

論文 連層鉄骨ブレースで補強された RC 骨組の耐震性能に対する二軸曲げの影響

中沼 弘貴*1・北山 和宏*2

要旨：全体曲げ破壊を生じる連層鉄骨ブレースで補強された RC 平面骨組を対象とし、水平 2 方向載荷の影響を実験と有限要素法解析を用いて検討した。最大耐力は水平 2 方向載荷を受けた時の方が水平 1 方向載荷を受けた時よりも 1 割程度低下した。2 方向載荷を受けたブレース脇付帯柱の脚部で二軸圧縮となり、コンクリートが早期に圧壊して隅角部から軟化を生じたことで最大耐力が低下した。

キーワード：二軸曲げ、連層鉄骨ブレース、耐震補強、全体曲げ破壊、有限要素解析

1. はじめに

2002 年に佐藤ら¹⁾が連層鉄骨ブレースで耐震補強した RC2 層 3 スパン骨組試験体を作製し全体曲げ破壊と基礎浮き上がり破壊を比較し、全体曲げ破壊のほうが耐震性能に優れていることを指摘した。また 2006 年に著者ら^{2) 3)}が 2002 年と同様の試験体を作製し水平 2 方向載荷を行った。その結果二軸曲げの影響により耐力が 1 割程度低下し変形性能も低下したことを指摘したが、二軸曲げに関する詳細な検討は示さなかった。

そこで本研究では、水平 2 方向載荷実験における二軸曲げ性状およびアンカー筋の応力状態について検討を行う。次に三次元非線形有限要素解析を用いて実験状況を再現し解析結果と 2002 年に行った水平 1 方向載荷実験試験体 No.2、2006 年に行った水平 2 方向載荷実験試験体 No.3 の比較検討を行う。復元力特性、破壊状況、ひび割れ状況からモデル化の妥当性を確認し、柱脚とブレース脚部の圧縮応力状態、軸力負担割合を明確にする。

2. 水平 2 方向載荷実験

2.1 試験体形状

試験体 No.2(2002 年に佐藤らが行った試験体)と試験体 No.3(2006 年に著者らが行った試験体)の実験概要について示す。試験体形状と配筋図を図-1 に示す。

梁降伏型の 2 層 3 スパン RC 平面骨組に鉄骨ブレースを中央スパンに連層で配置した。試験体形状は鉄骨ブレースで補強された学校建築を参考にし、縮尺は 1/4 程度とした。柱高さは 660mm、柱間距離は 1000mm、柱断面は 140mm 角、アンカー筋は D10@60 シングルとした。全体曲げ破壊を起こすために付帯柱(柱 2、3)と独立柱(柱 1、4)の主筋量を調節した。両試験体の材料特性を表-1、2 に示す。ブレース脇の付帯柱主筋(D10)の降伏強度は両試験体ともほぼ同じであり、コンクリート圧縮強度は差が生じたが破壊形式には影響を及ぼさなかった。

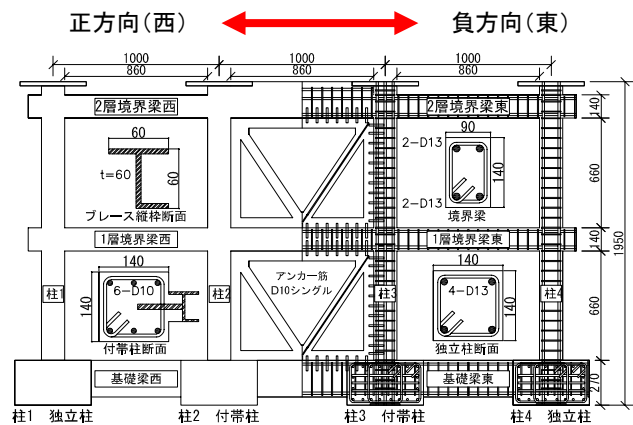


図-1 試験体形状と配筋図

表-1 材料特性 (鋼材)

鋼材		σ_y	σ_t	ϵ_y
付帯柱主筋 D10(SD295)	No.2	368	503	0.20
	No.3	379	492	0.20
独立柱主筋 D13(SD390)	No.2	430	602	0.24
	No.3	456	660	0.23
梁主筋 D13(SD345)	No.2	346	470	0.19
	No.3	377	544	0.21
せん断補強筋 $\phi 6$	No.2	589	630	0.28
	No.3	407	494	0.19
アンカー筋 D10(SD345)	No.2	383	526	0.22
	No.3	384	547	0.21
鉄骨ブレース (SM490)	No.2	435	551	0.21
	No.3	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(%)

表-2 材料特性 (コンクリート)

