

ブレース型耐震補強工法「3Q-Brace[®]」の開発

栗田 康平 増田 安彦

Development of the “3Q-Brace” Retrofitting Method

Kohei Kurita Yasuhiko Masuda

Abstract

“3Q-Brace” is a seismic retrofitting method for existing buildings. It realized low vibration and low noise which are superior characteristics of “3Q-Wall” to the current construction method of a brace. This new method uses some divided and comparatively lightweight steel tubes. These steel tubes are attached to the existing skeleton, and reinforcing bars are placed into them. Finally, all the members are stiffened by the high-strength mortars grouted into the steel tubes. Retrofitting by the 3Q-Brace method can be carried out manually, and it is not necessary to use a crane. Epoxy resin is used for attaching the joints of the steel tubes and the existing skeleton, and anchors may be used for the joints in case of higher strength is demanded. We confirmed the retrofit effect obtained using the 3Q-Brace method by experiments on single-story retrofitted specimens. Our results that a stable retrofit effect is provided under large deformations, and the ultimate strength can be estimated by summing the strengths of the constituting parts of the 3Q-Brace.

概要

「3Q-Brace」は、低騒音・低振動を実現した耐震補強工法「3Q-Wall」の優れた特徴を、ブレース型の補強工法にも実現させた工法である。ブレース補強で一般的に用いる鉄骨型鋼に変えて、比較的軽量な薄肉鋼管を施工状況に応じて分割しながら用い、内部に配筋する鉄筋と充填モルタルでこれらを一体化させることで、揚重機を必要としない省スペースな施工を実現できる。また鋼管はモルタルの拘束材と型枠を兼ねており、粘り強い補強材の構成と、工期を短縮した省力化施工が可能となる。既存躯体と鋼管の接合には、エポキシ樹脂接着剤による接着工法を用いるが、あと施工アンカーを併用することによって、より高い接合部耐力を期待できる。本研究では、ブレースと枠材、周辺躯体との接合方法を実験変数とした一層一スパンのせん断試験体を用いた構造実験を行なった。その結果、比較的大きな変形に対しても安定した構造性能を得られること、破壊モードをモデル化した各構成要素の耐力の累加で、終局耐力を評価できることが明らかとなった。

1. はじめに

近年の耐震補強工事では、建物を使用しながらの作業がしばしば必要となることから、騒音や振動を抑制でき、補強条件に柔軟に対応できる工法が求められている。こうした背景から筆者等は、プレキャストコンクリートブロックやガラス繊維強化プラスチックブロックを組積する耐震補強工法を開発した^{1)~2)}。ここでは、より大きな開口率と変形性能を有する補強工法として、Fig.1に示すような、分割した鋼管で拘束した鉄筋内蔵のモルタル充填材で構成させた枠付きブレースを周辺フレームにエポキシ樹脂接着剤で接着する耐震補強工法「3Q-Brace」を開発した。本工法では、比較的軽量に分割した角鋼管を、ボルト等で接合せずに周辺フレームに接着する。同時に進める配筋作業の後、分割部分に型枠を建込み、最後に充填モルタルで全体を一体化させる。このため、低騒音・低振動で揚重機を必要としない省スペースの施工と、型枠を兼ねた鋼管による短工期・省力化施工が期待できる。本報では、「3Q-Brace」を施した一層一スパン試験体によるせん断荷重実験の結果と、終局耐力の評価方法について報告する。

2. 実験概要

2.1 実験計画および試験体形状

試験体概要をTable 1に、使用材料および樹脂の接着強度をTable 2に、試験体形状をFig.2に示す。実験因子は、ブレース材および枠材の配筋および断面寸法による強度、水平接着接合部に併用するあと施工アンカーの有無、ブ

