

論文 既存鉄筋コンクリート造建築物に分散配置された鉄骨枠付きブレースの補強効果に関する実験的研究

大西 歩^{*1}・勅使川原 正臣^{*2}・田子 茂^{*3}・中村 聡宏^{*4}

要旨：既存鉄筋コンクリート造建築物に鉄骨枠付きブレース（以下、ブレース）を用いた補強を施す場合には、せん断成分を卓越させ補強効果を高める観点からブレースを市松状に配置して補強すること（以下、分散配置）が検討されている。本研究では、分散配置が既存柱・梁接合部、梁にどのような影響を与えるのかを明らかにするため、ブレースの軸耐力と梁主筋量をパラメータとし、2層2スパンの構造実験を行った。梁に圧縮軸力が作用する場合、ブレース軸耐力による違いが確認された。梁に引張軸力が作用する方向では、梁主筋量の少ない試験体で梁主筋が引張軸降伏し、ブレースは耐力を発揮できなかった。

キーワード：鉄骨枠付きブレース、分散配置、柱・梁接合部、耐震補強

1. はじめに

既存鉄筋コンクリート造（以下、RC造）建築物に鉄骨枠付きブレースを用いた耐震補強を施す場合には、空間を有効に利用でき、せん断成分を卓越させて補強効果が高めることが可能であることから、鉄骨枠付きブレースを千鳥状に配置して補強すること（以下、分散配置）が検討されている。筆者ら¹⁾の研究で、分散配置は連層配置に対し変形制限、第2次診断の適用性という点で優れていることが明らかとなった。しかし、分散配置とした場合、基礎まで力を伝達する際に既存建物の柱・梁接合部が破壊する可能性があり、解析と同様の補強効果が得られるのかどうか不明確であった。

本研究では、分散配置が既存建物の柱・梁接合部、梁にどのような影響を与えるのかを明らかにするため、2層2スパンの構造実験を行った。

2. 試験体概要

2.1 試験体概要

2層2スパンのRC造骨組に対して千鳥状にブレースを配した試験体を製作した。縮尺は3分の1とし、3体製作した。試験体は点対象であるため、3体の試験体配筋図を図-1に合わせて示す。また、試験体部材断面を図-2、試験体諸元を表-1に示す。材料特性の一覧を表-2、表-3に示す。柱は曲げ降伏が先行するように高強度せん断補強筋を用いた。また、柱・梁接合部及び梁主筋の引張軸降伏、ブレース材の軸降伏以外の破壊を防ぐため、試験体のせん断補強筋量を多くした。柱・梁接合部内のせん断補強筋はD6を用いた。ブレースの斜材は2L-30

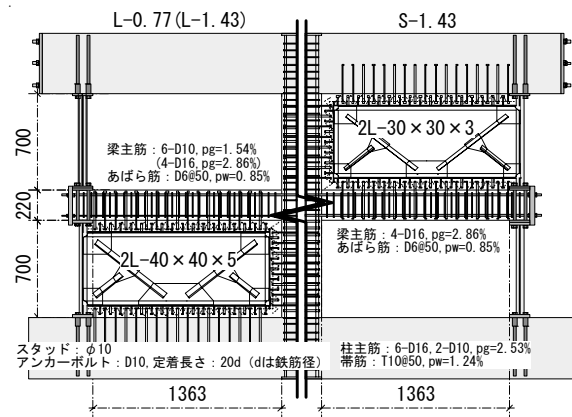


図-1 試験体配筋図

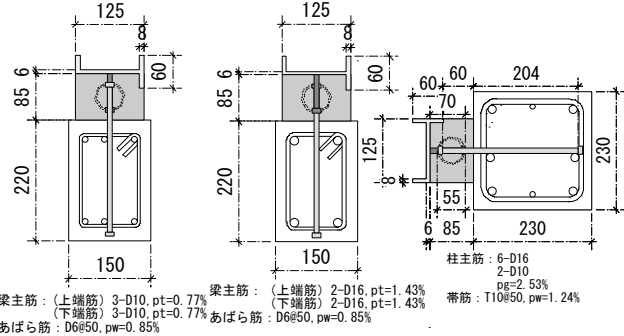


図-2 試験体部材断面

表-1 試験体諸元

試験体名		L-0.77	L-1.43	S-1.43	
既存部	柱	主筋 6-D16, 2-D10 (2.53%)			
	柱梁接合部	帯筋 T10@50 (1.24%)			
	梁	帯筋 D10@50			
		主筋	上端 3-D10 (0.77%) 下端 3-D10 (0.77%)	2-D16 (1.43%) 2-D16 (1.43%)	2-D16 (1.43%) 2-D16 (1.43%)
補強部	鉄骨ブレース材	2L-40 × 40 × 5	2L-40 × 40 × 5	2L-30 × 30 × 3	
	鉄骨枠材	H-125 × 60 × 6 × 8			
	間接接合部	スタッド	φ10@75		
		アンカーボルト	D10@75		
		スパイラル筋	D6@40		
鉄骨柱	H-125 × 60 × 6 × 8				

