



鋼管ブレースを使用した低層RC造建築物の耐震補強工法に関する実験的研究 : その2 間接接合部の設計法

三谷, 勲 ; 木下, 陵二 ; 久木田, 真一 ; 大谷, 恭弘 ; 宮川, 和男 ; 藤永, 隆 ; 萩野谷, 学 ; 井上, 大輔

(Citation)

神戸大学都市安全研究センター研究報告, 5:299-319

(Issue Date)

2001-03

(Resource Type)

departmental bulletin paper

(Version)

Version of Record

(JaLCD0I)

<https://doi.org/10.24546/00069958>

(URL)

<https://hdl.handle.net/20.500.14094/00069958>



鋼管ブレースを使用した低層 RC 造建築物の 耐震補強工法に関する実験的研究

—その2 間接接合部の設計法—

Experimental Study on Seismic Retrofit for Low Rise R/C Building
by using CHS Bracing

—Part 2 Design Method of Fastener in Connection—

三谷 勲¹⁾

Isao Mitani

久木田真一³⁾

Shinichi Kukita

宮川 和明⁵⁾

Kazuaki Miyagawa

萩野谷 学⁷⁾

Manabu Haginoya

木下 陵二²⁾

Ryoji Kinoshita

大谷 恭弘⁴⁾

Yasuhiro Ohtani

藤永 隆⁶⁾

Takashi Fujinaga

井上 大輔⁸⁾

Daisuke Inoue

概要： 現在既存不適格建築物のうち、公共性の高い建築物の耐震診断・補強が進められている。従来の鉄骨ブレースによる耐震補強では内付け工法が主流である。耐震補強・改修に要求されることは強度的要件を満たすことが第一ではあるが、経済性の他、居ながらにして工事ができること（居ながら率）も重要な要件である。本研究で取り上げた耐震補強工法は外付け工法であり、内付け工法に比べ、経済性および居ながら工事率の2点でメリットが大きい。しかし外付け工法について設計法は確立されておらず、内付け工法ではRC構面内に設置し、RC造架構部の軸心と鉄骨架構部の軸心との偏心はほとんど無いのに対し、外付け工法ではこの偏心が大きくなり、そのせん断抵抗機構は複雑となることが予想される。本研究では外付け工法の力学的性状を明らかにし、外付け間接接合部設計法を確立する。

キーワード： 既存 RC 建築物, 外付け補強, アンボンドブレース, 二重鋼管, スタッド, あと施工アンカー
終局耐力, 破壊性状, 間接接合

1. はじめに

阪神・淡路大震災から5年が経過したが、補強を必要とする既存不適格の鉄筋コンクリート（以下、RCという）造建築物は数多く存在し、今もなお使用されている。これらのマイナスストックをプラスのストックにすることは社会的要請である。耐震改修工事では、その力学的な合理性もさることながら、居住状態での施工性も重要であることは、日本建築学会の提言『建築および都市の防災性向上に関する提言：D2 耐震診断・改修に関する技術開発』¹⁾に見られるとおりで、今後その重要性は増すと思われる。

耐震補強法としてよく用いられている強度抵抗型の場合は、RC壁や鉄骨ブレースを既存RCラーメン内に増設する方法が一般的である。耐震補強・改修に要求されることは強度的要件を満たすことが第一ではあるが、経済性の他、居ながらにして工事ができること（居ながら率）も重要な要件である。外付け工法は、内付け工法に比べ経済性および居ながら工事率の2点でメリットが大きい（図-1）。特に外面の柱と梁の凹凸が少ない建築物は外付け工法による耐震補強が適している。しかし鉄骨ブレースの外付け工法の実施例はかなりあるが、既存RCフレームの鉄骨ブレース外付け補強に関する実験的研究は、現在の所報告例は数例^{4)~14)}を数えるのみである。

枠付き鉄骨ブレースを外付け間接接合によりRC躯体に取り付けた場合、内付け工法と比べてのメリット・デメリットは以下のようなものである。

A) メリット

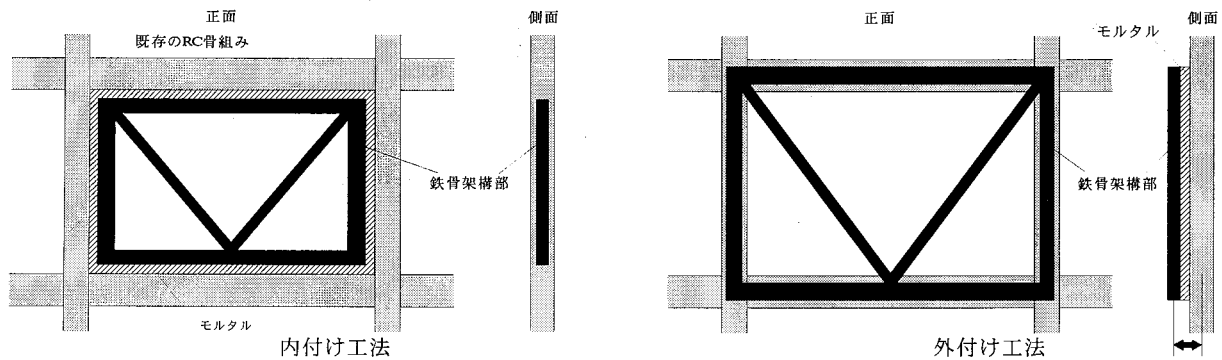


図-1 鉄骨系補強架構

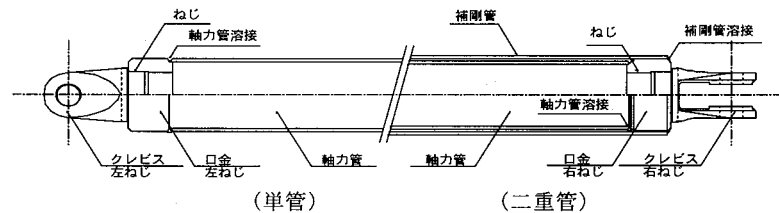


図-2 鋼管ブレース

①既存のサッシュ等を取り外す必要がない。②建物の機能を大きく阻害することなく工事ができる（居ながら率の向上）。③補強骨組を細分する必要がない。

B) デメリット

①設置層での作業が可能な足場を必要とする。②補強鉄骨が外気・風雨にさらされるので、内付けに比べ保守管理に注意が必要である。具体的には a) 接合部モルタルに亀裂が入ると接合スタッド等がさび易い。 b) 冬季に氷点下以下になる地方ではひび部に存在する水分が接合モルタルを破壊する。 c) 耐久性のある塗装が必要である。③不法侵入者の足場となる。

「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」³⁾（以下、耐震改修指針という）では、鉄骨系架構による補強とは、RC 造骨組を鉄骨ブレースまたは鉄骨パネルで補強する事と記載されている。しかし耐震改修指針に記載されているものはすべて内付け工法であり、外付け工法については記述されていない。内付け工法では補強骨組を RC 構面内に設置し、RC 造架構部の軸心と鉄骨架構部の軸心が一致しているのに対し、外付け工法ではこれが一致せず、偏心が生じ、そのせん断抵抗機構は複雑となることが予想される。既存 RC 造架構部との異種架構部間をどのようにつないで力を伝達させるかが、補強効果の優劣を決定すると言っても過言ではない。現在外付け工法の使用例はますます増えており、外付け工法の力学的性状を明らかにし、外付け間接接合部設計法の確立は緊急要件となっている。

前報¹⁸⁾までに、両端ピン接合のアンボンドブレース（二重管ブレース 図-2 参照）および外付け工法の耐震補強工法としての有効性を実験的に示した。本報では外付け工法鉄骨枠の力学的性状を実験的に明らかにし、その間接接合部の設計法を確立しようとするものである。

2. 実験概要

(1) 試験体

試験体は、学校建築を想定したおよそ 1/3 縮小モデルの 1 層 1 スパン RC ラーメンを基本架構とし、表-1 に示す試験体のうち No.1～No.6 の計 6 体の結果は前報に示した。No.5 および No.6 の試験体ではブレースを V 型に配置したが、本研究では A 型に配置した。表-1 に示すように RC 架構構面からの鉄骨系架構部の偏心距離をパラメータとしている。試験体形状を図-3 に示す。また、使用した材料の力学的性質を表-2 および表-3 に示す。RC フレームと補強鉄骨架構の接合は、接着系あと施工アンカーを打設した RC フレーム（図-3 (c)）と頭付きスタッドを溶接した鉄骨枠（同図 (a)）の間に無収縮モルタルを圧入する間接接合とし、スタッドおよびアンカーの本数等は、耐震改修指針³⁾に基づいて、補強ブレースの設計耐力がほぼ発揮できるように間接接合となるように計画した。RC 架構コンクリート外面から鉄骨枠の軸心までの距離は試験体 No.7 では 70mm、No.8 では 100mm である。

ブレースは、無補強試験体のおよそ 3 倍の補強効果を目安に設計した。ブレースが水平軸となす角度 θ は 56.3° であり、細長比 λ は 52.0 である。ブレースとガゼットプレートはクレビスを介してピン（ $\phi 27.0$ ：実測値の平均）接合され、その孔には、クリアランス（以下、ガタと言う）を設けている。前報における試験

表-1 試験体一覧

試験体	補強位置	ブレース	タイプ	スパイラル筋	RC 外面から鉄骨芯までの補強距離	柱断面	梁断面
No.1	内付け	なし	K(V)型	なし	70mm	$b \times D = 200 \times 200(\text{mm})$ 主筋 8-D10 $p_g = 1.42(\%)$ 帯筋 4φ@100 $p_{wc} = 0.13(\%)$	$b \times D = 200 \times 300(\text{mm})$ 上下端筋 2-D16 $p_t = 0.75(\%)$ あばら筋 6φ@100 $p_{wb} = 0.28(\%)$
No.2							
No.3							
No.4							
No.5	外付け	単管	A型	φ4×φ50	100mm		
No.6							
No.7							
No.8							