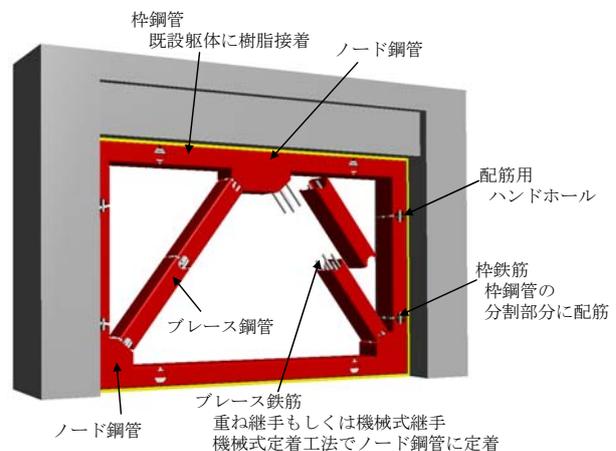


Fig.1 「3Q-Brace」の概要
Appearance of 3Q-Brace

レース筋の定着長さで、これらを組合わせた試験体数は5体である。試験体の縮尺は約1/3、周辺フレームの柱・上梁は共通とし、柱は旧規準のせん断破壊型、梁は曲げ破壊型として計画した。周辺フレームに接着される枠鋼管は2~4部材に分割され、その分割部には両部材を跨るが不連続な枠鉄筋を配筋した。KB5a, KB5bの横枠鋼管については、接着と併用してあと施工アンカーで周辺フレームに固定し、鋼管内部には機械式継手(エポックジョイント:(株)東京鐵鋼製)で連続させた枠筋を配筋した。鋼管の周辺躯体への接着には珪砂入りエポキシ樹脂接着剤(シーカデュアWS:日本シーカ(株)製)を用いた。ブレース材は2分割した鋼管を逆V型に配置した。鋼管内に配

筋するブレース筋の継手にも機械式継手を用いた。またノードへの定着方法は機械式定着工法(プレートナット:(株)東京鐵鋼製)とし、ノード部には鋼板間を繋ぐ丸鋼をノード補強筋として溶接して設けた。周辺躯体のコンクリートは、ベースと柱・梁の2回に分けて打設した。補強材の施工は、長期軸力相当をPC鋼棒で柱に導入してから、鋼管の接着と鋼管内部への鉄筋の配筋、鋼管の分割部分への型枠、鋼管内部へのグラウトの充填の順に行った。モルタルの充填は、下部鋼管の注入口から上部へ200mm程打ち上げ、その後上部ノードに設けた注入口から流し込み、最後は上部両コーナーに設けた排出口から排出させた。

Table 1 試験体の諸元
Detail of Specimens

試験体名		KB2n	KB4	KB5	KB5a	KB5b
周辺フレーム	柱諸元	b×D×h=220×220×900(mm) 主筋10-D13(pg=2.62%) 帯筋D6@150(pw=0.20%)				
	梁諸元	B×D×L=170×280×1480(mm) 主筋3-D16(pt=1.41%), KB2のみ4-D13(pt=1.20%) 肋筋D5@120(pw=0.20%)				
	柱軸力	$\eta = N/bDFc(21) = 0.125$				
補強ブレース	ブレース鋼管	□75x75x2.3		□125x125x3.2		
	ブレース配筋	2-D16(pg=7.1%)		2-D22(pg=5.0%)		
	継手方法	機械式継手(樹脂式ネジ継手)				
	定着方法	機械式定着(ネジ式定着ナット) 定着長12d				
補強枠	ノード補強筋	12-φ7	7-φ7	13-φ8	6-φ8	
	枠鋼管	□75x75x2.3	□125x125x3.2			
	枠配筋	4-D6不連続 (pg=2.3%)	4-D10不連続 (pg=1.8%)		4-D13連続 (pg=3.2%)	
	躯体接合部 あと施工アンカー	接着接合幅75mm	なし			水平部S-D10@120(pa=0.5%)