*1 名古屋大学大学院 環境学研究科 都市環境学専攻 大学院生（学生会員）

*2 名古屋大学大学院 環境学研究科 教授 工博（独立行政法人建築研究所 客員研究員）（正会員）

*3 名古屋大学大学院 環境学研究科 都市環境学専攻 大学院生（非会員）

*4 名古屋大学大学院 環境学研究科 助教 博士（工学）（正会員）

×30×3 (以下, S) 及び 2L-40×40×5 (以下, L) とし、鉄骨柱は H-125×60×6×8 を用いた。RC 躯体とブレースの間接接合部にはφ10の頭付きスタッド(柱側:7本, 梁・スタブ側:17本)とD10の両頭付きアンカーボルト(柱側:8本, 梁・スタブ:17本)を75ピッチで配した。また、スパイラル筋(D6)を40ピッチで配し、無収縮モルタルを充填した。アンカーボルトは、通常用いられるあと施工アンカーではなく、定着長さ20d(dは鉄筋径)とした両頭付きアンカーボルトとした。破壊形式として、既存部と補強部の間接接合部では破壊させないことを想定しており、コンクリートを1回打ちとするためである。両頭付きアンカーボルト, スタッドの本数は2001年改訂版既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断・改修設計指針(以下, 耐震診断)²⁾により、ブレース耐力を上回るように設計した。鉄骨柱は降伏させないことを想定し、H-125×60×6×8を用いた。試験体はブレース耐力及び梁主筋量をパラメータとし、試験体名は(ブレース名称)ー(梁の引張鉄筋比)とした。

2.2 加力方法

加力装置図を図-3に示す。加力形式は片持ち梁形式の正負交番载荷とした。加力サイクルは変形角(上下スタブ間の相対変位と内法高さ(1620mm)の比)制御とし、変形角 R=1/2000, 1/1000, 1/750, 1/500, 1/250, 1/150, 1/125, 1/100, 1/75, 1/50, 1/33の各サイクルを複数回繰り返した。

2.3 部材耐力

ブレースを千鳥状に補強した RC 造骨組の柱・梁接合部に作用する水平応力は、柱のせん断力、梁の曲げモーメントによる偶力に加えて、ブレースの水平力の伝達によって生じる梁の軸力、柱のパンチングシアの4つがある(図-4)。正載荷では、ブレースの軸力の水平成分が梁に圧縮軸力として作用する(図-5, a)。ブレース耐力が大きくなると、梁の軸力が大きくなり、梁の曲げ強度が上昇することで、柱・梁接合部への入力せん断力が大きくなるため、柱・梁接合部破壊の可能性がある¹⁾。また、負載荷では、ブレースの軸力の水平成分が梁に引張軸力として作用し、梁が引張軸降伏する可能性がある(図-5, b)。

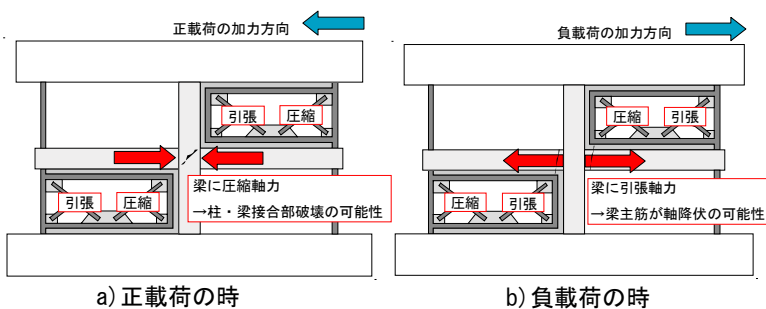


図-5 荷重方向と梁の軸力の方向(概念図)

梁に圧縮軸力が作用する場合(正載荷)に関して、水平成分の釣合より柱・梁接合部の作用せん断力を算出した。柱・梁接合部の作用せん断力と柱梁接合部強度を表-4に示す。柱・梁接合部に作用する水平応力として図-4のような応力状態を仮定し、柱・梁接合部の作用せん断力を算定した。この時、引張鉄筋は降伏していると仮定し、梁の曲げモーメントを水平力に変換した。柱のせん断力と梁の曲げモーメントには相間をもたせた。柱・梁