表-2 鋼材の力学的性質

部位	種類	降伏強度 (MPa)		引張強度 (MPa)		ヤング係数 (GPa)		破断伸び (%)	
基礎梁主筋	D19 (SD345)	387		585		204		22.4	
梁主筋	D16 (SD345)	387		573		198		18.2	
柱主筋, 基礎梁あばら筋	D10 (SD295A)	403		559		196		20.7	
梁あばら筋	φ 6 (SWM-B)	398		446		218		22.5	
柱帯筋	φ 4 (SWM-B)	476		506		209		—	
あと施工アンカー	D10 (SD295)	342		459		172		22.3	
頭付きスタッド*2	φ 9 (SD295)	432	437	451	482	216	219	—	18.4
スパイラル筋	φ 4 (SWM-B)	605		625		193		—	
ガセットプレート	PL-16 (SM490)	350		548		204		40.3	
ガセット補強 PL, ガセット部 BH	PL-6 (SM490)	399		500		210		33.3	
H 形鋼ブレース, 補強棒	PL-3.2 (SS400)	329		408		206		35.0	
単管ブレース (No.7) *1	φ 76.3×2.8 (STK400)	385 (329)		450 (400)		206		33.4	
二重管ブレース (No.8) 軸力管*1	φ 76.3×2.8 (STK400)	329 (321)		451 (389)		173		34.5	
二重管ブレース (No.8) 補剛管*1	φ 89.1×3.0 (STK400)	382 (388)		446 (427)		191		29.9	

*1: 下段 () は、短柱圧縮試験による降伏応力度と最大応力度を示す。

*2: 試験体 No.7、8 の頭付スタッドのデータは、左が No.7、右が No.8。

体 No.3, No.5 および No.6 では実際のガタ (孔径=ピン径+0.5mm) に比べると、縮小モデルの試験体では過大なガタであった。試験体 No.7 および No.8 においては機械処理を施し実際のガタレベルとし、また引張りに対しては遊びがないようブレースを取り付けた (試験体 No.7 の部材角 $R=0.25\%$ の 1 サイクル目のみ圧縮から効くように設置)。

(2) 実験方法

図-4 に加力装置を示す。一定鉛直荷重下で正負繰り返し水平加力を行った。梁両端部の水平加力ジャッキ・ロードセル部に

はその自重による曲げが生じないようにカウンターバランスを設けた。鉛直荷重載荷用のジャッキと反カフレームの間には水平移動が可能なスライダが挿入され、H 形鋼載荷ビームを介して 314kN (柱一本当たり

表-3 コンクリート・モルタルの力学的性質

試験体	柱・梁		モルタル	
	圧縮強度 (MPa)	ヤング係数 (GPa)	圧縮強度 (MPa)	ヤング係数 (GPa)
No.7	19.8	25.6	48.6	30.6
No.8	18.7	21.6	52.6	30.9

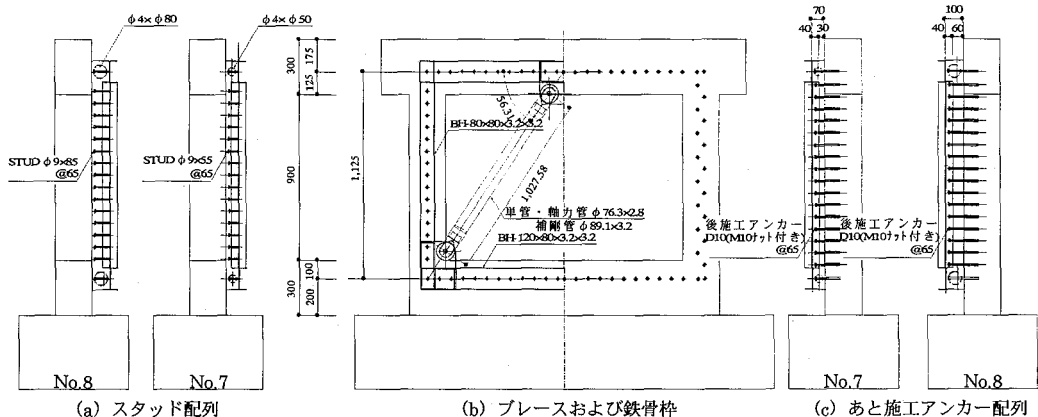


図-3 試験体形状 (mm)

157kN) の一定荷重を与えた。外付け補強試験体では、水平力加力構面と試験体の剛心を含む構面が一致しない。しかし実際の建築物では骨組全体での偏心として処理されるので、試験体柱頭部で面外方向のみ拘束する振れ止め装置を設けている。

(3) 載荷プログラム

水平力の載荷は、鉛直荷重を一定に保持した後、図-4に示す東から西方向への載荷を正(+)加力とし、図-5に示す載荷プログラムによった。部材角は試験体上部の柱梁接合部の水平変位を下梁天端から水平変位測定点までの高さ $L=1000\text{mm}$ で除した値である。なお、試験体 No.8 では二重管ブレースの効果を調査するため部材角 $R=2.0\%$ 時のサイクル数を1回増やした。

(4) 測定方法

測定装置を図-6に示す。試験体の基礎梁に固定した測定用フレームに変位計を取り付け、試験体の水平方向変位、柱の軸変位および構面外変位を測定した。水平変位の測定位置は上梁と東西柱芯の交点の二カ所で、その平均を試験体の水平変位とした。柱軸変位は上梁芯から下50mmの東西柱芯の二カ所で測定し、面外変位は東西柱芯から100mm離れた梁芯の二カ所で測定した。変位計の感度は、水平変位が $100\mu\text{m/mm}$ 、軸変位が $200\mu\text{m/mm}$ 、面外変位が $200\mu\text{m/mm}$ である。また、RCフレームと補強鉄骨枠の3方向の相対変位を測定した。鉄骨枠の隅角部および上梁ブレース交叉ガセット部での面外相対変位については感度 $500\mu\text{m/mm}$ 、水平および鉛直変位については感度 $1100\mu\text{m/mm}$ の変位計を用いた。荷重はロードセルにより検出し、RCフレームの主筋・フープ筋・コンクリートおよび補強鉄骨枠・ブレースの各部のひずみを、ひずみゲージにより測定した。試験体固定部の水平移動を感度 $500\mu\text{m/mm}$ の変位計で測定した。鉄骨部の局部座屈等の変形およびコンクリート部のひび割れは目視により観察した。

3. 実験結果

(1) 荷重変形関係および破壊性状

試験体 No.7 および No.8 の水平力 Q -部材角 R 関係を図-7に示し、最大耐力とその時の変形および観察記録をそれぞれ表-4および表-5に示す。最終崩壊時のひび割れ状況を図-8に示し、試験体 No.5 および No.6 を加えた水平力 Q -部材角 R の包絡線(正加力時)を図-9に示す。また、座屈発生判定は目視により、降伏は各部に数枚ずつ貼付した歪ゲージのうち1枚でも降伏ひずみに達した時とした。単管ブレースで外付け補強した試験体 No.7 の初期剛性は、No.5 および No.6 と比べ高い(図-9参照)。これは、ピンのガタを機械処理により実際のガタレベルに押さえたことによる。部材角 $R=+1.3\%$ 時に最大耐力を迎え、その後急激な耐力低下もなく、安定したループを示した。

ブレース座屈後は、RC上梁部に大きな亀裂が生じた。また鉄骨枠ブレース交叉部の上梁枠もV字型に変形した。これは、ブレースの座屈後面ブレースに軸力差が生じ、鉛直方向力が生じたことによる。また、モルタル部においてもブレース交叉部付近上面に亀裂が集中しており、RCコンクリート面との隙間が広がっていた。V型ブレース試験体では、この亀裂は顕著ではなかったが、ブレース交叉部付近にのみRCコンクリート面との隙間が認められた。

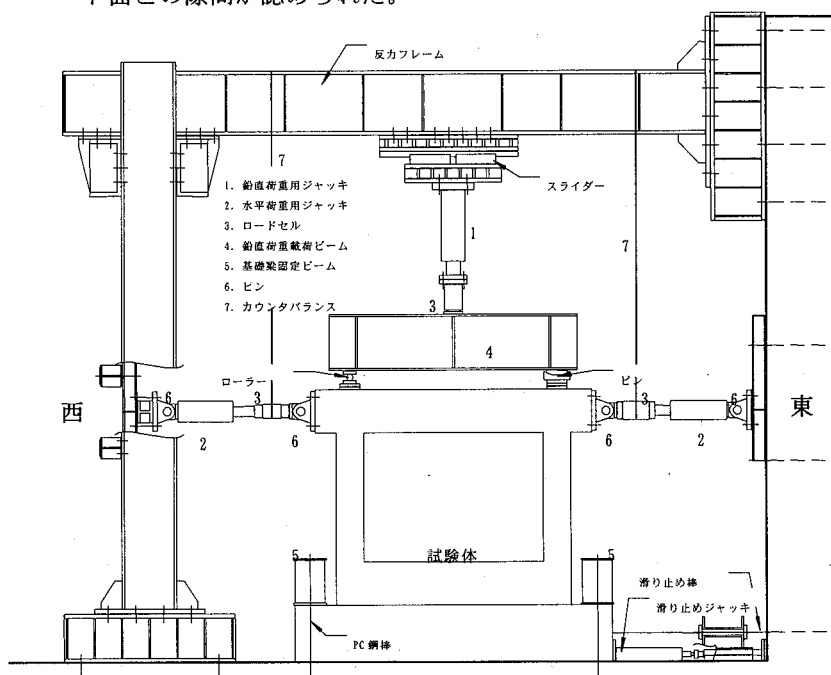


図-4 加力システム

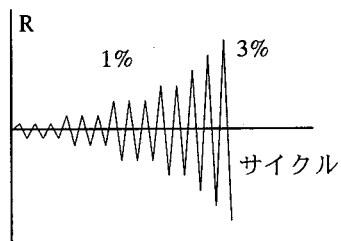


図-5 載荷プログラム

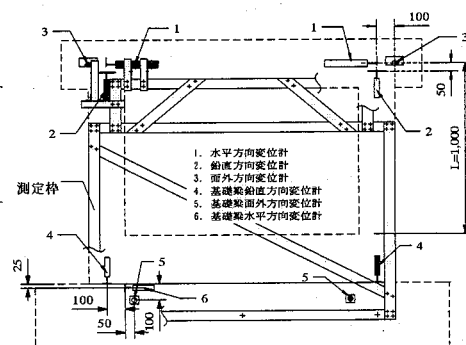


図-6 測定フレーム (mm)

二重管ブレースで補強した試験体 No.8 は、 $R=1.0\%$ から主筋の歪が増大し、柱側面にねじれるような斜めの亀裂が生じたが、部材角 $R=+2.0\%$ （最大耐力時）までは安定した履歴を示した。部材角 $R=\pm 2.5\%$ のサイクル時に、RC 西柱部に縦亀裂が生じ、ねじれ破壊により耐力が急激に低下した。これは、柱頭部では振れ止め装置により構面外方向は拘束されていたが、試験体基礎梁の固定が不十分であったため、基礎梁が構面外方向に移動し、試験体がねじれたためである。また、補剛管に貼付したゲージにおいて歪の進行が認められなかった。