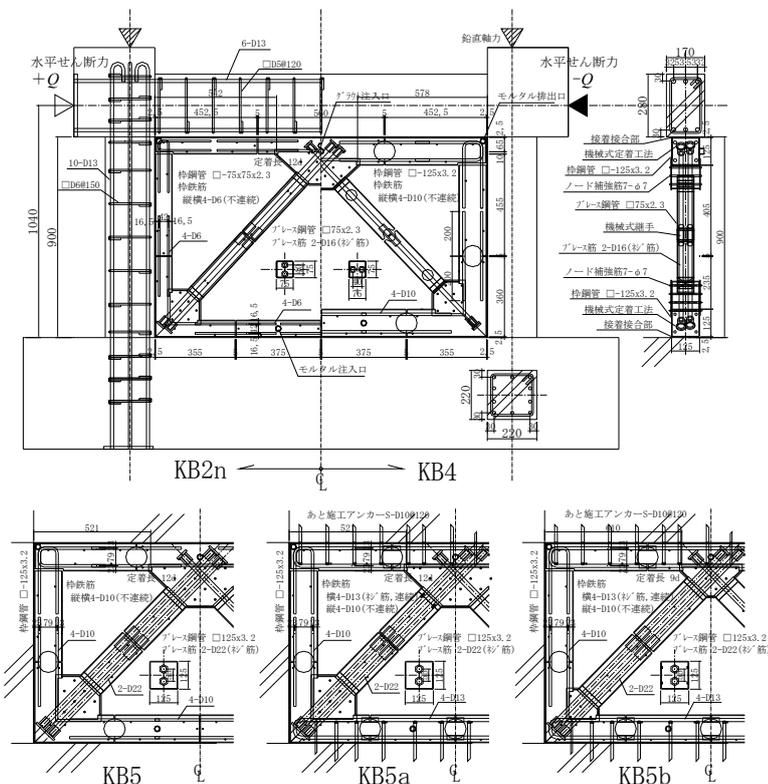


Fig.2 試験体形状・寸法
Shape and Dimensions of Specimens

Table 2 使用材料の物性値
Properties of Materials

コンクリート		σ_B	σ_t	E_c	γ
試験体	使用部位	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(kN/mm ²)	(t/m ³)
KB2n, KB4, KB5	柱	21.6	2.03	18.2	2.17
	ベース	26.3	2.12	19.0	2.18
	充填モルタル	72.3	3.44	26.5	2.16
KB5a, KB5b	柱	28.7	2.53	23.5	2.21
	ベース	32.1	2.66	24.7	2.20
		72.3	3.44	26.5	2.16
鉄筋・鋼管		σ_y	σ_u	E_s	伸び
試験体	使用部位	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(kN/mm ²)	(%)
KB2n, KB4, KB5	柱梁 D13(柱主筋)	371	565	188	19.3
	D16(梁主筋)	383	579	196	24.2
	D6(帯筋)	362	567	190	-
	D5(肋筋)	370*	522	187	26.6
	D13(柱主筋)	335	469	191	24.2
KB5a, KB5b	柱梁 D16(梁主筋)	383	579	196	24.2
	D6(帯筋)	371	540	195	14.6
	D5(肋筋)	400*	567	211	23.0
補強部分 KB2n, KB4, KB5, KB5a, KB5b	D16(ノード補強筋)	426	603	195	20.7
	D22(ノード補強筋)	453	651	195	17.6
	D6(枠筋)	371	540	195	14.6
	D10(枠筋)	367	515	187	21.0
	D13(枠筋)	379	529	188	23.6
	D10(あと施工アンカー)	343	482	183	22.1
	□75x75x2.3	373*	472	201	32.9
	PL-2.3	325	429	211	35.0
□125x125x3.2	371*	466	199	34.0	
PL-3.2	283	431	206	34.6	

*0.2%オフセットによる降伏点

接着用エポキシ樹脂		条件	測定値 (N/mm ²)
試験体	試験項目		
KB2n, KB4, KB5, KB5a, KB5b	密度	20°C, 7日	1.71
	圧縮降伏強さ		62.5
	圧縮弾性係数		4×10 ³
	引張強さ		22.9
	引張せん断強さ		15.8

2.2 荷重方法

水平せん断力 Q は柱頂部のスタブから載荷し、層間変形角 R (=載荷高さの水平変位/載荷高さ、以後 R と記す)の目標所定値($R=\pm 1, 2, 4, 6, 10, 20 \times 10^{-3}$ rad.)で各2回の正負交番繰返しと、最後は正方向に $R=50 \times 10^{-3}$ rad.までを単調に載荷した。柱頂部には一定の鉛直軸力(軸力比 $\eta=0.125$)を載荷した。

3. 実験結果

3.1 破壊性状および荷重—変形関係

水平せん断力 Q —層間変形角 R 関係および最終破壊状況をFig.3に示す。同図中には、部材の変形能力を表す靱

性指標 F 値³⁾を合わせて示す。実験により得られた各種耐力はTable 3に示す。周辺フレームと鋼管の接着接合部のひび割れは、 $R=1.0 \sim 1.5 \times 10^{-3}$ rad.の比較的早期に生じたが、あと施工アンカーを併用した試験体では、ずれは生じなかった。最大耐力時の破壊状況は、ブレース降伏型と柱パンチングシア破壊型に大別される。

(1) ブレース降伏型 KB2n, KB4, KB5a, KB5bは、 $R=4.8 \sim 6.0 \times 10^{-3}$ rad.でブレース筋が降伏した。その後も体力低下の小さな安定した履歴を、靱性指標 F 値=2.0以上の層間変形角でも示した。 $R=40 \times 10^{-3}$ rad.以降で、KB2nは材材の圧壊と同時に生じた梁のせん断破壊により、KB4は圧縮ブレースの圧壊により、KB5a, KB5bは水平接合部に併用したあと施工アンカーの破断により耐力が低下した。