表-2 コンクリート及びグラウト材の材料特性

種別		圧縮強度 [N/mm ²]	割裂強度 [N/mm ²]	ヤング係数 [×10 ⁴ N/mm ²]
コンクリート	L-0.77	20.8	2.03	2.17
	L-1.43	19.0	1.91	1.95
	S-1.43	21.3	2.16	1.92
無収縮モルタル		71.2	4.20	2.49

表-3 鋼材の材料特性

種別		降伏強度 [N/mm ²]	引張強度 [N/mm ²]	ヤング係数 [×10 ⁵ N/mm ²]	
鉄筋	D6	SD295	445.9	536.0	1.75
	D10	SD345	376.8	532.7	1.89
	D16		371.7	551.2	1.84
	T10	SPR785	819.6	1015.1	2.04
鉄骨	H-125×60×6×8	SS400	374.5	459.2	1.91
	2L-30×30×3		400.0	480.0	
	2L-40×40×5		354.0	461.0	
頭付きスタッド	φ10	SS400相当	323.5	427.4	1.90
アンカーボルト	D10	SD345	376.8	532.7	1.89

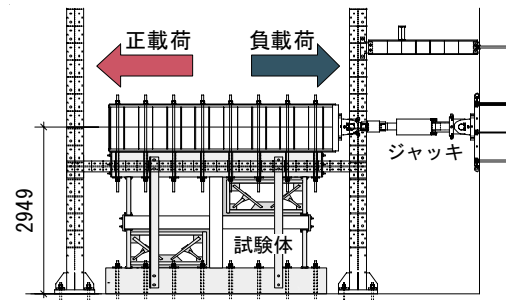


図-3 加力装置図

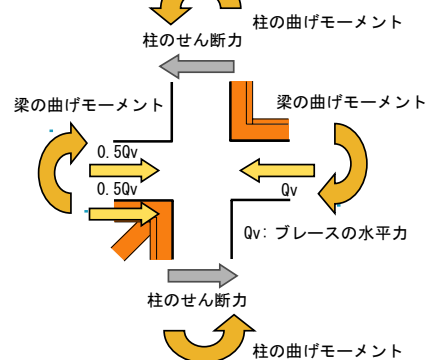


図-4 柱・梁接合部応力図

表-4 柱・梁接合部作用せん断力と強度

	L-0.77	L-1.43	S-1.43
Q_{ju} [kN]	248.7	233.4	252.8
Q_j [kN]	214.9	342.6	288.1
Q_j/Q_{ju}	0.86	1.47	1.14

凡例 Q_{ju} : 柱・梁接合部強度

Q_j : 柱・梁接合部作用せん断力

色つき: $Q_j/Q_{ju} \geq 1.0$

接合部強度は靱性保証型耐震設計指針³⁾によった。結果、L-1.43, S-1.43において、柱・梁接合部破壊となった。

梁の曲げ強度には軸力を考慮した式(1)、式(2)を用いた。ここで、図-4の応力状態を想定しており、ブレースの水平成分が梁の軸力として作用すると仮定するため、ブレース材の水平耐力、またはその半分を軸力として用いた。

$$0.4bDF_c \geq N \geq 0 \text{ のとき} \\ {}_bM_g = 0.8a_s\sigma_y D + 0.5ND \left(1 - \frac{N}{bDF_c} \right) \quad (1)$$

$$N_{\max} \geq N > 0.4bDF_c \text{ のとき} \\ {}_bM_g = \left\{ 0.8a_s\sigma_y D + 0.12bD^2 F_c \right\} \left(\frac{N_{\max} - N}{N_{\max} - 0.4bDF_c} \right) \quad (2)$$

記号は参考文献2)を参照のこと。

柱のせん断強度は溶接閉鎖型高強度せん断補強筋とし、鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説⁴⁾に基づき、算出した。また、梁の曲げ強度、柱のせん断強度以外の部材強度は2007年版建築物の構造関係技術基準解説書⁵⁾、補強部は耐震診断²⁾によった。