これは、座屈による軸力管と補剛管の接触がないことを意味しており、二重管（アンボンドブレース）としての効果を発揮する前に崩壊に至ったと推定される。試験体 No.7 に生じた RC 上梁部の顕著な亀裂は認められなかった。これは、No.8 試験体では軸力管の全体座屈が拘束され

表-4 結果一覧

試験体	水平耐力 (kN)		耐力時部材角 (%)	
	正	負	正	負
No.7	369	-371	1.30	-1.51
No.8	352	-333	2.00	-1.95

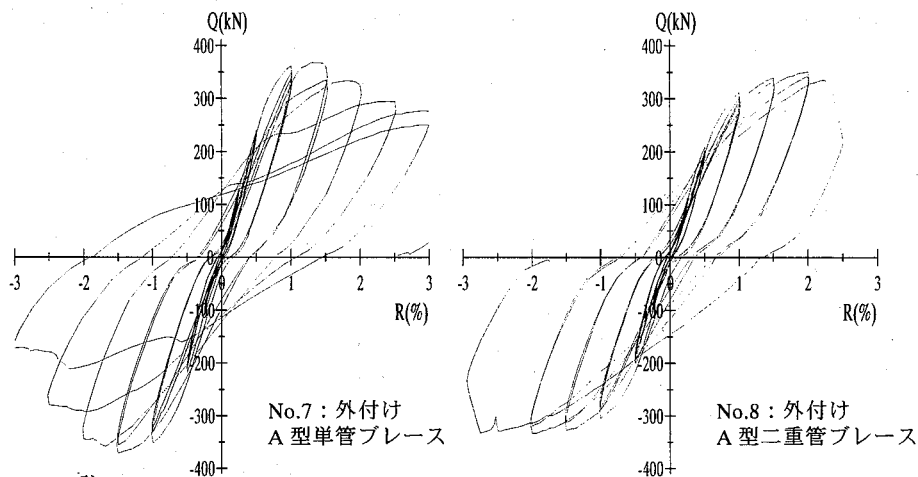


図-7 水平力 Q - 部材角 R 関係

表-5 諸現象進展状況

部材角 (%)	最大荷重 (kN)	試験体 No.7	最大荷重 (kN)	試験体 No.8
0.25	1 +	129.5	112.1	
	1 -	-109.3	-104.4	
	2 +	126.4	109.7	
	2 -	-100.5	-98.2	
	3 +	127.0	107.7	
	3 -	-100.8	-97.2	
0.5	1 +	235.6	209.0	
	1 -	-217.5	-199.5	
	2 +	239.9	203.1	
	2 -	-207.1	-191.7	
	3 +	234.9	198.7	
	3 -	-202.8	-186.6	
1.0	1 +	361.8	312.3	主筋降伏（東柱脚-東、西柱頭-東、西柱脚-西）、鉄骨枠降伏（東柱脚、下梁東、下梁西）、ブレース降伏（東、西）
	1 -	-351.8	-303.6	主筋降伏（西柱脚-西）、鉄骨枠降伏（東柱脚）
	2 +	349.0	301.1	鉄骨枠降伏（西柱脚、下梁西）
	2 -	-330.9	-287.7	
	3 +	338.0	295.6	主筋降伏（東柱頭-西）
	3 -	-322.1	-282.6	
1.5	1 +	368.6	339.7	正最大荷重（部材角 1.3%時）、主筋降伏（西柱脚-東）、鉄骨枠降伏（西柱脚）
	1 -	-370.7	-327.4	負最大荷重（部材角 -1.5%時）、主筋降伏（東柱脚-西、西柱頭-西）
	2 +	335.0	335.3	ブレース全体座屈（西）、ブレース局部座屈（西）
	2 -	-355.1	-311.7	
	3 +	333.5	351.7	鉄骨枠降伏（西柱頭）
	3 -	-357.6	-333.5	ブレース全体座屈（東）、主筋降伏（東柱頭-東）、鉄骨枠降伏（東柱頭）
2.0	1 +	294.9	342.6	鉄骨枠降伏（上梁中東、上梁中西）
	1 -	-291.9	-318.9	鉄骨枠局部座屈（西柱脚）
	2 +	277.2	335.2	
	2 -	-211.2	-332.1	RC 西柱におけるねじれ破壊（部材角 -2.9%時）、鉄骨枠降伏（東柱頭、上梁東）
	3 +	251.3	-	
	3 -	-	-	
4.0	1 +	251.3	-	RC 東西柱脚におけるせん断破壊（部材角 4.0%時）

注：表中（ ）内の－をはさむ東西は、前者は2本の柱の、後者は同柱の鉄筋の側を表す。

ているため、圧縮および引張ブレースの塑性軸耐力がほぼ等しいためである。また、鉄骨枠は最後まで局部座屈を起こさなかった。

間接接合部では、RC 部分とモルタル接合面のズレによる隙間（肌離れ）が観察されたが、実験終了時まで内付け試験体のような著しい破壊は認められなかった。

試験体 No.7 および No.8 の最大耐力は No.1 の 3.5 および 3.3 倍である（表-6 参照）ので、無補強 RC フレームの 2.3 倍～2.5 倍の補強効果が発揮されたことになる。また、鉛直荷重保持能力に関しても補強効果があり、実験終了時まで柱軸力の急激な低下は生じなかった。

(2) ピン接合による影響

試験体 No.5 および No.7 では、ブレースの全体座屈後も、端部は座屈による曲げ変形の影響が少なく、局部座屈も生じていないので、座屈後のブレース軸力もブレース端部に貼付した歪ゲージから求めることができる。平面保持、および歪履歴を考慮した完全弾塑性の仮定の下に、ゲージ測定結果からブレース軸力を算出した。1 本のブレースの軸力と部材角 R の関係を図-10 に示す。ブレース軸力は両端の軸力の平均で、図中の×印は試験体の最大水平耐力点である。

鋼管ブレースを用いた試験体のうち No.3, No.5 および No.6 は、小変形時に引張側ブレースの歪が生じない領域が認められた（図-10 参照）。これは、東西のブレースとも圧縮より効くように長さ調整して取り付けただけで、ピンのガタ分を吸収する水平変位に達するまではブレースが引張力を負担できないからである。一方、機械処理を施しクリアランスを実レベルとした No.7 および No.8 ではこの領域が狭くなっている。ブレースに引張歪が生じ始めるのは、試験体 No.3, No.5 および No.6 はおよそ $R=0.4\sim0.5\%$ 、試験体 No.7 および No.8 ではおよそ $R=-0.15\%$ であった。

いずれもブレースが圧縮で耐力低下が起こった時に最大耐力点となっているので、試験体の最大耐力はブレースが支配していると確認できる。試験体 No.5 は、引張軸力も $R=1.5\%$ を越えた領域で低下している。これは、RC 柱脚部の破壊によりブレース軸力が決定されているためである。ブレース両端部をピン接合とする場合はピン部のクリアランスの大小がブレースの挙動を大きく支配し、エネルギー吸収能力を下げ、ブレースの圧縮および引張耐力の水平成分の和が補強架構の計画耐力を下回る危険性を有している。また、小変形領域では片側ブレースのみ効いている状態で、十分補強効果が発揮できない可能性がある。

(3) 耐力

耐震改修指針に従って求めた各部の水平耐力の計算値を表-6 に示す。ピン部のクリアランスが大きい試験体 No.5 の exQ_u / sQ_{su} は 0.91 であったが¹⁸⁾、クリアランスが小さく両ブレースの耐力加算ができる試験体 No.7 および No.8 の exQ_u / sQ_{su} は、1.00 および 1.02 と対応が良い。試験体 No.8 では、最終破壊はねじれ破壊であったが、 exQ_u / sQ_{su} は 1.02 であり、ブレースも降伏に達していることから、最大耐力にはこのねじれ破壊が大きくは支配していないと推測される。いずれの試験体もブレースの耐力は発揮したと判断できるので、水平最大耐力時に間接接合部に塑性変形（ずれ）が生じていたが間接接合部は必要強度を有していたと推定できる。

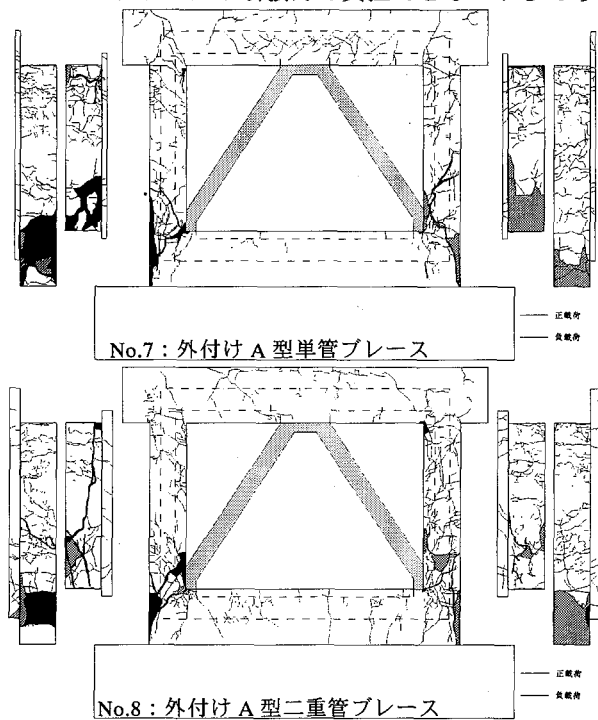


図-8 ひび割れ図（最終崩壊時）

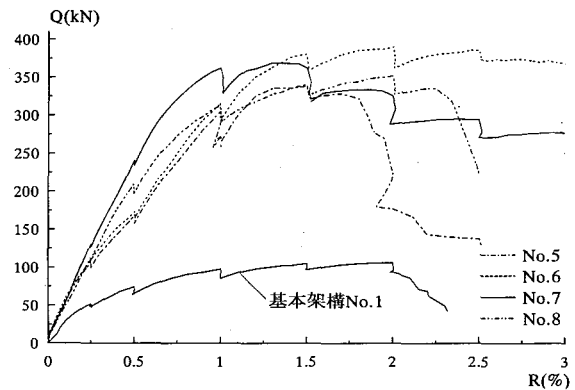


図-9 水平力 Q - 部材角 R 包絡線

(4) 枠材軸に直交する応力によるブレース交叉部の挙動と耐力

ブレース軸力の差によって交叉部に鉛直応力 ΔP が生じる。層間変形角 R と ΔP の関係を図-11に示す。ピンのガタにより小変形時に ΔP が生じているが、両試験体とも $R=1.0\%$ を過ぎてから座屈に伴い、 ΔP が

