降伏時頂部変形角はそれぞれ実験結果とよく一致した。面外変形を一定に保持して面内加力を行うと、面外荷重は低下し、面内最大荷重時には面外水平荷重は喪失した。

最終ひび割れ状況を図-6、最終破壊状況を写真-1に示す。付帯柱には曲げひび割れが多数発生し、柱脚はコンクリートの圧壊が激しく最終的にはコンクリートが脱落した。境界梁には曲げひび割れの後にせん断ひび割れが観測された。

3.2 最大耐力の検討

試験体の最大耐力 Q_{max} と計算値 Q_{cal} との比較を表-2に示す。骨組に作用する水平力は独立柱と中央の部分骨組によって負担されるので式(1)が成り立つ(図-7参照)。

$$Q_{cal} = Q_{su} + Q_{c1} + Q_{c4} \quad (1)$$

ここで Q_{cal} : 補正水平力, Q_{su} : 中央部分骨組の負担せん断力, Q_{c1}, Q_{c4} : 独立柱の負担せん断力。
 Q_{su} は図-8に示す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。今回の実験及び佐藤らの実験¹⁾より最大耐力時において最外縁のアンカー筋が引張降伏してい

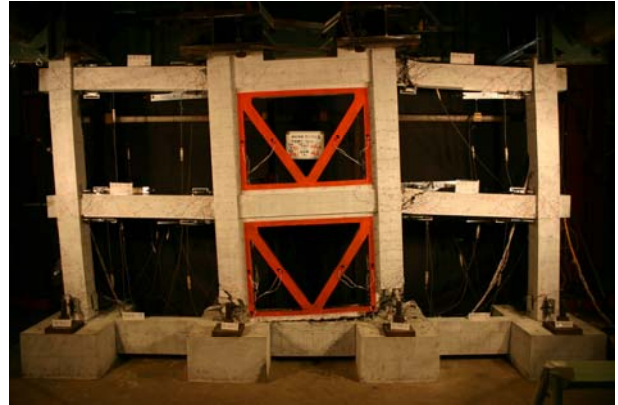


写真-1 最終破壊状況

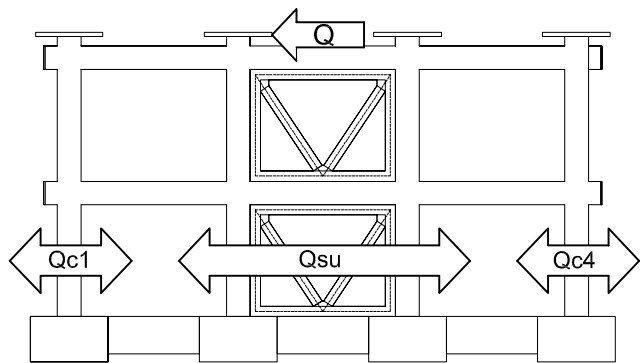


図-7 力の釣り合い

表-2 最大耐力

試験体NO.3	実験値 Q_{max}	計算値 Q_{cal}
耐力(kN)	251	267
Q_{max}/Q_{cal}		0.94

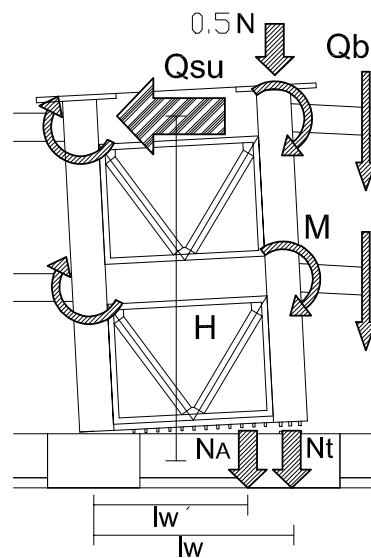


図-8 モーメントの釣り合い

るので、それによる寄与を考慮した。

$$Q_{su} = \frac{\Sigma M_b + l_w(\Sigma Q_b + 0.5N + N_t) + l_w' N_A}{H} \quad (2)$$

ここで ΣM_b : 境界梁の曲げ戻しモーメント, ΣQ_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, N : 中央スパンに加えた軸力, N_t : 付帯柱の引張力, N_A : アンカー筋 1 本の引張力, 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最外縁アンカー筋までの距離 (875mm), H : 基礎梁芯から 2 層梁芯までの高さ (1640mm)。