コンクリート	$c\sigma_B$	E_c	ϵ_0	$c\sigma_t$
No.2	30.3	2.80	0.22	2.44
No.3	37.0	3.12	0.22	2.67

$c\sigma_B$: 圧縮強度 (MPa) E_c : 割線剛性 ($\times 10^4$ MPa)

ϵ_0 : 最大圧縮強度時歪(%) $c\sigma_t$: 割裂引張強度 (MPa)

*1 (株)竹中工務店 (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)

2.2 荷重方法

試験体 No.2 は柱中央に 160 kN, 独立柱にそれぞれ 40 kN の圧縮軸力を加えた状態で, 面内方向に面内頂部変形角(面内頂部水平変位を高さ 2350mm で除した値) 4% まで正負交番荷重を行い 5% 押切で実験を終了した。

試験体 No.3 は柱中央に 160 kN の圧縮軸力を加え面外方向に面外頂部変形角(面外頂部水平変位を高さ 1530mm で除した値) 1.5% 変形した状態で, 面内方向に 3% まで正負交番荷重を行い 4% 押切で実験を終了した。面外方向頂部変形角 1.5% とは引張側柱主筋降伏時の変形角である。

2.3 実験結果

両試験体の水平力-面内頂部変形角関係を図-2 に示す。両試験体ともに頂部変形角 0.35% で柱 3 柱脚の全主筋が引張降伏し, 1% で梁主筋が曲げ降伏して最大耐力に到達した。最大耐力後は 2% までは急激な耐力低下がなく, 2% を超え引張側柱の脚部主筋が破断した(ブレース脚部での全体曲げ破壊)。面内荷重のみの試験体 No.2 よりも 2 方向荷重した試験体 No.3 の最大耐力, 変形性能共に乏しいことを確認した。

試験体 No.3 頂部変形角 +1% 時までに正方向荷重で生じたひび割れを図-3 に示した。引張側柱(柱 3)に輪切りのひび割れが多数発生し, 境界梁危険断面に曲げひび割れ後せん断ひび割れが発生した。最大耐力以降に圧縮側柱(柱 2)が圧壊しコンクリートが脱落した。

2.4 考察

2.4.1 二軸曲げの影響

二軸曲げの影響を最も受ける付帯柱脚部で考察するべきであるが, 両試験体とも頂部変形角 0.35% で全主筋が降伏し最大耐力時には脚部の変形が大きくなり正確なデータが計測できなかった。そこで 1 層中間部柱主筋の応力度分布(応力度は歪から Rambers-Osgood model を用いて求めた)を引張側柱は図-4, 圧縮側柱は図-5 に示した。縦軸に応力度(降伏応力度: 379MPa), 横軸に主筋位置番号を示す。主筋位置番号はグラフ内右上に示し, 3 番が二軸引張, 4 番が二軸圧縮を受ける位置にある。破線で面内荷重以前の面外頂部形角 1.5% 変形時の応力分布を示した。実線で面外頂部形角 1.5% を保持した状態で, 面内方向に頂部変形角 0.25%, 0.5%, 1.0%, 1.5% (圧縮側柱のみ) 変形時の応力状態を示した。

図-4 に示した引張側柱では, 面内頂部変形角 0.25% 時ですでに全主筋引張となった。二軸引張を受ける主筋 3 の引張応力が高く, 0.25% 時では主筋 4 の 2.5 倍の引張力を負担している。その後頂部変形角 1% 時に, 面内方向の力が卓越し面外方向荷重により圧縮(以下, 面外圧縮と記す)を受けていた主筋 4, 5, 6 の引張応力が増加し全主筋がほぼ均等に引張力を負担した。