表-6 耐力の耐震改修指針による計算値と実験値 (kN)

試験体	柱		ブレース	補強接合部			補強架構				実験値	$\frac{ex Q_u}{s Q_{su}}$
	Q_c	$p Q_c$	$s Q_c$	Q_{js}	Q_{ja}		$s Q_{su1}$	$s Q_{su2}$	$s Q_{su3}$	$s Q_{su}$	$ex Q_u$	
No.1	59.1	—	—	—	—		—	—	—	118	106	0.90
No.7	55.3	—	259	441	427		370	—	—	370	369	1.00
No.8	54.6	—	236	471	427		345	—	—	345	352	1.02

Q_c : 柱耐力 (ノ本)

$p Q_c$: 引張側柱頭のパンチングシア耐力

$s Q_c$: ブレース耐力

Q_{js} : スタッッドで決まる梁部接合部耐力

Q_{ja} : あと施工アンカーで決まる梁部接合部耐力

$s Q_{su1}$: ブレース補強架構耐力 ($=s Q_c + 2 \cdot Q_c$)

$s Q_{su2}$: スタッッドにより決まる補強架構耐力 ($=Q_{js} + p Q_c + Q_c$)

$s Q_{su3}$: アンカーにより決まる補強架構耐力 ($=Q_{ja} + p Q_c + Q_c$)

$s Q_{su}$: 補強架構耐力 ($=\min(s Q_{su1}, s Q_{su2}, s Q_{su3})$)

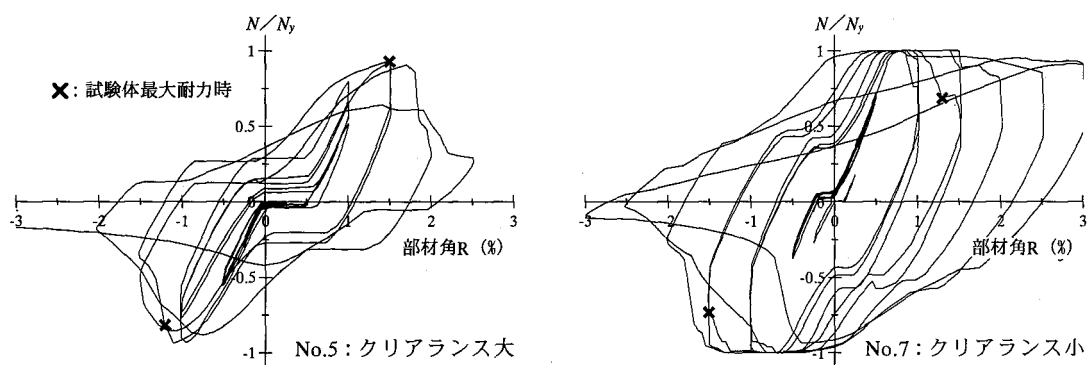


図-10 ブレース無次元化軸力

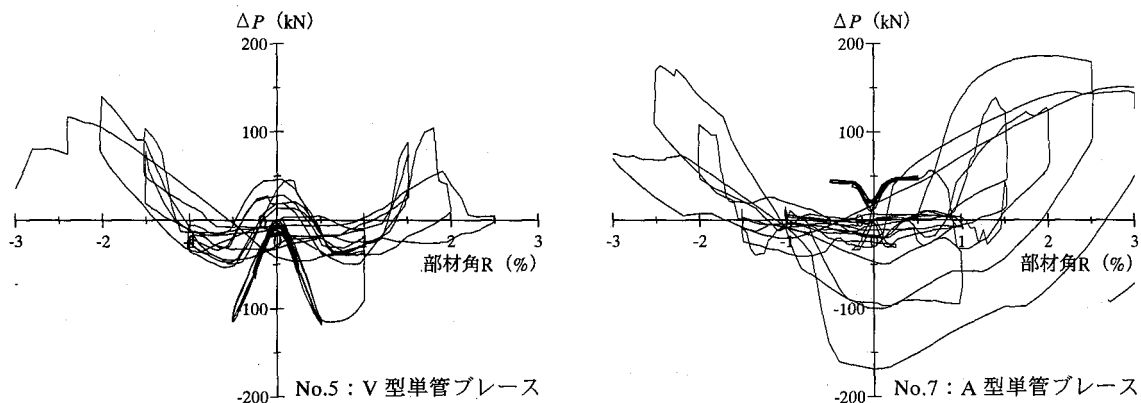


図-11 部材角 R — ΔP 関係

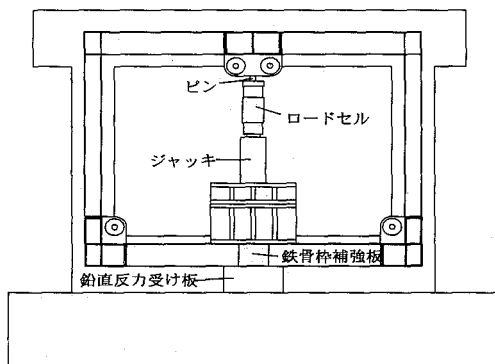


図-12 加力システム (ブレース交差部)

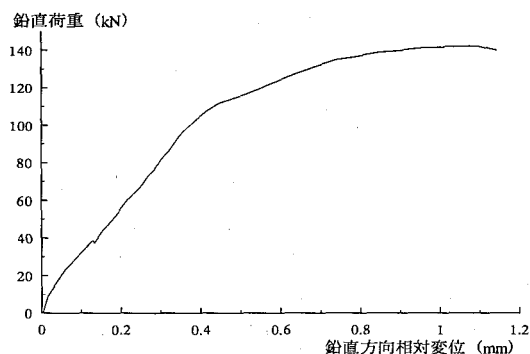


図-13 鉛直荷重—中央鉛直方向相対変位関係

急増している。 ΔP が間接接合部の耐力を大きく支配する恐れがあるが、本実験においては間接接合部の破壊は軽微であったので、間接接合部が材軸に直交する応力 (ΔP) を受けたときの終局耐力を調べるため、梁部間接接合部の亀裂進展の少なかった試験体 No.8 を用い、追加実験を行った。実験終了後のブレースを取り除き、ブレース交叉ガセット部にピンを介して鉛直上方向の単調載荷を行った (図-12)。 ΔP はブレース座屈後、下向きに生じるが、この実験では加力が容易なので上向きに載荷している。

鉛直荷重と中央鉛直方向相対変位の関係を図-13 に示す。鉛直力が約 100kN までは比例的に変形している。その後剛性が低下し、ブレース交叉ガセット部を囲むようにモルタル部に円弧形的の割裂亀裂が生じ、相対鉛直変位が 1mm を越えた時点で耐力低下が生じた (最大耐力は 142kN)。

各測定点の鉛直相対変位、強軸回りのモーメント、およびねじれ回転角の分布を図-14 に示す。強軸回りの曲げモーメントは各部に貼付した WSG (4 枚/断面) による歪データより求めたものであり、ねじれ回転角は上下フランジに取り付けた変位計の面外方向相対変位を測定間距離で除した値である。鉛直相対変位、ねじれ変形、曲げモーメントとも載荷点近傍 (ブレース取り付けガセットプレート) が大きく、載荷点近傍のスタッドでこれらの変形・応力に抵抗していることが同図より分かる。

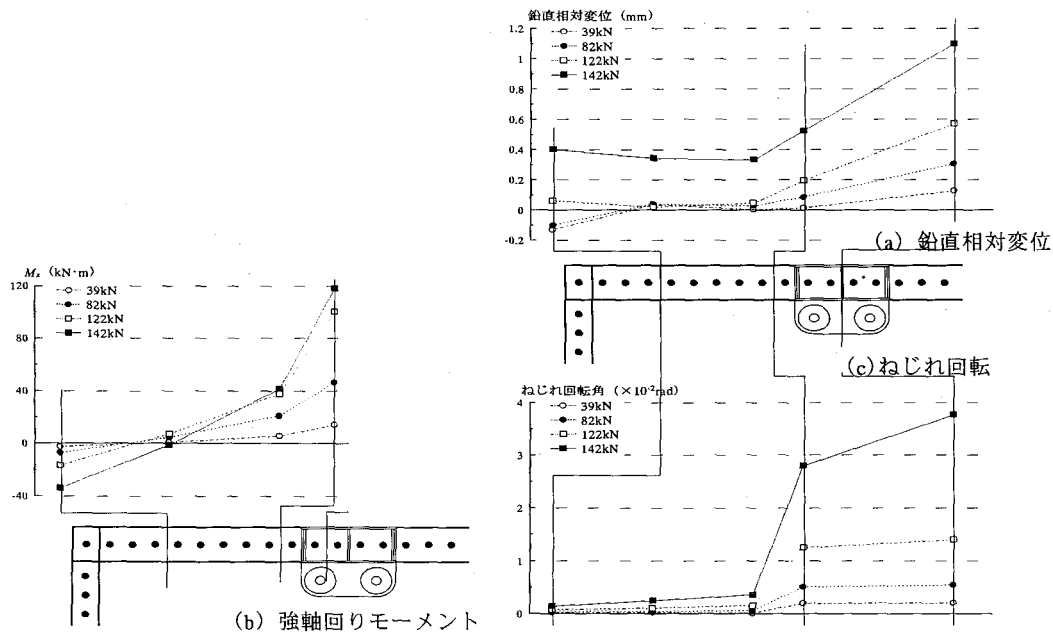


図-14 各分布図 (ブレース交差部)

4. 鉄骨枠が受ける応力および間接接合部の応力伝達

(1) 外付け鉄骨枠の応力分布

図-15 に示す位置に WSG を貼付し (4 枚/断面)、歪測定結果より各部の応力を求めた。部材角 $R=0.25\sim 1.0\%$ 所定時の西半面応力分布を図-16 に示す。両試験体とも部材角 $R=1.0\%$ 付近でブレースは降伏耐力に達している。試験体 No.7 の鉄骨枠はブレース接点部の柱脚および下梁端部のゲージ数枚が部材角 $R=1.0\%$ サイクル時に降伏歪に達していたので、①平面保持、②材料特性は歪履歴を考慮した完全弾塑性の仮定の下に、ゲージによる歪分布から鉄骨断面各部の応力度を求め、モルタルの存在は無視して鉄骨部の曲げモーメント等を求めた。H 形鋼の降伏曲げ耐力と降伏軸力は表-7 に示す通りである。

1) 強軸回りの曲げモーメント分布 (図-16 参照)