式 (1), (2) に梁・柱の曲げ終局強度, アンカー筋の降伏強度を代入して水平耐力を算定した。その結果実験値は計算値の 0.94 倍であり, 付帯柱の二軸曲げの影響によって計算値より小さくなったと考える。

3.3 負担せん断力の検討

式 (3), (4) によって正方向加力ピーク時における負担せん断力を算定し, 図-9 に示す。

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

$$Q_{Br} + Q_{c2} + Q_{c3} = Q_{su} - Q_b - Q_A \quad (4)$$

ここで Q_u : 補正水平力, Q_{c1} , Q_{c4} : 柱頭と柱脚危険断面の主筋歪から求めた独立柱のせん断力, Q_b : 境界梁の曲げ戻し効果によって生じる水平力 (境界梁端部 4 箇所曲げモーメントと引張側柱に取り付く 2 本の境界梁のせん断力によるもので測定値から算出, 図-8 参照), Q_A : 最外縁部から 3 本の引張側アンカー筋の引張抵抗 (測定歪より算出) による寄与分, Q_{Br} : 鉄骨ブレースの負担水平力, Q_{c2} , Q_{c3} : 付帯柱の負担せん断力, である。なお断面の曲げモーメントを求め際には応力中心間距離を $7/8d$ (d : 有効せい) と仮定した。

図-9 内の一点鎖線は耐震改修設計指針²⁾ による全体曲げ破壊時の耐力計算値 (147kN) である。この計算式では付帯柱の引張力と軸力のみを評価している。

式 (4) によって算定される左辺 $Q_{Br} + Q_{c2} + Q_{c3}$ の最大値と耐力計算値 (147kN) とはほぼ一致した。これより耐震改修設計指針²⁾ 式は, 境界梁