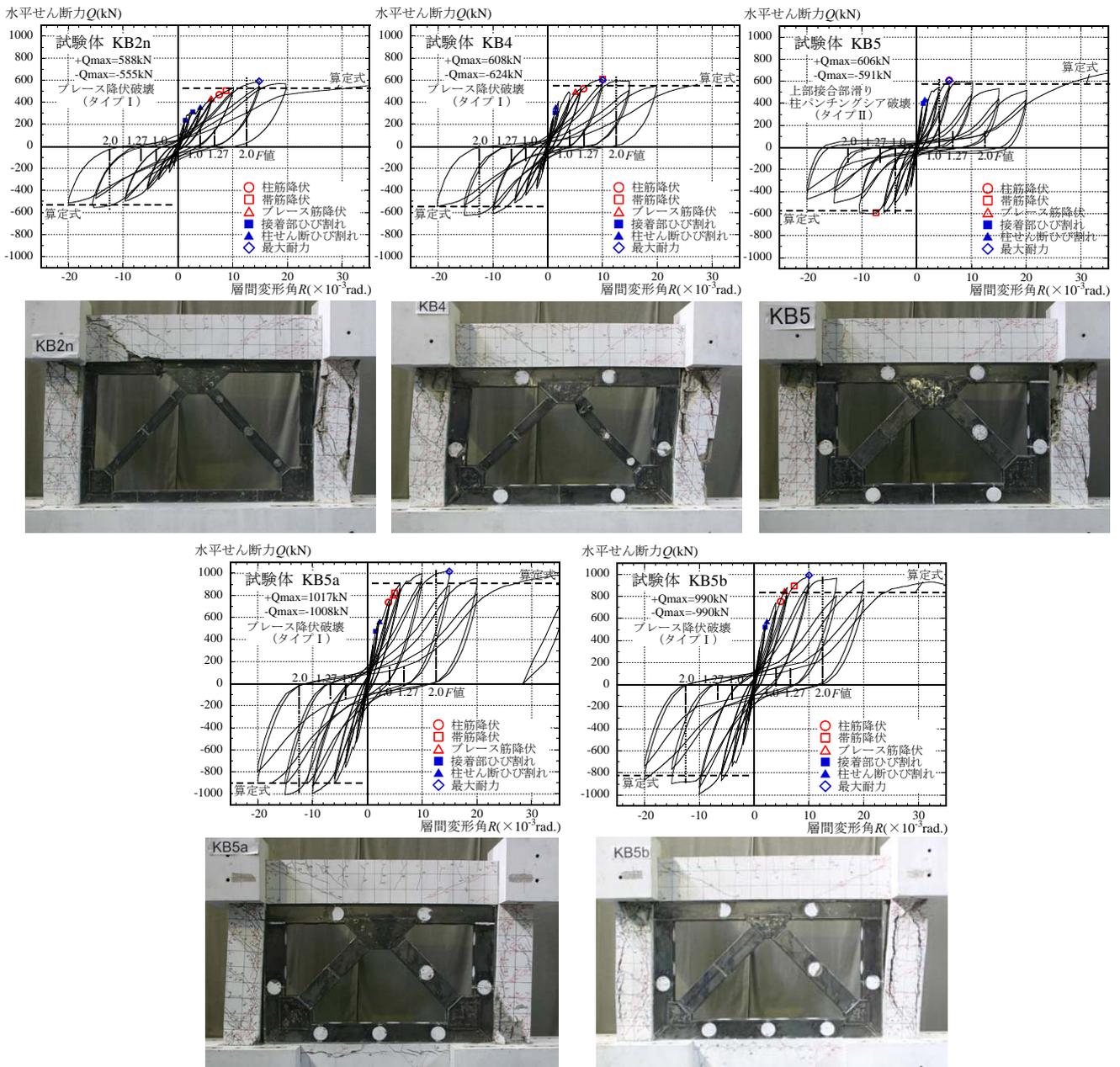


Fig. 3 荷重—変形関係および最終破壊状況

Relationships between Share Force—Deformation Angle, and Failure State of Specimens

(2) 柱パンチングシア破壊型 KB5のブレース筋は降伏することなく、最大耐力を示した $R=6.0 \times 10^3 \text{ rad}$.以降は、引張柱頭でのパンチングシア破壊と水平接合部でのずれ破壊を著しく進行させながら耐力が低下した。

(3) 実験変数による比較 水平せん断力 Q —層間変形角 R 関係包絡線の実験因子ごとの比較をFig.4に示す。ブレース強度と柱断面を大きくすることで、剛性および耐力は大きくなるが、破壊モードがブレース降伏型から柱パンチングシア破壊型に移行したため、耐力の上昇は頭打ちとなった。水平接着接合部にあと施工アンカーを併用することで、最大耐力が大幅に上昇した。ブレース筋の定着長の影響は、本実験の範囲では小さかった。

3.2 初期剛性

初期剛性は、等価な剛性を有する厚さ t_e のRC壁に置換して求めた。ブレースの断面積には、外径によるモルタル断面積と、ヤング係数比でモルタルに対する等価な断面積とした鉄筋を考慮した。算定式を次式に示す。

$$Ke = Kb \cdot Ks / (Kb + Ks) \quad (1)$$

$$Kb = 3Ec \cdot I / h^3, Ks = Gc \cdot A / h_0$$

$$t_e = 2\kappa \cdot \left(Ec \cdot Ac + \left(\frac{Es}{Ec} - 1 \right) Ec \cdot a_t \right) \cdot \cos^2 \theta \cdot \sin \theta / Gc \cdot l_0$$