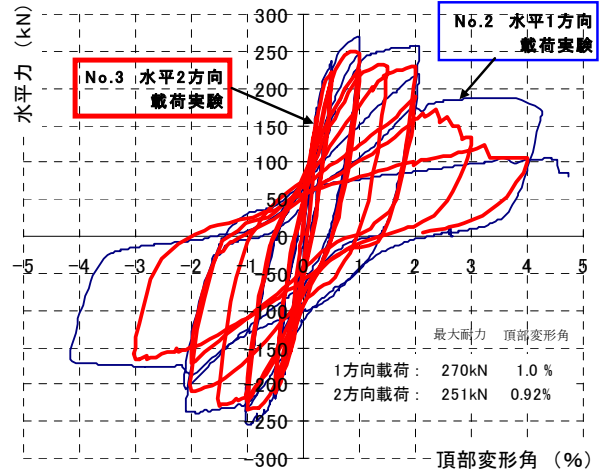


図-2 水平力-面内頂部変形角関係

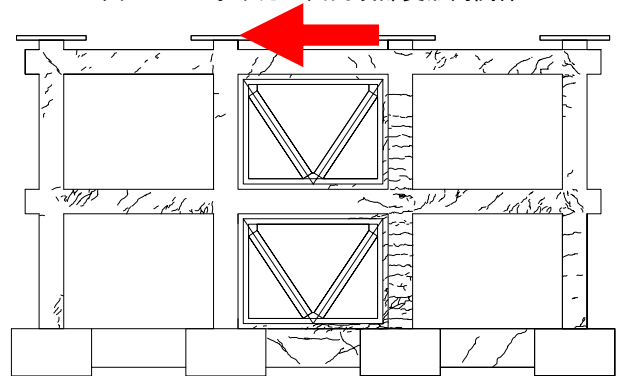


図-3 試験体 No. 3 ひび割れ状況

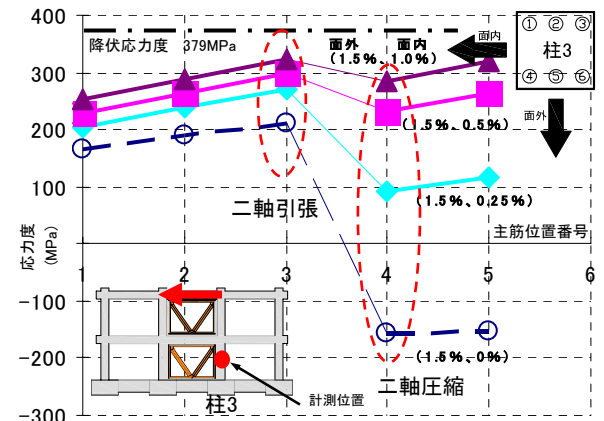


図-4 引張側柱主筋応力度分布

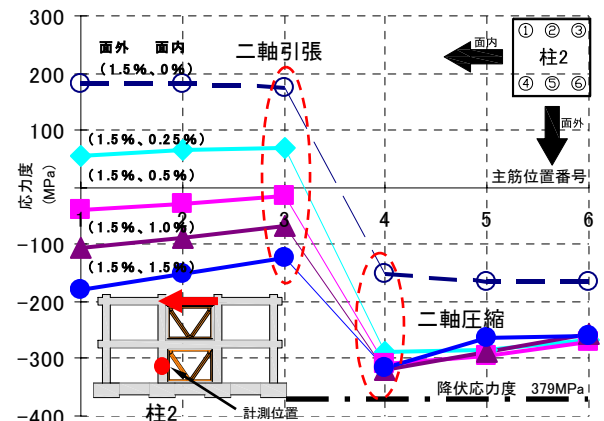


図-5 圧縮側柱主筋応力度分布

図-5 に示した圧縮側柱では、面内頂部変形角 0.5% 時に二軸引張を受ける主筋 3 が圧縮負担となり全主筋圧縮となった。面外圧縮を受けた主筋 4, 5, 6 は、0.25% 時に主筋 4 の応力度が 300MPa まで増加し、その後面内頂部変形角 1.5% まで応力度が一定であった。それに対し面外方向荷重により引張(以下、面外引張と記す)を受けた主筋 1, 2, 3 の応力度は面内荷重により引張から圧縮に転化し圧縮力が増加し続けた。

2.4.2 アンカー筋の応力状態

1 層ブレース脚部のアンカー筋 A9 と A10, アンカー筋 A11 と A12(図-7 左上参照)の応力度-頂部変形角関係が同様なため、アンカー筋 A11 と A10 のみを図-6 に示す。アンカー筋の引張力は降伏以前に最大に達し、以降は頂部変形角の増大とともに低下したことから、最大応力度の点で「抜け出し発生」と判断した。アンカー筋 A11 は+2 サイクルの 0.35% で柱 3 全主筋降伏後に剛性低下し、0.5%(240MPa)で抜け出した。またアンカー筋 A10 は 0.66%(100MPa)で抜け出した。

図-7 に+4 サイクル時の頂部変形角 0.47%, 0.57%, 0.66%, 0.83%, 0.92%のアンカー筋応力分布を示した。A12 と A11 は前の荷重サイクル(+3 サイクル)ですでに抜出している。0.47% 時には A12 が前の荷重サイクルで抜出したため A11 より応力低下したが他の 3 箇所では右上がりの傾向を示した。0.57% 時に A9 を含めてアンカー筋 4 本が引張力を負担した。0.66% 時に A11, 0.83% 時に A12 と A10 が応力低下し A9 の応力が上昇した。以上よりアンカー筋の抜出しは、付帯柱主筋の引張降伏後に端部から各個撃破的に発生したことを確認した。