鉄骨枠フレームも RC 骨組に追従して変形するので、この曲げモーメント分布は水平力を受ける口型骨組の曲げモーメント図とよく似た分布であるが、間接接合部が剛でないため、鉄骨枠と RC 躯体間のずれに起因して節点近傍での曲げモーメント分布が非線形とな

表-7 鉄骨枠降伏耐力

	降伏曲げ耐力 (kN·m)		降伏軸力 (kN)
	強軸回り M_{yx}	弱軸回り M_{yy}	
柱	7.08	2.24	246
梁	11.70	2.25	288

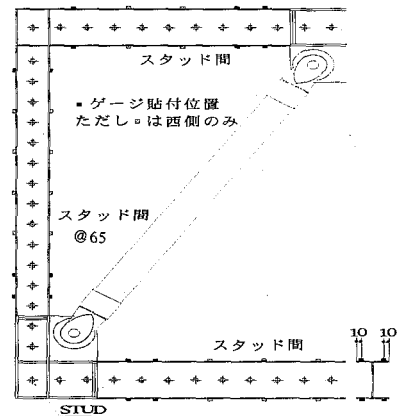
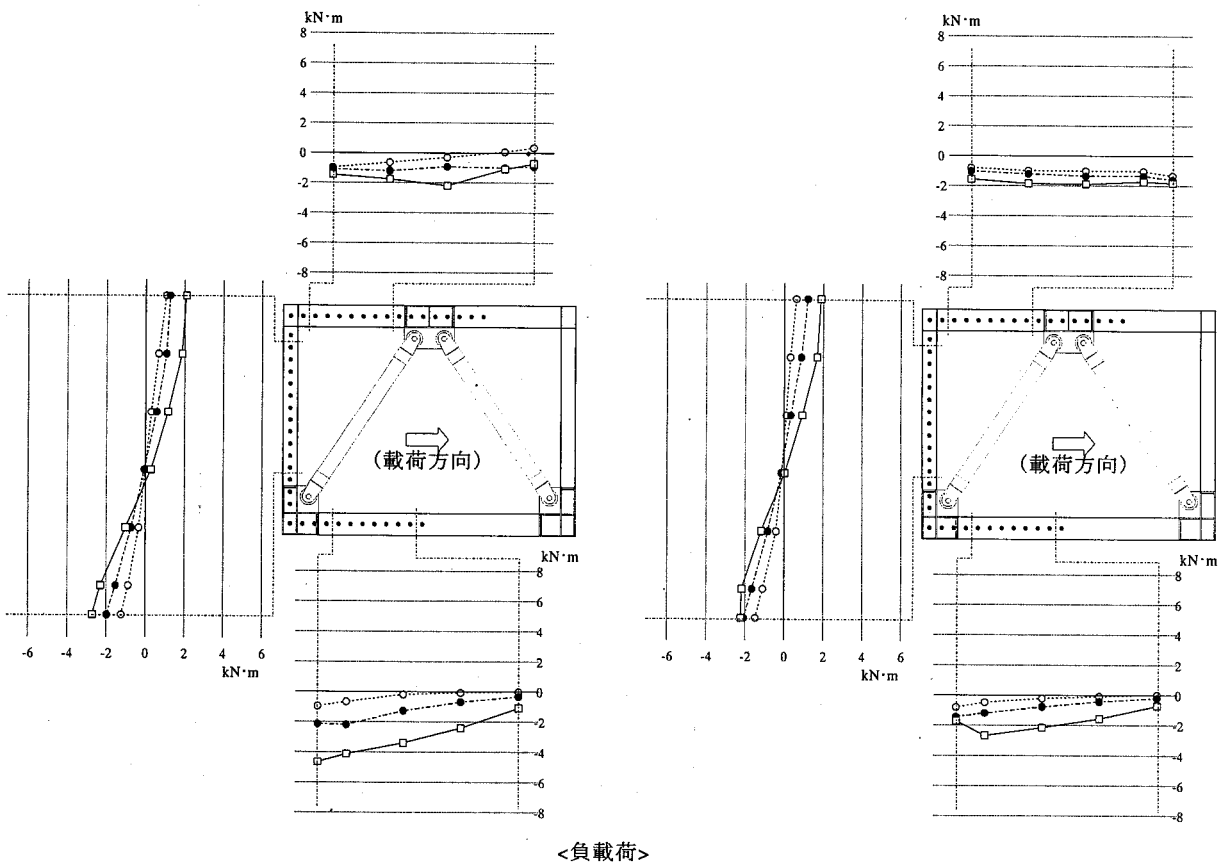
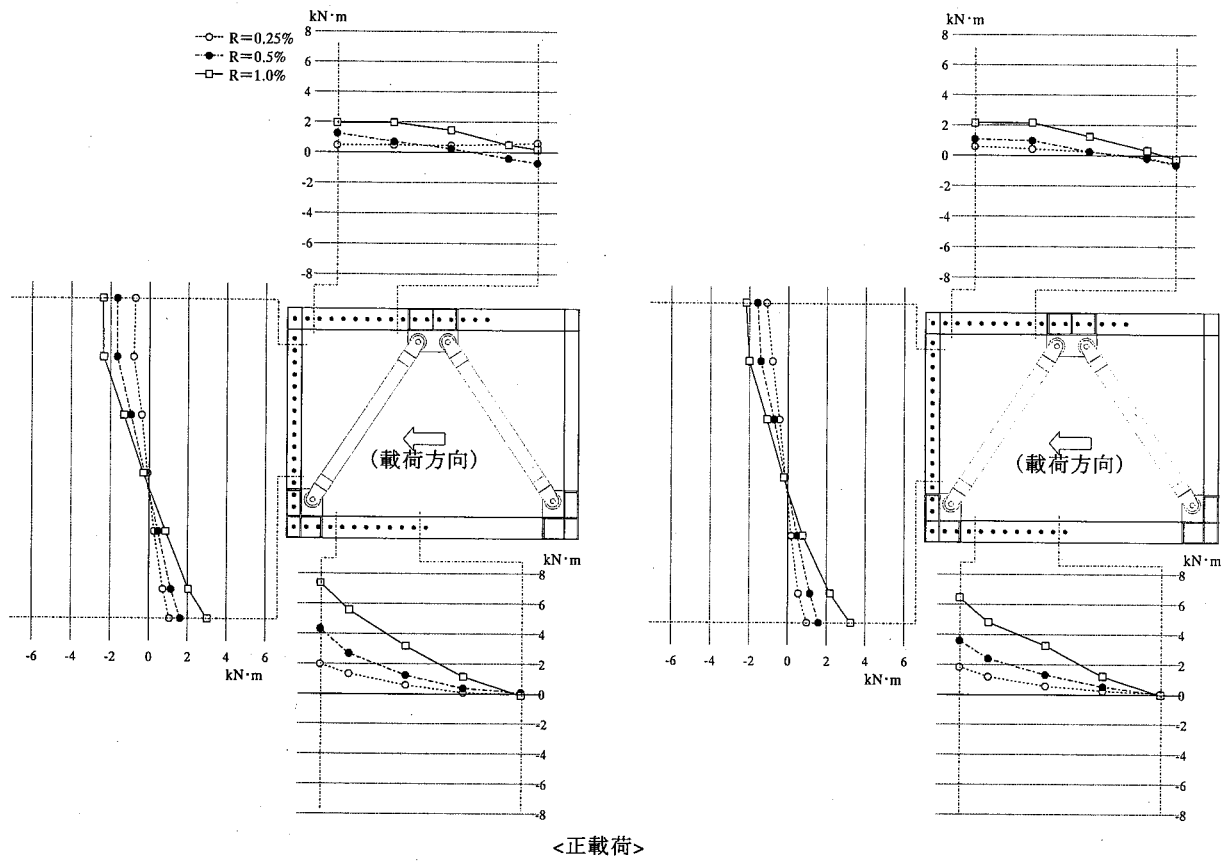