ここで l_0 ：内法長さ、 h_0 ：内法高さ、 h ：壁脚から載荷点の高さ、 θ ：鉄骨ブレースの角度、 κ ：RC壁の形状係数で1.2、 Ec と Es ：それぞれ充填モルタルと鋼材のヤング係数、 Gc ：充填モルタルのせん断弾性係数、 Ac ：ブレース材の断面積。 a_t ：ブレース筋の断面積、 I ：柱を含むI断

面の断面2次モーメント、 A ：厚さ t_e における壁断面積で $A = t_e \times l_w$ 、 l_w ：スパン長とする。

実験値と計算値の比較をFig.5に示す。実験値は計算値よりもやや高目となったが、柱材の剛性が考慮されていないためと考えられる。

3.3 ブレースの負担せん断力

ブレースの負担軸力およびブレースの負担せん断力と層間変形角 R の関係を、代表的な試験体についてFig.6に示す。同図中には、ブレース筋の引張降伏時の層間変形角 B_Ry と、その n 倍を nB_Ry で合わせて示した。ブレースの負担軸力は、ブレース筋の歪値から平面保持でブレース断面内の歪分布を仮定して算定した。この時ブレース筋の応力度—歪関係にはRamberg-Osgoodモデル³⁾を、モルタルの応力度—歪関係には黒正モデル⁴⁾をそれぞれ仮定した。ブレース鋼管は中間で分割されているため、軸力は負担できないとした。図よりブレース降伏型においては、引張側のブレース筋の降伏以降も圧縮側の負担軸力は大きくなり続け、最大耐力付近では圧縮側と引張側の負担軸力に不釣合いが生じていることがわかる。一方パンチングシア破壊型では、引張ブレースの負担軸力は、降伏にまで至っていない。

ブレースの負担せん断力 Q_{bu} は、圧縮側 B_Nc と引張側 B_Nt のブレースの負担軸力を用いて次式で示される。

$$Q_{bu} = (B_Nc + B_Nt) \cdot \cos \theta \quad (2)$$

よってブレースの負担せん断力 Q_{bu} を算定するためには、ブレース軸力の不釣合い分を推定する必要がある。

Table 3 実験結果
Test Results

試験体名	KB2n	KB4	KB5	KB5a	KB5b
最大耐力 (部材角)	588 (0.015)	608 (0.010)	606 (0.006)	1017 (0.015)	990 (0.010)
破壊形式	引張ブレース降伏 圧縮柱材圧壊 梁せん断破壊	引張ブレース降伏 圧縮ブレース圧壊 柱せん断破壊	上接合部すべり 柱パンチングシア破壊	引張ブレース降伏 (下接合部すべり) 柱パンチングシア破壊	引張ブレース降伏 (上接合部すべり) 柱パンチングシア破壊
ひび割れ					
接着接合部	上梁-柱鋼管間	柱-柱鋼管間	床-柱鋼管間	上梁-柱鋼管間	上梁-柱鋼管間
柱初曲げ	231	302	429	478	408
柱初せん断	348	335	429	549	567
柱主筋	459	526	606	732	760
帯筋	504	607	-596	817	891
ブレース筋	432	480	降伏せず	816	810

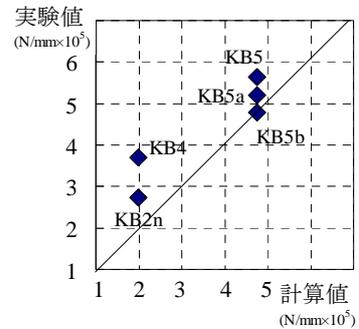
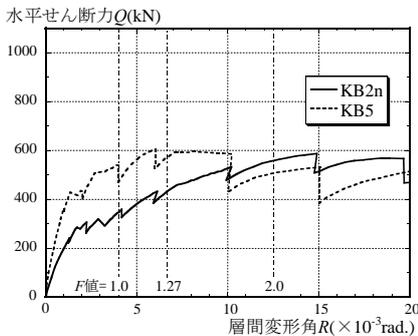
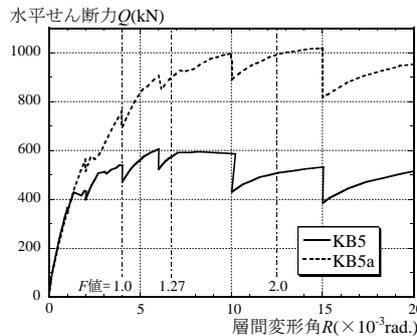


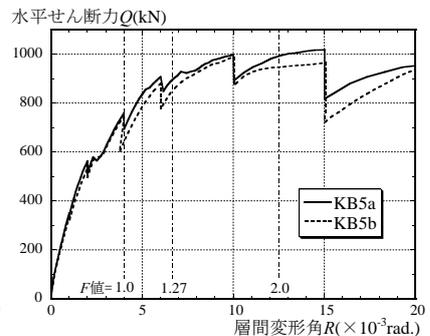
Fig. 5 初期剛性の比較
Comparison of Initial Stiffness