2.4 予備計算

補強架構耐力は次の4つの破壊形式のうち最小値とした。

(A) ブレース降伏 ${}_sQ_{su1}$

$${}_sQ_{su1} = {}_sQ_v + Q_c \quad (3)$$

(B) 既存部と補強部の接合部が破壊する場合(以下、間接接合部破壊) ${}_sQ_{su2}$

$${}_sQ_{su2} = \min(Q_j + Q_c, {}_jQ_v + {}_pQ_c) \quad (4)$$

(C) 柱・梁接合部破壊 ${}_sQ_{su3}$

$${}_sQ_{su3} = {}_jQ_v + Q_c \quad (5)$$

(D) 梁主筋が引張軸降伏 ${}_sQ_{su4}$

$${}_sQ_{su4} = {}_gN_t + Q_c \quad (6)$$

ここで、 ${}_sQ_v$: ブレースの水平耐力、 Q_c : 柱のせん断強度($\min(Q_{mb}, Q_{su})$)、 Q_j : アンカーボルトもしくはスタッドのせん断耐力、 ${}_pQ_c$: アンカーボルトもしくはスタッドのパンチングシア耐力、 ${}_jQ_v$: 柱・梁接合部破壊時のブレース負担力、 ${}_gN_t$: 梁主筋の引張軸耐力である。

架構耐力一覧を表-5に示す。表-4、表-5より、L-0.77では、正載荷で柱・梁接合部破壊は生じず、間接接合部破壊となった。また、負載荷では梁主筋が引張軸降伏する想定となった。L-1.43では、正載荷で柱・梁接合部破

壊となった。また、負載荷では梁主筋が引張軸降伏する架構耐力が396.1[kN]、間接接合部破壊が生じる架構耐力が394.1[kN]となり、わずかな差で間接接合部破壊となった。S-1.43では、正載荷で柱・梁接合部破壊となった。また、負載荷ではブレース降伏となった。ただし、鉄骨材の材料試験値が規格値に対して大幅に大きな値であったため、L-0.77(正載荷)、L-1.43(負載荷)において、ブレース降伏から間接接合部破壊へと想定破壊形式が変わった。

3. 実験結果

各試験体の水平荷重とスタブ間の変形角関係を図-6に、ひびわれ図を図-7に示す。鉄骨柱は全ての試験体において降伏しておらず、弾性範囲内の挙動を示した。

3.1 L-0.77 試験体実験結果

3.1.1 正載荷

変形角1/150rad.で1層ブレース材(B3)が圧縮軸降伏後、変形角1/75rad.で全てのブレース材が降伏(B1:圧縮, B2, B4:引張)した。また、変形角1/75rad.で梁主筋が圧縮降伏(G6)し、変形角1/33rad.(2回目)において、かぶりコンクリートが剥落、梁主筋(G3)が座屈して耐力が低下した。最大荷重は549.7[kN]となり、破壊形式はブレース降伏となった。

3.1.2 負載荷

変形角1/500rad.で梁フェイス位置の梁主筋(G2, G3, G7, G8)が全て引張軸降伏した。変形角1/33rad.(2回目)で引張側の梁主筋(G7)が破断し、耐力が低下した。最大荷重は308.8[kN]となり、破壊形式は梁主筋の引張軸降伏となった。

3.2 L-1.43 試験体実験結果

3.2.1 正載荷

変形角1/75rad.で1層ブレース材(B1, B4)が引張降伏し、変形角1/50rad.で1層柱がせん断破壊した。最大荷重は557.8[kN]となり、破壊形式はブレース降伏後、柱がせん断破壊となった。柱・梁接合部破壊を想定していた試験体であったが、柱・梁接合部にはほとんどひびわれが生じなかった。

3.2.2 負載荷

変形角1/150rad.で1層ブレース材(B3)と梁フェイス位置の梁主筋(G2, G3, G7, G8)がほぼ同時に引張降

表-5 架構耐力一覧

	L-0.77		L-1.43		S-1.43	
	正載荷	負載荷	正載荷	負載荷	正載荷	負載荷
Q_{su1} : ブレース降伏	456.1(362.3)	456.1(362.3)	456.1(362.3)	456.1(362.3)	283.6(221.0)	283.6(221.0)
Q_{su2} : 間接接合部破壊	409.3(420.8)	409.3(420.8)	394.1(420.8)	394.1(420.8)	408.9(420.8)	408.9(420.8)
Q_{su3} : 柱・梁接合部破壊	477.1		175.8		214.6	
Q_{su4} : 梁主筋が引張軸降伏		260.7(264.3)		396.1(405)		396.1(405)
	間接接合部破壊	梁主筋が引張軸降伏	柱・梁接合部破壊	間接接合部破壊	柱・梁接合部破壊	ブレース降伏