3. 三次元有限要素解析

以降は非線形三次元 FEM 解析ソフトウェア FINAL⁵⁾⁶⁾により実験を再現する。圧縮を受ける柱 2 とブレース縦枠から成る断面における圧縮軸力を調べ、柱とブレース縦枠が負担する応力を検討することで、水平 2 方向単調荷重による水平耐力低下の影響を検討する。

3.1 試験体のモデル化

解析モデルおよび要素分割を図-8 に示す。解析モデルは試験体同様 2 層 3 スパンとし、荷重は水平 1 方向および水平 2 方向の単調荷重とした。解析は独立柱脚部および付帯柱脚部にあるスタブを固定し、水平 2 方向荷重モデルは軸力を中央に 160 kN 与えて面外方向に 1.5% 変形させた状態で面内頂部変形角 2% まで変形させる(以下、2 方向荷重と記す)。試験体 No.2 の材料強度で面内水平荷重のみを行なった(以下、1 方向荷重と記す)モデルを M2-1 とし、試験体 No.3 の材料強度で 2 方向荷重を行なったモデルを M3-2 とした。また試験体 No.3 の材料強度で 1 方向荷重を行なったモデルを M3-1 とした。

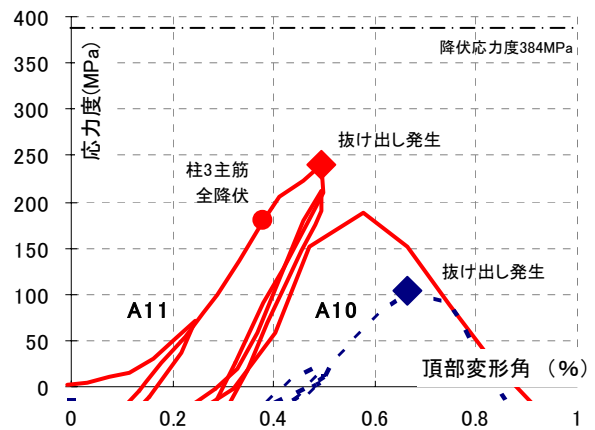


図-6 アンカー筋応力度-頂部変形角関係

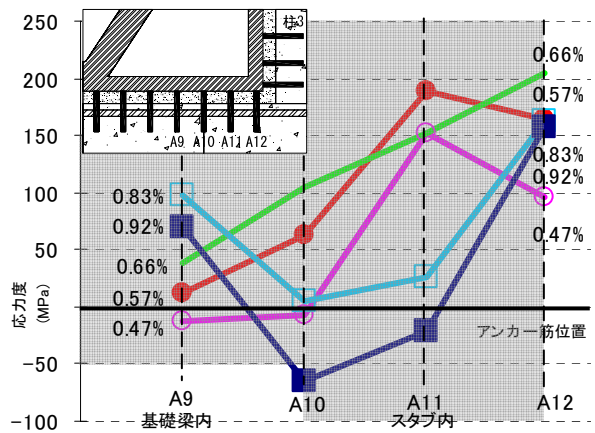


図-7 アンカー筋応力分布

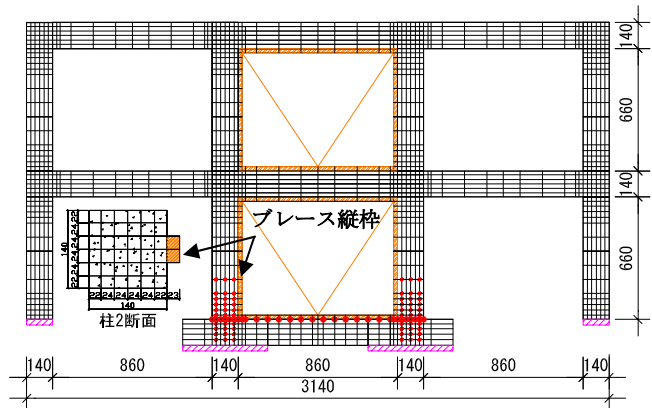


図-8 解析モデルおよび要素分割

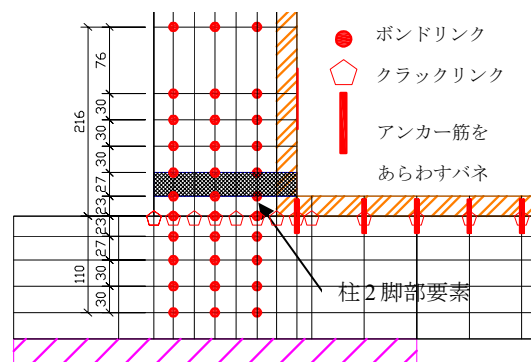


図-9 柱2脚部のモデル化詳細図

3.1.1 六面体要素と線材要素

コンクリートは六面体要素、主筋は線材として1本ずつモデル化し、せん断補強筋は六面体要素内に分布鉄筋としてモデル化を行った。柱は断面 140mm×140mm を36分割し、高さ 660mm を15分割した。梁は断面 140mm×90mm を24分割し、梁内法スパン 860mm を12分割した。ブレース斜材は、試験体同様の材料特性と断面形状を持つ線材に置換した。ブレース柱と間接接合部相当のコンクリート部分は、コンクリート断面積をヤング係数比で除して鉄骨断面に置換し、六面体要素とした。1層脚部のブレース横枠と基礎梁はアンカー筋位置に 3.1.4 で示すようなバネにより接合し、他のブレース横枠および縦枠はコンクリートと剛接合とした。