(1) ブレース強度と柱断面の影響



(2) あと施工アンカーの影響



(3) ブレース筋定着長さの影響

Fig. 4 実験変数の影響
Comparison by Test Parameter

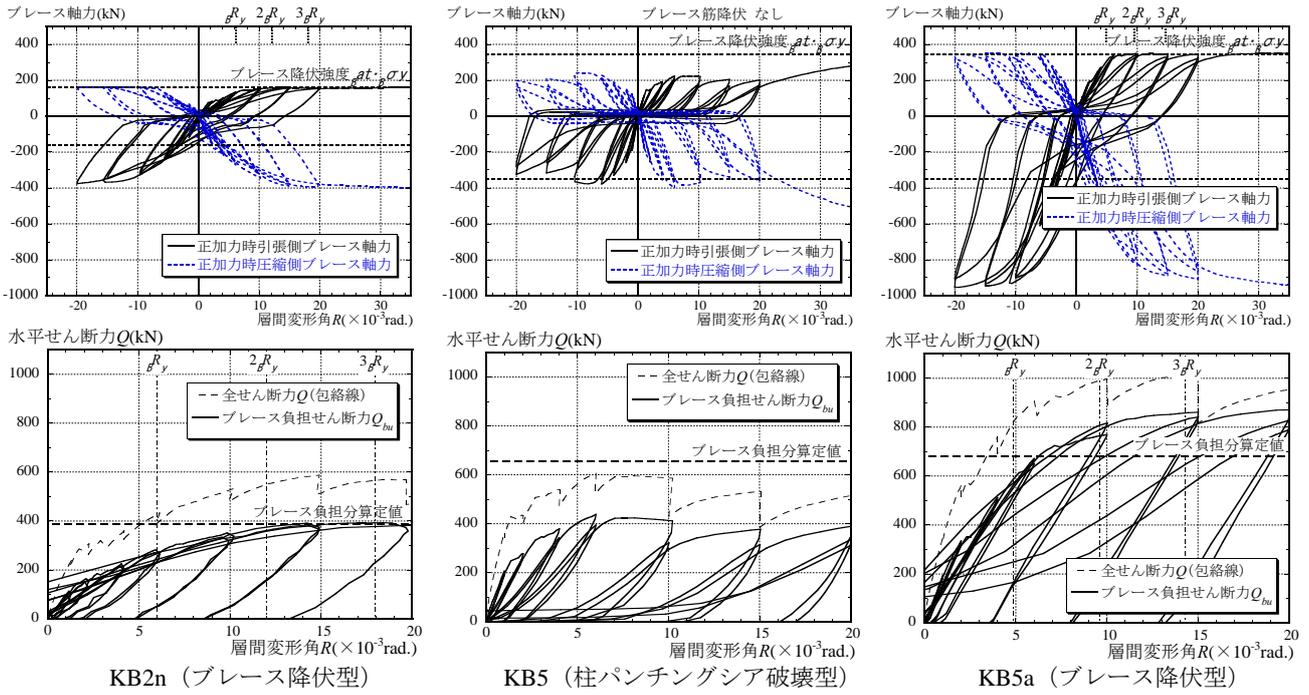


Fig. 6 ブレースの負担軸力と負担せん断力
Axial Force of Brace member and Share Force

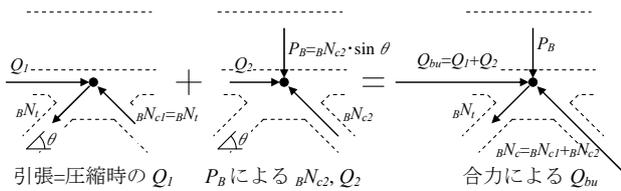


Fig. 7 ブレース応力の組み合わせ
Comparison of Brace Stress

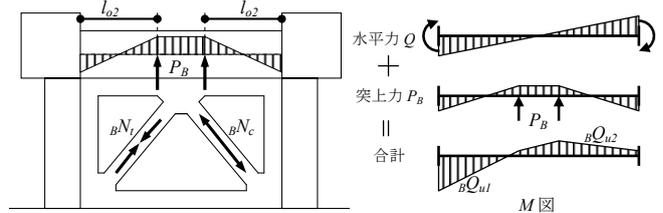


Fig. 8 梁とノードの応力
Stress of Beam and Node

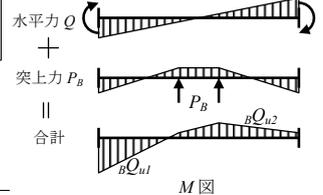


Fig. 9 梁応力の組み合わせ
Combination of Beam Stress

3.4 梁の耐力を考慮したブレースの負担軸力

ブレース軸力に不釣り合いが生じた場合、その差分は梁に対して突き上げ力 P_B として作用し、その上限は梁強度の影響を受けると考えられる。梁への突き上げ力 P_B と、ブレースの負担圧縮力 $B N_c$ および引張力 $B N_t$ は、Fig.7のように組み合わせられ、それぞれ次式で示される。