数値: 材料試験値を使用した値(規格値を使用した値)、色つき: 想定破壊形式及び耐力

凡例 ● : ブレース降伏, ■ : 柱主筋降伏, ▲ : 梁主筋降伏, ◆ : 最大耐力

実線 : 予備計算時の架構耐力, 破線 : 修正後の架構耐力

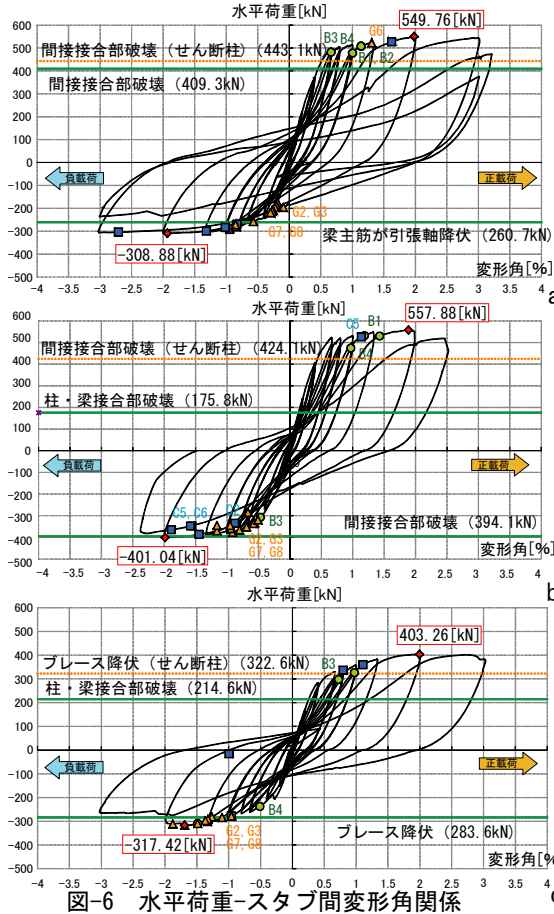


図-6 水平荷重-スタブ間変形角関係

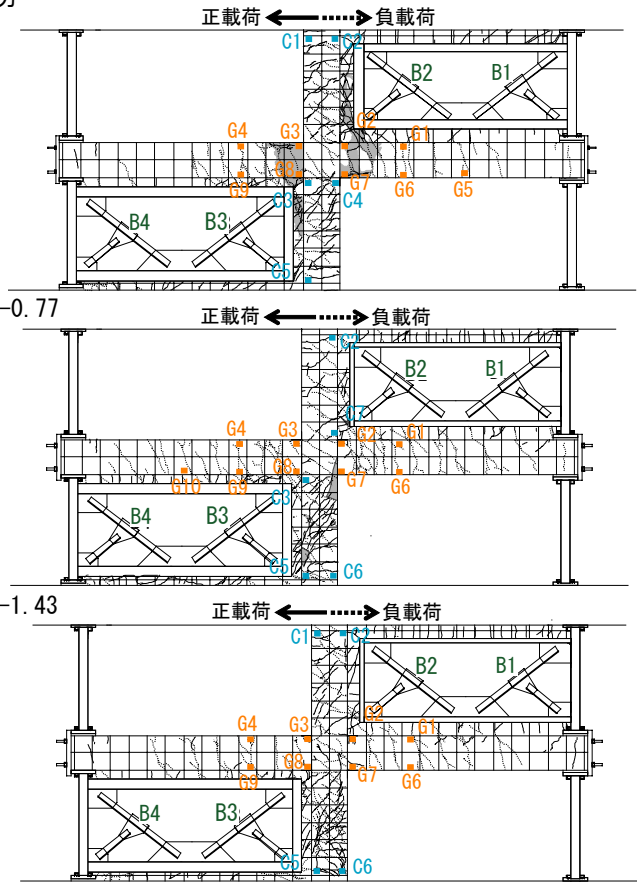


図-7 ひびわれ図

伏した。変形角 1/50rad.で 2 層柱頭 (C2), 1 層柱脚(C5, C6)の柱主筋が引張降伏した。最大荷重は 401.0[kN]となり、破壊形式はブレース降伏となった。

3.3 S-1.43 試験体実験結果

3.3.1 正載荷

変形角 1/50rad.で 1 層ブレース材(B3)が座屈し、変形角 1/33rad.で 1 層柱がせん断破壊となった。最大荷重は 403.2[kN]となり、破壊形式はブレース降伏後、柱がせん断破壊となった。柱・梁接合部にはほとんどひびわれが生じなかった。