3.1.2 リンク要素

柱2脚部のモデル化詳細を図-9に示す。全体曲げ破壊で付帯柱脚部に大きなひび割れが発生するため危険断面にクラックリンクを設け、1層のブレース横枠底面と基礎梁の間にもクラックリンクを設けひび割れが開くようにした。柱2, 3は1層柱脚危険断面から上に216mm, 下に110mmの範囲にボンドリンクを設け鉄筋の抜け出しを表現した。付着モデルを図-10に示す。上昇域は Elmorssi⁴⁾らのモデルを用いた。付着強度およびそのときのすべり量は、著者らの鉄筋引き抜き試験の結果を参考に13MPaおよび0.19mmとした。

3.1.3 材料モデル

材料特性は表-1, 2で示した実験値を用いた。コンクリートと鋼材の材料モデルを図-10に示す。コンクリートの材料モデルは圧縮応力とひずみの関係は上昇域、軟化域ともに修正 Ahmad モデルとし、ひび割れ後の強度低減係数は長沼の提案式⁵⁾とし、三軸応力下の圧縮強度は Ottesen の4パラメータモデル⁶⁾とした。引張側のコンクリートモデルは引張強度まで線形とし、テンションステイニング特性は係数を0.4とした出雲らのモデル⁷⁾とした。鉄筋はバイリニアールモデルとした。

3.1.4 1層脚部アンカー筋のモデル化

アンカー筋の挙動を正確に再現するために、実験におけるアンカー筋の応力と抜け出し量(ブレース横枠の浮き上がりを変位計で計測し、アンカー筋の位置で線形補完し求めた値)の関係よりモデル化した。アンカー筋の応力と抜け出し量関係を図-11に示す。端部に設置されたアンカー筋は最大応力時に250MPaで2mm抜け出し、中央に設置されたアンカー筋は最大値が100MPaで2mm抜け出すとした。その後5mm抜け出した時点で応力が喪失するトリリニアールモデルとした。アンカー筋は図-11に示す関係を持つバネに置換し、ブレース横枠と直下のコンクリートを接続した。