$$\left. \begin{aligned} B N_t &= B a_t \cdot B \sigma_y \\ B N_c &= B a_t \cdot B \sigma_y + \frac{P_B}{\sin \theta} \end{aligned} \right\} \quad (3)$$

ここに θ ：ブレースと水平面のなす角度、 $B a_t$ と $B \sigma_y$ ：ブレース筋の断面積(mm²)と降伏強度(N/mm²)とする。

この P_B は、梁に対してFig.8のようにノード巾の両端から作用し、梁端部からの l_{o2} 間における梁の終局耐力 $B Q_u$ で抵抗すると考えて、 $B Q_u$ を次式で算定する。

$$B Q_u = \min(B M_u / (l_{o2}/2), B Q_{su}) \quad (4)$$

ここに $B M_u / (l_{o2}/2)$ ：梁の曲げ終局強度時のせん断力、 $B M_u$ ：梁の曲げ終局強度、 $B Q_{su}$ ：梁のせん断強度で荒川mean式⁵⁾とする。

梁の応力状態は、Fig.9に示すように水平力 Q で生じる応力と突き上げ力 P_B で生じる応力の組合せとなり、ノードの左右において P_B の耐力への寄与の程度は異なる

考えられる。ノードの左側を $B Q_{u1}$ 、ノードの右側を $B Q_{u2}$ とすると、一般には $B Q_{u1} > B Q_{u2} > 0$ となるが、実験におけるひび割れ発生状況、梁筋の歪分布から、 $B Q_{u1}$ は $1.0 B Q_u$ の耐力を見込み、 $B Q_{u2}$ はモーメント勾配の低下を考慮して低減し $0.5 B Q_u$ を仮定した。したがって梁による突き上げ力 P_B の許容耐力は、梁の左右の負担耐力の合計として次式で示される。

$$P_B = B Q_{u1} + B Q_{u2} = 1.5 \cdot B Q_u \quad (5)$$

このようにして求めたブレース負担分のせん断力算定値をFig.6中に示す。KB2nではブレースの負担せん断力を概ね推定できた。一方、KB5aの算定値は実験値よりも小さくなったが、連続した棒鉄筋が配筋された横枠材も突き上げ力 P_B の耐力に寄与しているためと考えられる。よって梁耐力 $B Q_u$ を考慮した突き上げ力 P_B を用いることで、ブレース軸力の不釣り合い分を考慮したブレースの負担せん断力 Q_{bu} を推定できると考えられる。

4. 最大耐力の評価

4.1 算定方法

(1)ブレース降伏型 既存フレームと枠材間の周辺で

Table 4 実験結果と計算値の比較
Test and Calculation Results

	KB2n	KB4	KB5	KB5a	KB5b
最大耐力 実験値	588	608	606	1017	990
試験体の破壊モード	引張ブレース降伏 圧縮枠材圧壊 梁せん断破壊	引張ブレース降伏 圧縮ブレース圧壊 柱せん断破壊	上接合部すべり 柱パンチングシヤ破壊	引張ブレース降伏 (下接合部すべり 柱パンチングシヤ破壊)	引張ブレース降伏 (上接合部すべり 柱パンチングシヤ破壊)
Q_{su1}	535	537	807	849	829
Q_{su2}	574	574	574	1196	1196
Q_{su2}/Q_{su1}	1.07	1.07	0.71	1.41	1.44
$Q_{su}=\min(Q_{su1}, Q_{su2})$	535	537	574	849	829
想定される破壊モード	タイプ I	タイプ I	タイプ II	タイプ I	タイプ I
実/計	1.10	1.13	1.05	1.20	1.19