3.3.2 負載荷

変形 1/50rad.でブレース材 (B4) が座屈後、1/100~1/50rad.で梁フェイス位置の梁主筋 (G2, G3, G7, G8) が引張降伏した。最大荷重は 317.4[kN]となり、破壊形式はブレース降伏となった。

4. 考察

4.1 包絡線の比較

包絡線の比較を図-8 に示す。

4.4.1 正載荷

梁主筋量による挙動の違いは確認されなかった。プレ

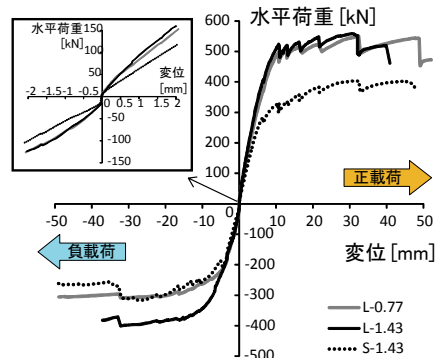


図-8 包絡線の比較

ース耐力が大きな試験体 L-0.77, L-1.43 では、ブレース耐力が小さな試験体 S-1.43 に対して、L と S のブレース耐力の差 (172.5kN) の 9 割程度、最大荷重が大きくなった。

4.4.2 負載荷

梁主筋量が多い試験体 L-1.43 では、梁主筋量が少ない試験体 L-0.77 に比べて、梁主筋量分の耐力差 (135.4kN) の 7 割程度、最大荷重が大きくなった。ブレース耐力の大きい試験体 L-1.43 では、ブレース耐力の小さい試験体 S-1.43 に対して、L と S のブレース耐力の差 (172.5kN) の 5 割程度しか、最大荷重が大きくならなかった。負載荷ではブレース耐力が大きい試験体 L-0.77, L-1.43 では、

梁主筋が早い段階で引張軸降伏するため、ブレースが耐力を發揮することができなかった。

4.2 柱・梁接合部破壊の評価

正載荷において、L-1.43 と S-1.43 は柱・梁接合部破壊が想定されていたが、ともに柱・梁接合部破壊は生じなかった。ここで、柱・梁接合部の応力状態を要素実験の結果⁶⁾を用いて図-9のように仮定し、再計算を行った。柱・梁作用せん断力と柱・梁接合部強度を表-6に示す。この時、ブレース端が柱・梁接合部に接続されている場合(1階ブレース RC 柱側)、梁へ伝達されるブレースの水平力は33%とし、ブレース端が鉄骨柱に接続されている側及び、ブレース端が柱・梁接合部に接続されていない場合(2層ブレース RC 柱側)、梁へ伝達されるブレースの水平力は50%とした。再計算を行った結果、全ての試験体において、柱・梁接合部破壊は生じないという判定となった。

実験において、想定と異なった原因として、①想定していた応力状態が違っていたこと②実験では全断面圧縮となっているため、引張鉄筋に引張力が生じていなかったことが考えられる。今後、柱・梁接合部の作用せん断力の算出に関して検討が必要である。

4.3 破壊形式の評価

4.3.1 柱と梁の曲率分布

試験体 L-0.77 の変形角 1/500rad. と梁主筋が降伏直前の柱と梁の曲率分布を図-10に示す。全ての試験体において、図-10のように梁の曲げ戻しが小さく、柱が通し柱のような挙動をしていることが確認された。これはスタブが梁に対して剛比が大きく、反曲点が梁側に偏ったためであると考えられる。そのため、1層柱脚、2層柱頭で大きな曲げモーメントが生じている。予備計算では反曲点を階高の中心にとっていたが、実験結果より、反曲点が梁側に偏っていることが確認されたため、柱のせん断

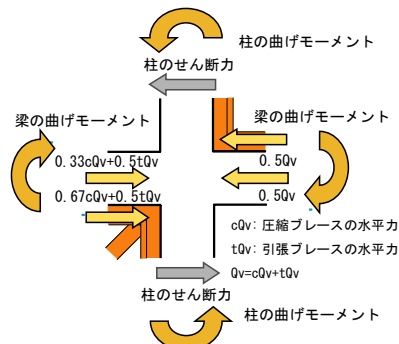


図-9 柱・梁接合部応力図(要素実験結果)
表-6 柱・梁接合部作用せん断力と強度

	L-0.77	L-1.43	S-1.43
Q_{ju} [kN]	248.7	233.4	252.8
Q_j [kN]	50.2	161.4	183.2
Q_j/Q_{ju}	0.20	0.69	0.72