3.2 解析結果

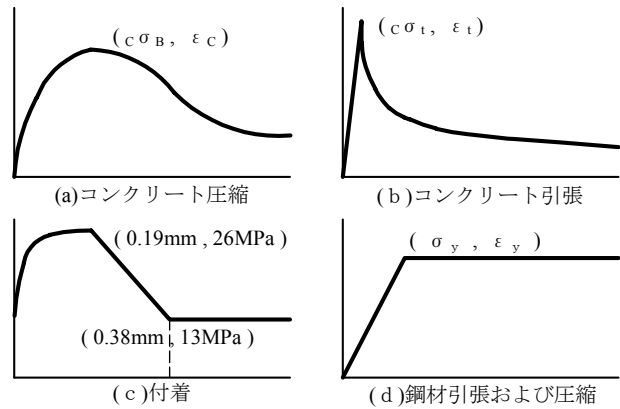


図-10 材料モデル

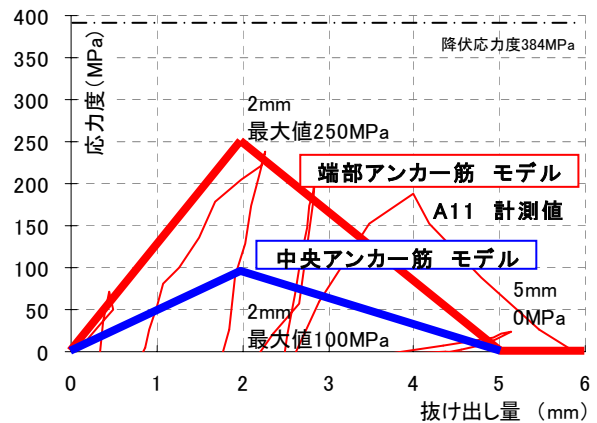


図-11 アンカー筋のモデル

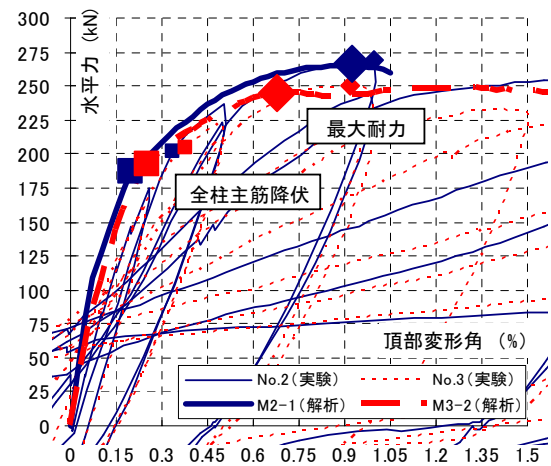


図-12 実験値と解析値の比較

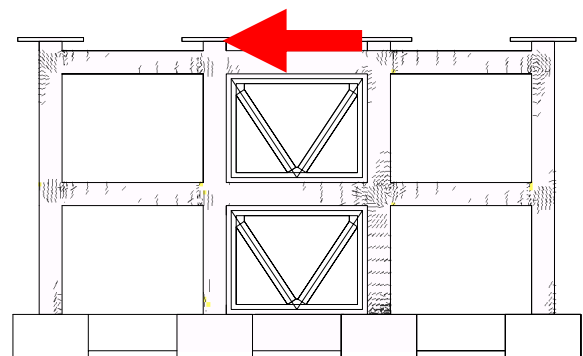


図-13 解析モデル M3-2 ひび割れ状況

3.2.1 荷重変形関係

図-12に単調荷重を行った解析モデル M2-1 と M3-2 の荷重変形関係を太線で示し、細線で実験結果の履歴を示した。実験値と解析値を比較すると、解析の初期剛性が高いため引張側柱全主筋降伏が解析では実験時頂部変形角の 2/3 程度で発生した。最大耐力は実験同様に連層鉄骨ブレースを含む中央フレームに接続する境界梁主筋の降伏とほぼ同時に生じた。M3-2 は最大耐力時の頂部変形角に差はあるが、耐力は一致した。このモデルによって 1 方向載荷および 2 方向載荷ともに実験同様の破壊形式と最大耐力を適切に再現できた。

3.2.2 ひび割れ状況

M3-2 の 0.7%最大耐力時ひび割れ状況を図-13 に示す。試験体 No.3 の正方向で生じたひび割れ図(図-3)と比較をすると、解析でも引張側柱に輪切りのひび割れが発生し、境界梁に曲げひび割れが発生した。このモデルは全体曲げ破壊のひび割れ状況を妥当に評価できた。

3.3 考察

M2-1 と M3-2 では材料強度に差があるために、今後は 2 軸曲げの影響を M3-1(試験体 No3 をモデル化し 1 方向載荷したモデル)および M3-2(同じく 2 方向載荷したモデル)の解析結果から検討する。

3.3.1 二軸曲げの影響

両モデルの解析より得られた水平力-頂部変形角関係を図-14 に示す。両モデルとも柱主筋は同耐力で全て降伏した。1 方向載荷を行なった M3-1 は頂部変形角 0.98%(278 k N)で全体曲げ破壊し最大耐力となった。その後全梁主筋降伏した頂部変形角 1.2%で耐力が 5%低下した。2 方向載荷を行なった M3-2 は頂部変形角 0.7%(246 k N)で全体曲げ破壊し最大耐力となり以後耐力を保持した。2 方向載荷モデル M3-2 の最大耐力は 1 方向載荷モデル M3-1 より 12%小さかった。

3.3.2 付帯柱およびブレース脚部の応力状態

両モデルの頂部変形角 0.25%、0.7%、0.98%時の柱 2 脚部要素(図-9 に示す)の歪コンター図を図-15 に示す。コンクリートは修正 Ahmad モデルを用いたので、歪 0.22%で 37MPa の最大応力となり、歪 0.5%で 40%程度の応力度に低下し、その後 10%程度の応力度に低下した。

頂部変形角 0.25%(引張側柱主筋が全降伏)において、M3-1 は断面の左側半分が圧縮領域となり、均等に圧縮力を負担した。M3-2 は圧縮領域と引張領域の境界が斜めであるが圧縮領域は断面の半分となった。二軸圧縮を受ける南西隅角部から 30mm 程度の範囲が軟化域に達した。

M3-2 の最大耐力時(頂部変形角 0.7%)において、M3-2 は二軸曲げを受ける断面隅角部と面外力を受ける南側が軟化域に達し、鉄骨ブレース縦枠も圧縮を受けた。M3-1 の圧縮領域の歪は増えているが 0.25%同様に柱断