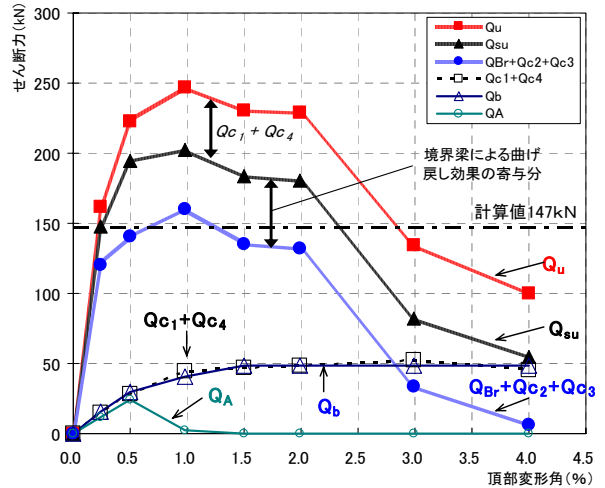


図-9 負担せん断力の推移

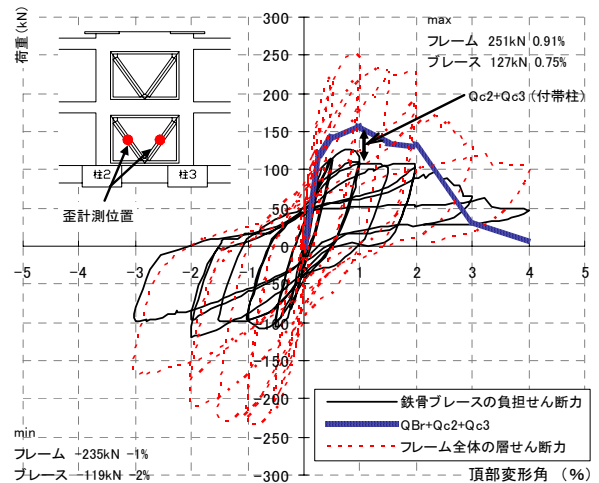


図-10 試験体No. 3ブレースの復元力特性

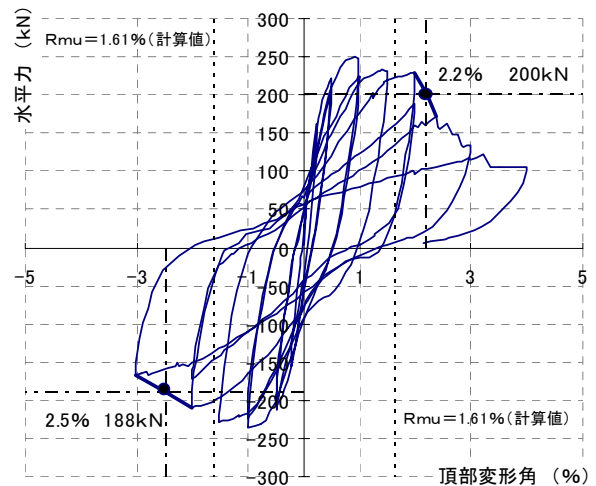


図-11 変形性能

の曲げ戻し効果とアンカー筋の引張抵抗による寄与を含まないブレース骨組の耐力を妥当に評価するものの、連スパン骨組に組み込まれた時の水平耐力を安全側に評価する事がわかる。

ブレース斜材軸力（歪ゲージの出力から算出）の水平分力の和を実線で、式（4）で算出した $Q_{Br}+Q_{c2}+Q_{c3}$ を太実線で図-10 にそれぞれ示す。 $Q_{Br}+Q_{c2}+Q_{c3}$ とブレース斜材の水平分力との差は付帯柱の負担するせん断力 $Q_{c2}+Q_{c3}$ である。

ブレース斜材の水平分力と面内頂部変形角 0.75%の時に最大に達し、以降減少した。これは1層危険断面でのアンカー筋の付着劣化発生と対応する。なお面内頂部変形角 0.75%時のブレース斜材負担水平力は全耐力の51%であった。

3.4 骨組の変形性能

耐震診断基準³⁾に準じて境界梁の影響（梁端部のモーメントとせん断力）を考慮して靱性指標（F値）を算定すると試験体 No.3 は 2.41 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 1.61% 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、鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価指針（案）・同解説⁴⁾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%に低下した時の面内頂部変形角と定義した。図-11に R_{mu} を点線で示し、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 2.2%、負方向 2.5%で、計算値（1.61%）よりも大きかった。面内頂部変形角 2%では繰り返し荷重による耐力の低減も大きく、2%を超えた直後に鉄筋が破断しているためにさらに耐力が低下するが、三方向加力状態においても $R_{mu}=1.61\%$ という評価は安全側であると考えられる。

4 結論

連層鉄骨ブレースで耐震補強された2層3スパンのRC平面骨組に一定圧縮軸力を加え、柱主筋が引張降伏するまで面外方向に単調荷重した。

この状態を保持したまま面内に正負交番水平荷重した。ブレース脇の付帯柱の主筋が引張降伏したのちに境界梁が引張降伏して連層ブレースに対する抑え込み効果が一定になる事により、面内頂部変形角ほぼ 1%時に骨組の最大耐力に達した（これは一般に全体曲げ破壊と呼ばれる）。主要な結論を以下に列記する。

- (1) 面内頂部変形角 1%以降は耐力が徐々に低下し、2%を超えると付帯柱の主筋が次々に破断したため、耐力低下が急激になった。
- (2) 境界梁の曲げ戻し効果とアンカー筋の引張抵抗による寄与を考慮した水平耐力計算値よりも実験による最大水平力は小さかった。これは水平 2 方向荷重によって付帯柱脚部のコンクリートの圧縮損傷が促進されたことによって生じたと考えられる。
- (3) 実験における限界変形は耐震診断基準³⁾による終局変形よりも、正方向加力時には 1.4 倍大きかった。これより耐震診断基準³⁾は三方向加力下においても、連層ブレース補強された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。

参考文献

- 1) 佐藤照祥, 北山和宏, 岸田慎司, 加藤弘行: 鉄骨ブレースで補強されたRC骨組の耐力と変形性能に関する研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.26, No.2, 2004.7
- 2) (財)日本建築防災協会: 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) (財)日本建築防災協会: 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
- 4) 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
謝辞) 本研究にご協力いただきました岸田慎司 助教授（芝浦工業大学）、林秀樹氏（東京都立大学）、松川雅洋氏（芝浦工業大学）に感謝します。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）によって実施した。