凡例 Q_{ju} : 柱・梁接合部強度
 Q_j : 柱・梁接合部作用せん断力

強度を算出する際には考慮する必要がある。実験結果より反曲点が梁側に偏っており、鉄骨柱の影響が考えられるため、鉄骨柱梁のウェブ芯位置を柱の反曲点とし、柱フェイス位置から間接接合部のクリアランス 85mm 下方と仮定する。また、1層でせん断破壊しており、1層柱脚に大きな曲げモーメントが生じていることから、1層の破壊が支配的であると考えられる。

4.3.2 柱の耐力と破壊形式

実験の水平荷重からブレースの水平力(ブレースの軸歪より算出)を差し引いたものを柱のせん断力とし、図-10に合わせて示す。予備計算時の柱のせん断強度は100.2[kN]であり、柱がせん断破壊した L-1.43 において、柱は予備計算時のせん断強度以上のせん断力を保有していることが確認された。

そこで、柱のせん断強度を算出する際に、鉄骨柱も曲げ強度に影響すると仮定して、曲げ終局強度を算定する。4.3.1 より、1層の破壊が支配的であることから、1層の柱の強度を算定する。ただし、鉄骨柱に引張力が作用する場合(負載荷)では、モルタルは引張力を負担しないため、柱断面のみで計算した柱のせん断強度を用いて架構耐力を算出するものとし、鉄骨柱に圧縮力が作用する場合(正載荷)のみ再計算を行う。

曲げ強度に影響する対象断面を図-11のように仮定する。曲げ終局強度は完全塑性理論による解析法²⁾を用い、式(7)、式(8)より算出する。中立軸位置を鉄骨柱位置、モルタル中、コンクリート中で場合分けをし、式(8)を用いて計算をおこなった結果、中立軸は鉄骨柱位置となった。

$$M_u = \sum_{j=1}^n (a_{ij} \cdot \sigma_{yi} \cdot j_i) \quad (7)$$

$$A_{cc} = \frac{\sum_{j=1}^n (a_{ij} \cdot \sigma_y)}{\sigma_i} \quad (8)$$

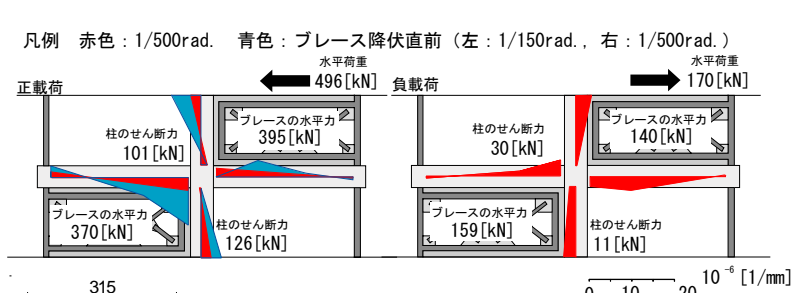


図-10 柱と梁の曲率分布(L-0.77)

表-7 柱の強度一覧

	鉄骨柱を考慮(h_0 =階高)		柱断面のみ(h_0 =階高/2)		
	M_u [kN·m]	Q_{mu} [kN]	M_u [kN·m]	Q_{mu} [kN]	Q_{su} [kN]
L-0.77	99.5	161.8	35.1	100.2	134.0
L-1.43	99.5	161.8	35.1	100.2	130.2
S-1.43	99.5	161.8	35.1	100.2	139.2

M_u : 曲げ強度, Q_{mu} : 曲げ強度時せん断力, Q_{su} : せん断強度

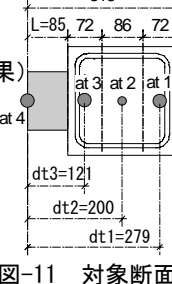


図-11 対象断面

表-8 破壊形式と耐力の再評価

		実験値		計算値		実験/耐力
		最大荷重	破壊形式	耐力	破壊形式	
L-0.77	正載荷	549.8	ブレース降伏	443.1	間接接合部破壊(せん断柱)	1.24
	負載荷	308.9	梁主筋が引張降伏	260.7	梁主筋が引張降伏	1.18
L-1.43	正載荷	557.9	ブレース降伏後、柱がせん断破壊	424.1	間接接合部破壊(せん断柱)	1.32
	負載荷	401.0	ブレースと梁主筋が同時降伏	394.1	間接接合部破壊	1.02
S-1.43	正載荷	403.3	ブレース降伏後、柱がせん断破壊	322.6	ブレース降伏(せん断柱)	1.25
	負載荷	317.4	ブレース降伏	283.6	ブレース降伏	1.12