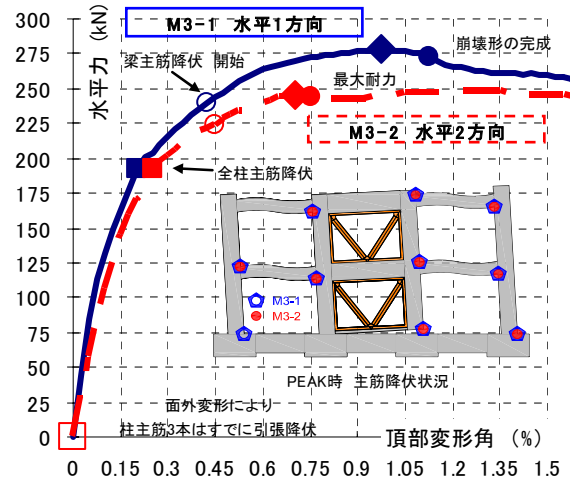
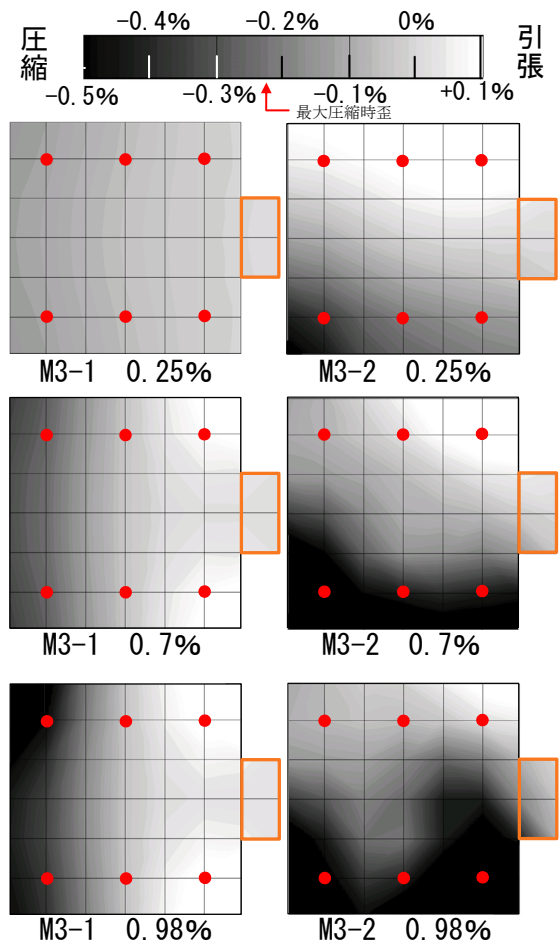


図-14 水平力-頂部変形角関係



(a) 1 方向載荷 (b) 2 方向載荷
図-15 柱 2 脚部要素の歪コンター図

表-3 圧縮領域

	① 柱	② 柱+ブレース	③ 全断面
M3-1			
M3-2			

面の半分が圧縮負担した。

M3-1 の最大耐力時（頂部変形角 0.98%）において、断面左側が軟化域に達したが圧縮領域は増加していない。M3-2 は断面の半分程度が軟化域に達し、柱全面とブレース縦枠全面でほぼ均等に応力を負担した。

3.3.3 付帯柱およびブレース縦枠の圧縮軸力負担推移

圧縮側の付帯柱 2 および接合されているブレース縦枠の圧縮軸力を図-16, 17 に示す。付帯柱の圧縮軸力負担はコンクリートと鉄筋に分けて示した。付帯柱とブレース縦枠が負担する圧縮軸力の和(以下、合計圧縮軸力と記す)を実線で示した。断面の圧縮領域分布の推移を表-3 に示す。①は柱のみ、②は柱およびブレース縦枠の一部、③は柱およびブレース縦枠の全部、で圧縮軸力を負担することを現し、各範囲を図-16, 17 に示した。両モデルとも合計圧縮軸力最大時の変形角がフレームの最大水平耐力時変形角とほぼ一致した。M3-2 はコンクリート断面の軟化域が拡大し圧縮軸力を負担できなくなったため、最大水平耐力時のコンクリート負担圧縮力が M3-1 の 72%に低下し、合計圧縮軸力が 89%に低下した。

最大耐力以降の耐力低下は、以下に示す理由から M3-1 よりも M3-2 が緩やかである。M3-1 は断面の圧縮領域と引張領域の境界が面内加力軸に対して垂直なため、柱断面が全圧縮になった後にブレース縦枠が圧縮力を負担する。一方、M3-2 は圧縮領域と引張領域の境界が斜めなため、柱断面の 3/4 程度圧縮負担した時期からブレース縦枠が負担を開始するため急激な応力低下が生じない。