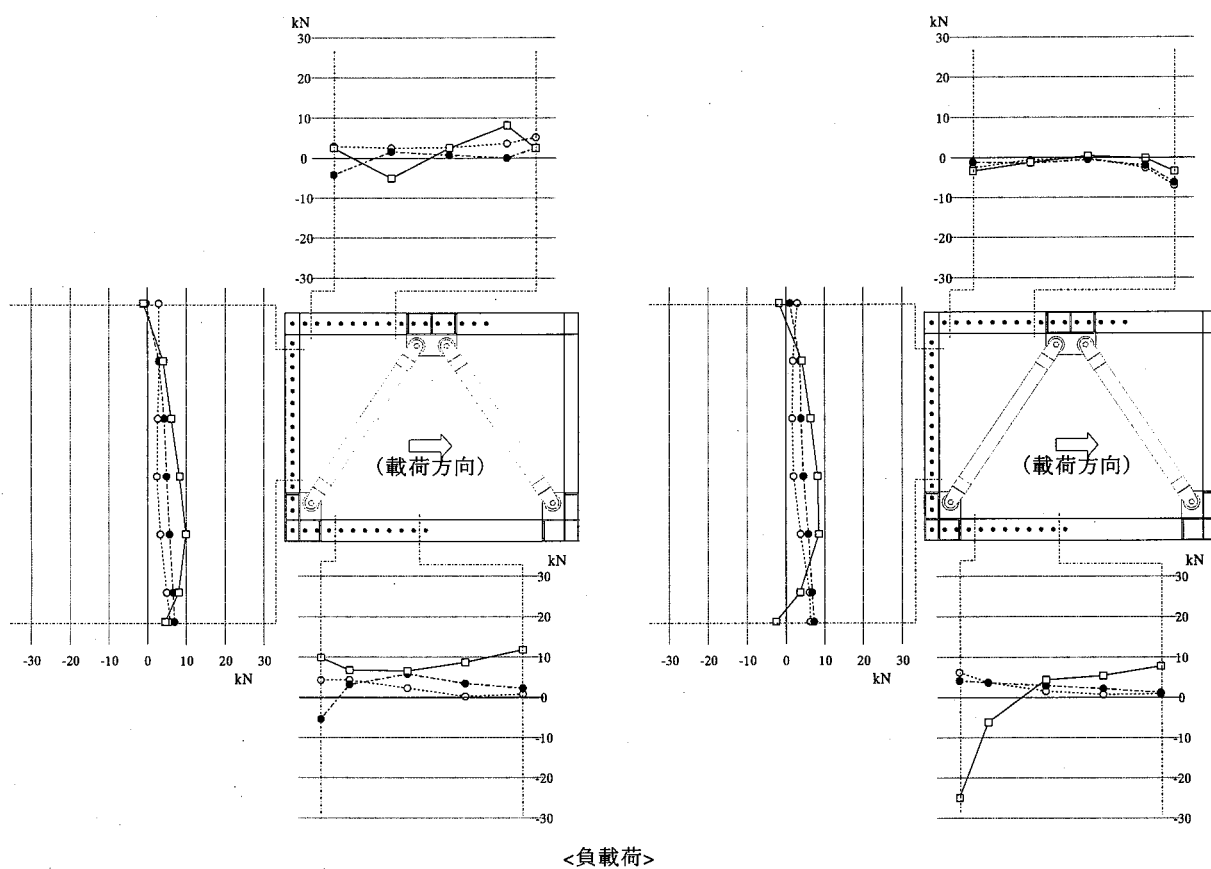
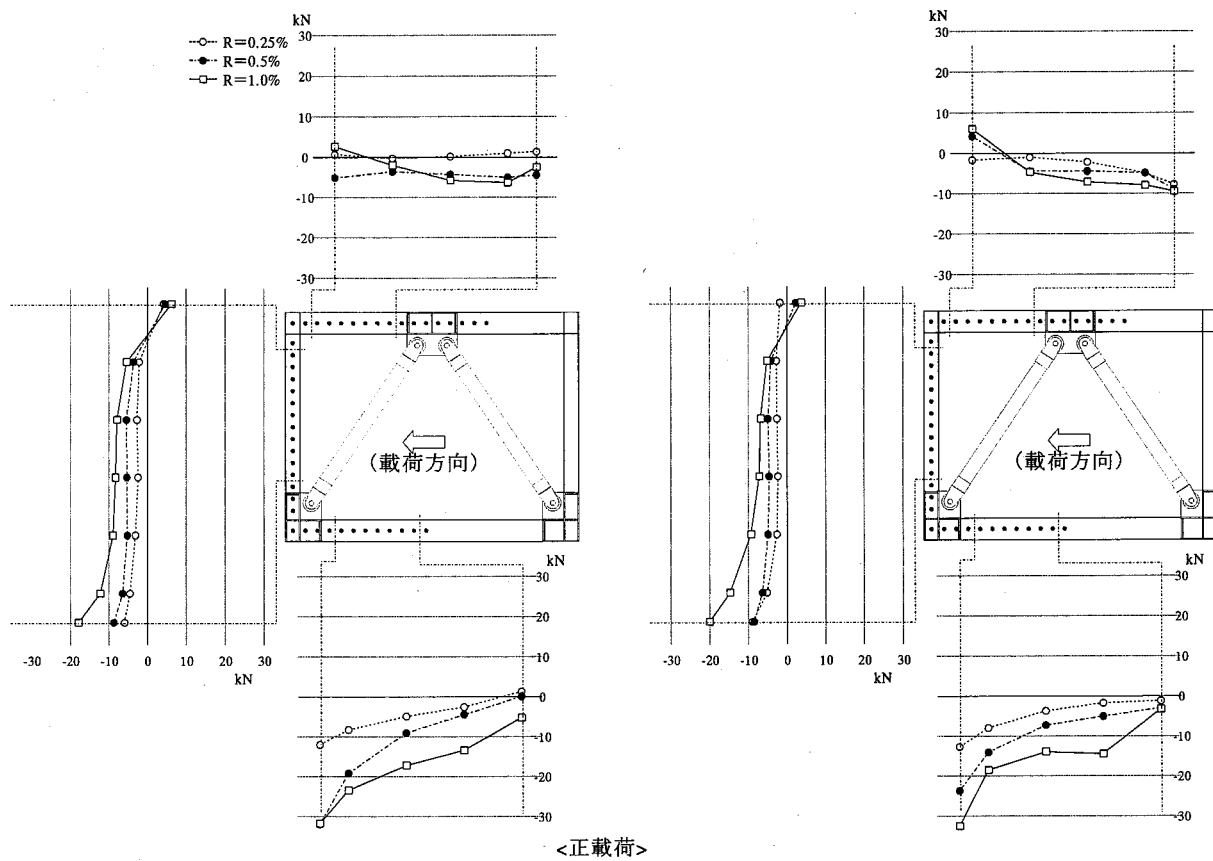
図-15 ゲージ貼付位置



(1)試験体 No.7

(2)試験体 No.8

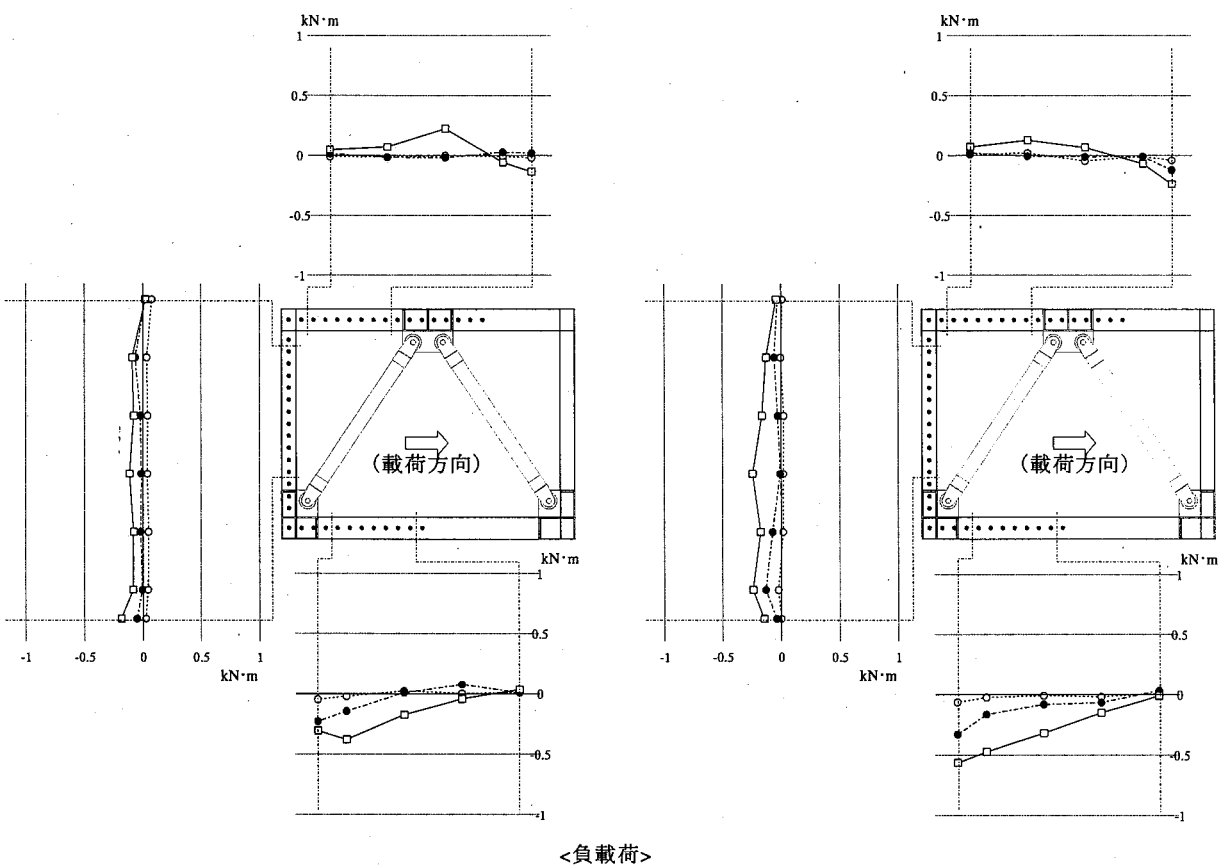
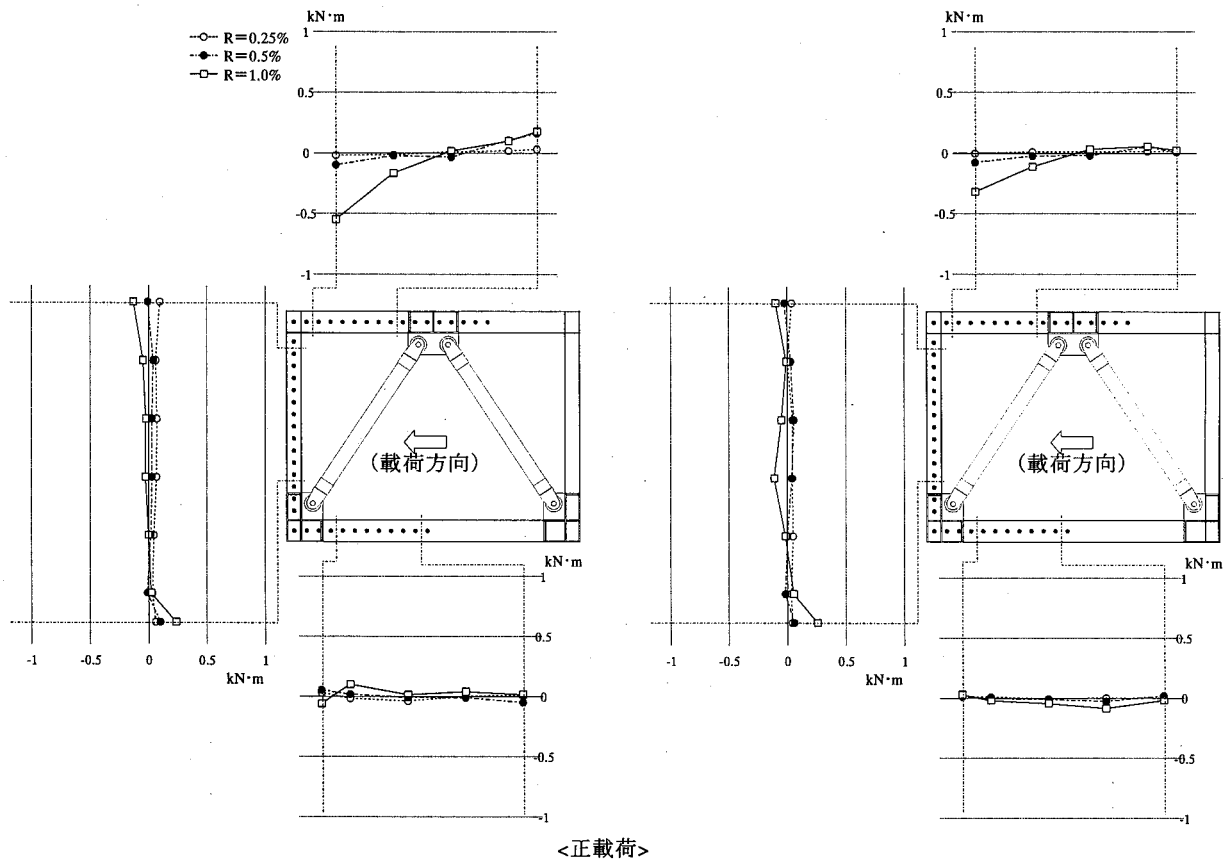
図-16 鉄骨枠モーメント分布（強軸回り）