材料強度は実験値を使用し、評価式に従って各耐力を算定した。

伝達できる耐力がブレース耐力よりも大きい場合は、ブレース筋の降伏が先行し、ブレース耐力で補強後の架構耐力が決定すると考えられ、この破壊形式をタイプ I とする。この破壊形式のせん断耐力 Q_{su1} は、ブレース耐力 Q_{bu} と周辺柱の耐力の和になるとして、次式で示した。

$$Q_{su1} = Q_{bu} + Q_{c1} + Q_{c2} \quad (6)$$

ここに Q_{c1} と Q_{c2} ：引張側柱と圧縮側柱の終局強度で、せん断強度は荒川mean式、曲げ強度は耐震改修指針⁶⁾による。

(2) 柱パンチングシヤ破壊型 ブレース耐力が既存躯体と枠材間の周辺で伝達できる耐力よりも大きい場合は、これらの破壊が先行し補強後の架構耐力が決定すると考えられ、この破壊形式をタイプ II とする。この破壊形式のせん断耐力 Q_{su2} は、水平接合部のせん断耐力 Q_j と水平接合部のずれを拘束する柱頭のパンチングシヤ耐力 pQ_c 、および柱の耐力の和になるとして次式で示した。

$$Q_{su2} = Q_j + pQ_c + Q_{c2} \quad (7)$$

ここに接着のみによる場合は $Q_j = Q_f$ 、あと施工アンカーを併用する場合は $Q_j = Q_f + Q_{ja}$ 、 Q_f ：摩擦で生じる接着接合部のせん断耐力で $Q_f = \mu \cdot \min(Q_{bu}, pQ_c) \cdot h_o / l_o$ 、 μ ：摩擦係数で $\mu=1.0$ 、 Q_{ja} ：あと施工アンカーを併用した枠材と周辺フレーム間の接着接合部のせん断耐力で $Q_{ja} = Q_{ad} + \min(0.5 \cdot \sigma_{ay}, 0.3 \sqrt{Ec_1 \cdot Fc_1}) \cdot \Sigma a_a$ ²⁾。 Q_{ad} ：枠材の接着耐力で、 $Q_{ad} = 0.12 \cdot Fc_1 \cdot A_{ad}$ 。 A_{ad} ：枠材の有効水平接着面積(mm²)であと施工アンカーの貫通穴を除く、 Fc_1 と Ec_1 ：周辺フレームのコンクリートの圧縮強度(N/mm²)とおよびヤング係数(N/mm²)、 σ_{ay} ：接着接合部に併用するあと施工アンカーの降伏強度(N/mm²)、 Σa_a ：接着接合部に併用するあと施工アンカー筋の全断面積(mm²)、 pQ_c ：引張側柱頭部のパンチングシヤ耐力平均式で $pQ_c = k_{av} \cdot \tau_o \cdot b \cdot D$ ⁶⁾とする。

4.2 終局強度の実験値と計算値の比較

前節によって求めた Q_{su1} および Q_{su2} のいずれか小さい方が、3Q-Braceの終局耐力および破壊モードを示すと考えて、得られた計算値と実験値との比較をTable 4、およびFig.3中とFig.10に示す。計算値は、実験値を実/計=1.05~1.20で推定できた。また破壊モードも実験で得られた結果を推定できた。

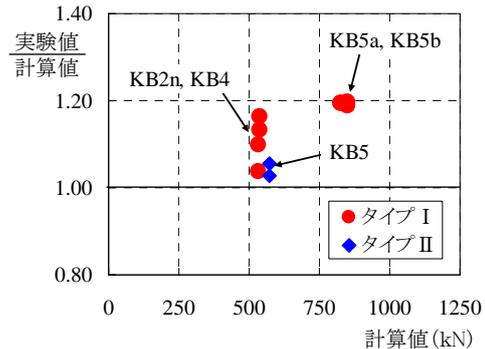


Fig. 10 実験結果と計算値の比較
Comparison of Test and Calculation Results

5. まとめ

分割した鋼管で拘束した鉄筋内臓モルタル充填の枠付きブレース耐震補強工法「3Q-Brace」を開発し、その補強効果を確認する一層一スパン試験体によるせん断荷重実験を行なった。その結果、下記の知見を得た。

- 1)本工法により、既存躯体の耐震補強が可能である。
- 2)ブレース強度と周辺フレームとの接合方法により、補強後の架構の最大耐力と破壊モードが異なる。
- 3)破壊モードの推定と、破壊モードに基づく終局強度の算定法を提案し、その妥当性を確認した。

参考文献

- 1) 増田安彦他：低振動・低騒音を達成した耐震補強工法「3Q-Wall」の開発,大林組技術研究所報, No.68, 2004
- 2) 栗田康平他：小型プレキャストブロックを用いた増設耐震壁工法の開発(その9), 日本建築学会大会学術講演梗概集 C-2 分冊, pp.29-32, 2008
- 3) Aktan, A.E., Karlsson, B.I. and Sozen, M.A.:Civil Engineering Studies. Structural Research Series. No.397, Univ. of Illionis, Jun. 1973.
- 4) 黒正清治他：人工軽量骨材を用いた鉄筋コンクリートばりの曲げ性状に関する実験的研究, 日本建築学論文報告集号外,昭和41年10月,pp226
- 5) (社)日本建築学会：「鉄筋コンクリート構造計算基準・同解説—許容応力度設計法—」, 1999年
- 6) (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物の耐震診断基準同解説」, 2001年