4. 結論

連層鉄骨ブレースで補強された 2 層 3 スパンの RC 平面骨組に水平 1 方向および水平 2 方向載荷した実験・解析ではいずれも、連層鉄骨ブレースと RC 付帯柱からなる部分骨組が全体曲げ破壊したが、2 方向載荷時の最大水平耐力は 1 方向載荷時よりも 10%程度低下した。これは以下のように、水平 2 方向載荷時に二軸曲げを受ける RC 付帯柱の脚部性状に起因することを示した。なおここでの水平 2 方向載荷とは面外頂部変形角 1.5%の変形を保持した状態で、面内に実験では正負交番載荷、FEM 解析では単調載荷したものを指しています。

(1) 水平 2 方向載荷した実験では、引張側付帯柱は頂部変形角 0.5%以降に全体曲げの卓越により全主筋が均等に引張力を負担した。これに対して圧縮側付帯柱の主筋では最大耐力後の頂部変形角 1.5%においても面外引張および面外圧縮を受ける主筋の負担圧縮力に 50%程度の差異が見られたことから、全体曲げを受ける圧縮側付帯柱では水平耐力の低下に至るまで二軸曲げの影響が顕著であった。

(2) 水平 1 方向載荷した FEM 解析では頂部変形角 1%

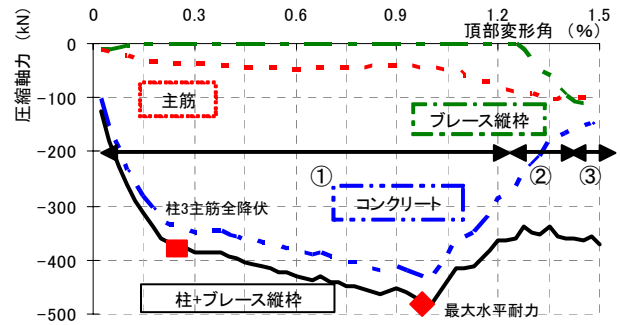


図-16 M3-1 圧縮軸力負担の推移

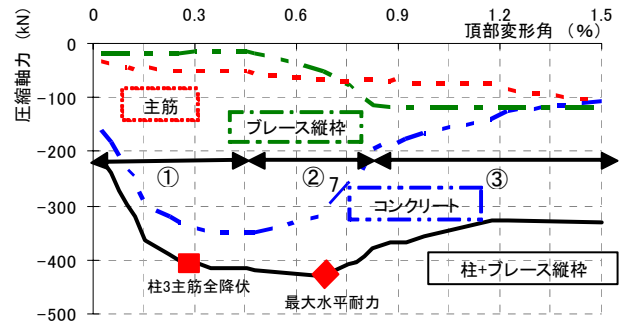


図-17 M3-2 圧縮軸力負担の推移

で圧縮側付帯柱脚部のコンクリートが圧壊して軟化域に達したのに対して、2 方向載荷では引張側付帯柱の全主筋が降伏した 0.25%時に断面隅角部のコンクリートが圧壊した。2 方向載荷により付帯柱脚部コンクリートの軟化が早期に生じたため、最大水平耐力時のコンクリート負担圧縮軸力は 1 方向載荷時の 72%にとどまった。

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)によって実施した。

参考文献

- 1) 佐藤照祥, 北山和宏ほか: 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, pp.1339-1344, 2004.7
- 2) 中沼弘貴, 北山和宏, 田島祐之, 森田真司: 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, コンクリート工学年次論文報告集, pp.175-180, 2007.7
- 3) 中沼弘貴, 北山和宏, 林秀樹: 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その 1 およびその 2, 日本建築学会大会学術講演梗概集(九州), pp.483-486, 2007.8
- 4) Elmorisi, M., Kianoush, M.R. and Tso, W.K.: Modeling bond-slip deformations in reinforced concrete beam-column joints, Canadian Journal of Civil Engineering, Vol.27, pp.490-505, 2000.
- 5) 長沼一洋: 鉄筋コンクリート壁状構造物の非線形解析手法に関する研究(その 1), 日本建築学会構造系論文集, 第 421 号, pp.39-48, 1991.3
- 6) 長沼一洋: 三軸圧縮下のコンクリートの応力~ひずみ関係, 日本建築学会構造系論文集, 第 474 号, pp.163-170, 1995.8
- 7) 出雲淳一ほか: 面内力を受ける鉄筋コンクリート板要素の解析モデル, コンクリート工学論文, No.87.9-1, pp.107-120, 1987.9