(1) 試験体 No.7

(2) 試験体 No.8

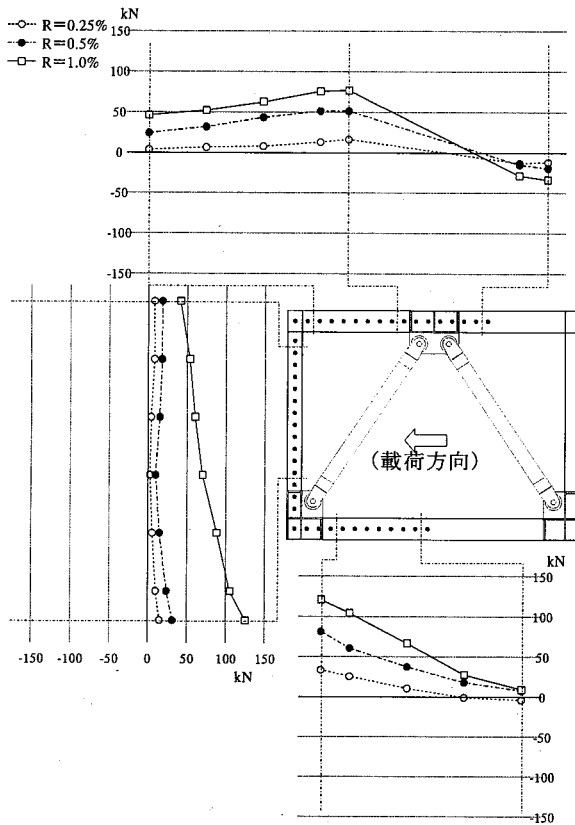
図-17 鉄骨枠せん断力分布 (強軸方向)



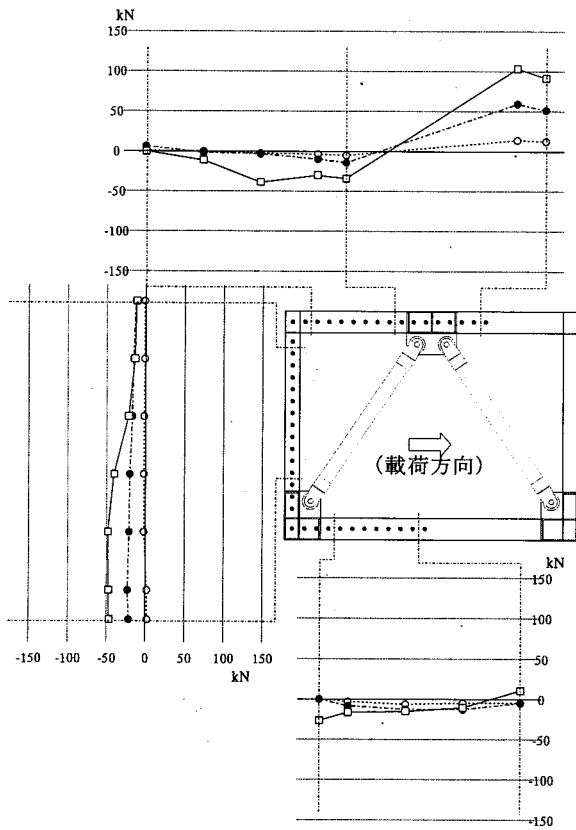
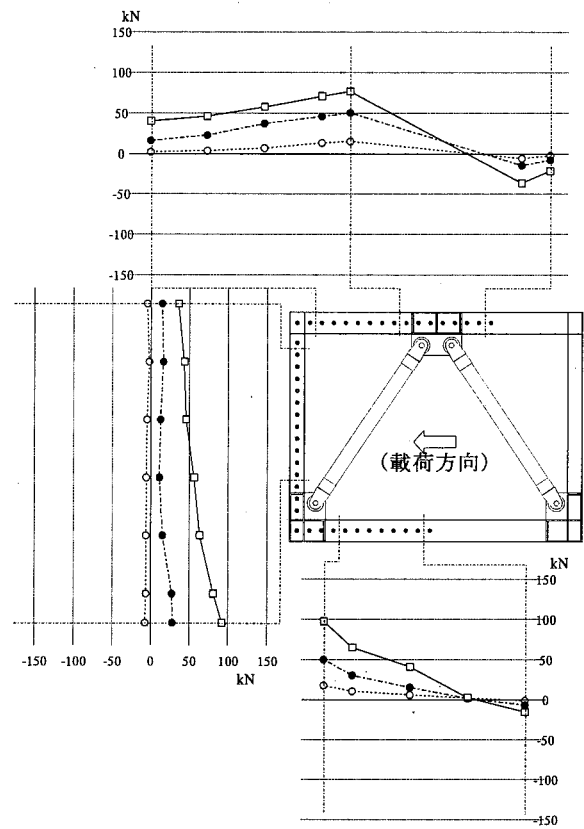
(1)試験体 No.7

(2)試験体 No.8

図-18 鉄骨枠モーメント分布（弱軸回り）

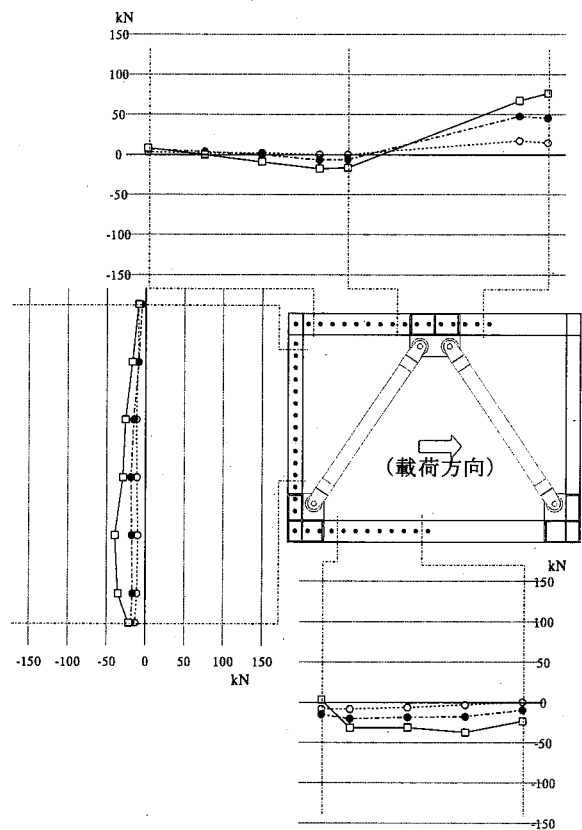


<正載荷>



<負載荷>

(1) 試験体 No.7



(2) 試験体 No.8

図-19 鉄骨枠軸力分布

っている。上梁の曲げモーメントが下梁より小さい理由は、ブレース交叉部で回転が拘束されるためであろう。

2) 強軸方向せん断力分布 (図-17 参照)

図-16 の曲げモーメント分布を曲線 (中央部: 2 次関数, 端部: 3 次関数) で近似し, その勾配をせん断力としている。M図では勾配の符号が変わらないにもかかわらず, 材端部でせん断力の符号が変わるものがあるが, これはM図を曲線近似したことによる誤差である。枠が引張を受ける時 (正載荷時, 柱および下梁) ブレース接合部近傍でのせん断力が他の部分に比べて大きい。鉄骨柱枠 H 形鋼のウェブせん断降伏耐力は約 45kN であるので $R=1\%$ 時の測定範囲でその最大値はせん断降伏耐力の約 45% である。

3) 弱軸回りの曲げモーメント分布 (図-18 参照)

面外曲げとなる弱軸回りの曲げモーメントは枠鉄骨の構面外曲げによって生じる。ブレース接合部近傍の曲げモーメントが他の部分より大きい, 図-18 に示す範囲でその最大値は枠柱で降伏曲げモーメントの約 10%, 枠梁で 25% である

4) 軸力分布 (図-19 参照)

軸力分布は枠軸方向力の応力伝達と関係するので, 軸力の絶対値はブレースと鉄骨柱の接合部から遠ざかるに従い減少する。圧縮ブレース (正載荷時) から応力を受けるときの枠柱の軸力 (引張) は, 引張ブレースから応力を受けるとき (同: 圧縮) の 2 倍以上であり, 軸力分布の勾配も大きい。この理由として, モルタル部を無視した計算結果にはモルタル部が負担する軸力が含まれていないので, 枠鉄骨が圧縮を受けるときの計算結果は引張を受けるときより小さくなる。従って, 応力移行に関する誤差は鉄骨柱が引張を受けるときの方が少ない。

(2) 外付け間接接合部負担率

前項で示した軸力分布はモルタルを無視しているの誤差はあるが, その勾配は鉄骨柱-RC フレーム間の応力伝達を表している。ここでは試験体 No.7 について柱, 梁部全長における応力伝達, スタッド応力に関してブレース接点近傍と中間部と違いを示す。なお, 試験体 No.7 の部材角 $R=0.25\%$ の 1 サイクル目のみブレースを圧縮から効き始めるように設置したため傾向が異なっている。また図示していないが試験体 No.8 も同様の傾向を示していた。

1) 柱部 (図-20 参照)

枠柱は柱脚部でブレースから $N_v = N_b \cos \theta$ (ここに N_b : ブレース軸力, θ : ブレースが柱材軸となす角) の軸力を受ける。この N_v は主として柱部のスタッド (間接接合部) を介して RC に伝達される。柱脚ブレース接点部に最も隣接している測定点における軸方向力を N_{v0} とすると, 力の釣り合いから N_v と N_{v0} との差が, その間にあるスタッド 4 本で伝達された応力 Q_{a1} となる (ただし, 接合部近傍の梁部のスタッドも関与するがこれを無視している)。 Q_{a1} を求めた測定区間以外での軸力差の和はブレース接点付近以外のスタッドが負担したせん断力 Q_{a2} となる。また, $Q_{a1} + Q_{a2}$ は