色つき:4.3の検討内容を踏まえた変更箇所

ここで、 a_{ii} ：引張鉄筋の断面積（引張鉄筋はコンクリートないしモルタルの圧縮域外にある柱の主筋すべてを考慮するが、圧縮域近傍の鉄筋は無視する） σ_{yi} ：引張鉄筋の降伏強度、 J_{ii} ：引張鉄筋位置とコンクリート圧縮域の応力中心間距離、 A_{cc} ：コンクリート圧縮域の面積、 σ_i ：鉄骨枠柱の降伏強度、 d_{ii} ：鉄骨枠柱から引張鉄筋位置までの距離である。

鉄骨枠柱の影響を考慮した断面で算定した柱の曲げ強度 M_u 、 Q_{mu} と予備計算時のせん断強度 Q_{su} 、曲げ強度 M_u 、 Q_{mu} を表-7 に示す。表-7 より、鉄骨枠柱を考慮して柱の曲げ強度を算出すると、柱の曲げ強度が大きく上昇し、柱のせん断強度 Q_{su} を上回った。これより、柱の破壊形式が曲げ破壊からせん断破壊に変わった。

ここで、4.3.1、4.3.2 より、次の2つの仮定を導入して、架構耐力を再計算した（表-8）。

- (a) 反曲点は柱フェイス位置より 85mm 下方（または上方）にとる。
- (b) 鉄骨枠柱に圧縮力が作用する場合、柱のせん断強度に鉄骨枠柱の影響を考慮して算定する。

鉄骨枠柱を含めた断面で柱のせん断強度を再計算し、修正後の正載荷の破壊形式及び強度を実験結果と比較すると、せん断破壊柱となったことで、L-1.43 は柱の破壊形式が一致した。しかし、架構の破壊形式が実験ではブレースが降伏後せん断破壊であったのに対し、計算では間接接合部破壊となり、適切に評価しきれていない。S-1.43 は柱の破壊形式及び架構の破壊形式が実験結果と対応した。L-0.77 は実験で柱がせん断破壊した試験体ではないため破壊形式は評価しきれていない。

5. まとめ

本研究で得た知見を以下に要約する。

- (1) 加力方向により、最大耐力、破壊形式に違いが確認された。また、ブレース耐力を大きくすることにより、正載荷、負載荷ともに架構耐力が向上した。
- (2) 梁主筋量が少ない試験体において、負載荷でブレースが軸降伏する前に梁主筋が引張軸降伏するため、ブレースが耐力を発揮することができなかった。
- (3) 設計段階で柱・梁接合部破壊の試験体において、柱・梁接合部破壊は生じておらず、柱・梁接合部の応力

状態を再検討する必要がある。

- (4) 全ての試験体において、梁の曲げ戻しが小さく、柱が通し柱のような挙動を示し、反曲点が梁側に偏っていた。
- (5) (4)より、2つの仮定 (a) 反曲点を柱フェイス位置より 85mm 下方（または上方）にとる。(b) 鉄骨枠柱に圧縮力が作用する場合、柱のせん断耐力に鉄骨枠柱の影響を考慮して算定する。を考えると、柱の破壊形式の傾向を評価できた。しかし、架構としての破壊形式は実験結果と相違があるため、今後柱の耐力評価を含め、再検討する必要がある。

謝辞

本研究は、独立法人都市再生機構における平成 24 年度研究計画「分散配置ブレースが既存梁と既存柱・梁接合部に与える影響実験業務」の下で行われた。研究においては、関係者より貴重な意見を頂いた。ここに謝意を表する。

参考文献

- 1) 大西歩, 勅使川原正臣, 田子茂: RC+SRC 造中高層集合住宅における鉄骨枠付きブレース補強の配置に関する研究, その 1), 2), 日本建築学会学術講演梗概集, 構造IV, pp.853-856, 2012.9
- 2) (財)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・改修設計指針・同解説, 2001
- 3) 日本建築学会: 靱性保証型耐震設計指針・同解説, 1999
- 4) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説, 1990
- 5) 国土交通省住宅局建築指導課ほか: 2007 年版建築物の構造関係技術基準解説書, 全国官報販売協同組合, 2007.8
- 6) 重本将史, 勅使川原正臣, 中村聡宏, 田子茂, 大西歩: ブレースから既存柱・梁接合部への間接接合部を介した水平力伝達経路に関する研究, 日本建築学会東海支部研究報告集 51 号, pp285-288, 2013.2