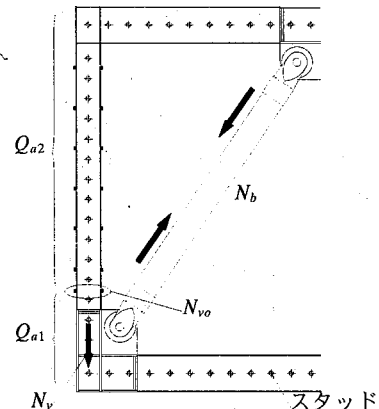


図-20 柱部の伝達能力

表-8 柱部の伝達能力 (No.7)

部材角 正載荷	N_v kN	N_{v0} kN	Q_{a1} kN	q_{a1} kN	Q_{a2} kN	q_{a2} kN	$Q_{a1}+Q_{a2}$ kN	負担率 %
0.40%	-70.6	19.6	51.1	12.8	7.7	0.6	58.7	83.1
0.50%	-96.4	31.7	64.7	16.2	13.0	1.0	77.7	80.6
0.60%	-126.9	65.6	61.3	15.3	52.8	4.1	114.1	89.9
0.70%	-147.4	81.6	65.9	16.5	66.7	5.1	132.6	89.9
0.80%	-167.6	97.1	70.4	17.6	80.3	6.2	150.8	90.0
0.90%	-183.8	111.9	71.9	18.0	92.6	7.1	164.5	89.5
1.00%	-194.4	125.4	69.0	17.3	96.2	7.4	165.2	85.0

1 本の枠柱部の全スタッドによる伝達応力 Q_a であり, N_v/Q_a は柱部でブレース軸力の鉛直成分が間接接合部を介して RC 柱部に伝達された割合 (以下負担率と呼ぶ) を表している。なお, 柱頭部の最端部はゲージから軸力差をとれないので, 隣接するスタッドのせん断力の値を使用した。試験体 No.7 の計算結果を表-8 に示す。同表中 q_{a1} は Q_{a1} をその区間のスタッドの本数 (4 本) で割った値, q_{a2} は Q_{a2} をその区間のスタッドの本数 (13 本) で割った値で, スタッド 1 本当たりの平均負担せん断力である。

正載荷時 (柱枠: 引張, ブレース: 圧縮) において, 部材角 $R=0.5\%$ を越えると q_{a1} はブレース接点部付近のスタッド

部材角 負載荷	N_v kN	N_{v0} kN	Q_{a1} kN	q_{a1} kN	Q_{a2} kN	q_{a2} kN	$Q_{a1}+Q_{a2}$ kN	負担率 %
-0.40%	92.6	-14.6	-78.0	-19.5	-6.0	-0.5	-84.0	90.7
-0.50%	117.8	-21.2	-96.6	-24.2	-11.4	-0.9	-108.1	91.7
-0.60%	186.2	-36.2	-150.0	-37.5	-32.6	-2.5	-182.6	98.0
-0.70%	198.1	-47.9	-150.2	-37.6	-42.9	-3.3	-193.1	97.5
-0.80%	202.4	-56.6	-145.7	-36.4	-49.6	-3.8	-195.3	96.5
-0.91%	204.8	-62.2	-142.5	-35.6	-53.3	-4.1	-195.9	95.6
-1.00%	167.6	-46.5	-121.1	-30.3	-37.1	-2.9	-158.2	94.4

q_{a1} , q_{a2} : それぞれ Q_{a1} Q_{a2} の領域におけるスタッド 1 本あたりの負担応力

の応力 (q_{a1}) が許容せん断耐力の 17.1kN に達し、急激に他のスタッド (q_{a2}) に力が流れ始める。表-8 に示した範囲では負担率は 80~90% であり、残りの 10~20% はモルタルを無視していることによる誤差および梁部スタッドのせん断力で負担されていると考えられる。

負荷荷時 (柱杵：圧縮、ブレース：引張) においては、 q_{a1} は絶対値で正載荷時より大きく、 q_{a2} は小さい。また $R=0.4\%$ を越えた範囲で q_{a1} は許容せん断耐力 (17.1kN) を上回っている。鉄骨杵が圧縮を受ける場合これは柱杵が圧縮を受ける場合スタッドを含めた間接接合部の抵抗力が大きいと判断できる。

2) 上梁 (図-21 参照)

上梁においても柱同様に考える。ブレースが抵抗する水平力 Q_E が間接接合部を介して RC から鉄骨杵 (上梁) に伝達される。ブレース接点部に最も隣接している東および西の測定点における軸方向力を N_{ve} および N_{vw} とする。ブレース接点部の力の釣り合いから Q_E から N_{ve} と N_{vw} の軸力差を引いた値が、その間にあるスタッド 6 本が伝達した応力 Q_{a1} となる。また、他の測定間の軸力差より算出し (東側は西側の負荷荷時のものを使用)、その和を求めるとブレース接点付近以外のスタッドによる伝達せん断力 Q_{a2} となる。また、 $Q_{a1} + Q_{a2}$ は上梁部の全スタッドによる伝達応力 Q_a となり、 Q_a / Q_E は上梁部での間接接合部の負担率を表している。その結果を表-9 に示す。同表中 q_{a1} および q_{a2} は、それぞれ Q_{a1} および Q_{a2} をその区間のスタッド本数 (それぞれ 6, 18 本) で割った値である。なお、上梁部も両端部はゲージから軸力差を算出できないので、隣接するスタッドのせん断力値を使用した。

ブレース接点部のスタッド 1 本当たりのせん断力は部材角 $R=0.6\%$ 以降、許容耐力 (17.1kN) を越えている。 q_{a1} は q_{a2} の約 5 倍でブレース接合部に応力が集中していることが推察される。負担率は 79% 以上でブレース降伏時まで間接接合部は十分な応力伝達能力を示している。

3) 下梁 (図-22 参照)

ブレース軸力の水平成分 Q_w および Q_e が間接接合部を介して RC に伝達される。ブレース接点部に最も隣接している東および西の測定点における軸方向力を N_{ve} および N_{vw} とし、ブレース接点部の力の釣り合いから、 $(Q_w - N_{vw})$ および $(Q_e - N_{ve})$ がその間にあるスタッド 4 本により伝達された応力 Q_{w1} および Q_{e1} となる。また、他の測定点間の軸力差より算出し (東側は西側の負荷荷時のものを使用)、その和をとったものがブレース接点付近以外のスタッドにより伝達された応力 Q_{a2} となる。また、 $Q_{w1} + Q_{e1} + Q_{a2}$ は、下梁部の全スタッドによる伝達応力 Q_a を表しており、入力 $Q_E (=Q_w + Q_e)$ に対する Q_a の比は下梁部でブレース軸力水平方向が RC に伝達された割合 (負担率) を表している。その結果を表-10 に示す。同表中 q_{w1} , q_{e1} , および q_{a2} はそれぞれ Q_{w1} , Q_{e1} および Q_{a2} をその区間のスタッドの本数 (それぞれ 4, 4, 16 本) で割った値である。

なお、部材角 $R=1.0\%$ サイクル中にブレース接点隣接のゲージが弾性限界歪を越えていた、その影響で負

表-9 上梁部の伝達能力 (No.7)

部材角 正載荷	Q_E kN	N_{vw} kN	N_{ve} kN	Q_{a1} kN	q_{a1} kN	Q_{a2} kN	q_{a2} kN	$Q_{a1}+Q_{a2}$ kN	負担率 %
0.40%	123.1	41.7	-11.0	70.4	11.7	45.6	2.5	116.0	94.3
0.50%	157.1	51.7	-14.9	90.5	15.1	63.2	3.5	153.7	97.8
0.60%	197.8	58.3	-22.2	117.4	19.6	74.0	4.1	191.4	96.7
0.70%	230.8	65.5	-22.4	143.0	23.8	77.9	4.3	220.9	95.7
0.80%	249.8	71.7	-25.6	152.5	25.4	81.3	4.5	233.9	93.6
0.90%	260.6	75.0	-28.3	157.3	26.2	82.3	4.6	239.5	91.9
1.00%	267.7	77.1	-28.3	162.2	27.0	81.5	4.5	243.7	91.1

部材角 負載荷	Q_E kN	N_{vw} kN	N_{ve} kN	Q_{a1} kN	q_{a1} kN	Q_{a2} kN	q_{a2} kN	$Q_{a1}+Q_{a2}$ kN	負担率 %
-0.40%	-98.7	-7.6	48.3	-42.8	-7.1	-45.6	-2.5	-88.4	89.6
-0.50%	-132.9	-14.1	59.3	-59.4	-9.9	-63.2	-3.5	-122.6	92.3
-0.60%	-262.2	-22.6	81.7	-157.9	-26.3	-74.0	-4.1	-231.9	88.4
-0.70%	-270.2	-26.8	89.5	-153.9	-25.6	-77.9	-4.3	-231.8	85.8
-0.80%	-273.0	-30.7	95.2	-147.1	-24.5	-81.1	-4.5	-228.2	83.6
-0.91%	-274.6	-32.8	101.0	-140.8	-23.5	-83.6	-4.6	-224.3	81.7
-1.00%	-249.8	-33.8	103.4	-112.6	-18.8	-83.5	-4.6	-196.2	78.5

q_{a1} q_{a2} : それぞれ Q_{a1} Q_{a2} の領域におけるスタッド 1 本あたりの負担応力

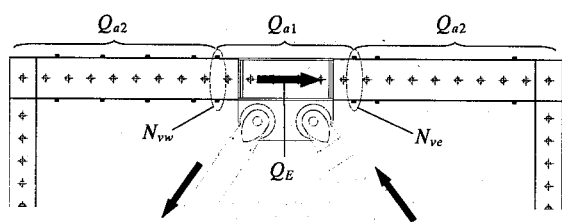


図-21 上梁部の伝達能力

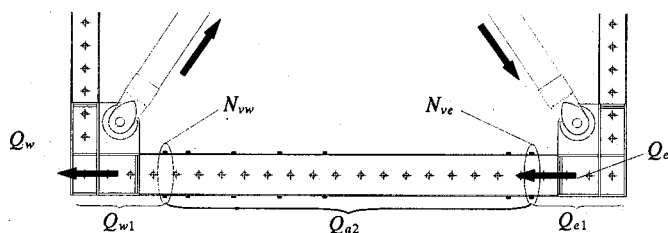


図-22 下梁部の伝達能力

担率が低く出ていたので、弾性範囲内にある隣の測定点で置き換えて計算している。 q_{w1} 、および q_{e1} に対する q_{a2} の比は3~6で、ブレース接合部近傍の間接接合部に伝達応力が集中している現象は他の枠と同じである。負担率も90%前後で、残り10%程度がモルタルを無視していることによる誤差および梁枠に直交する柱枠の間接接合部で応力伝達がないと推定される現象についても他の枠と同じである。

(3) 外付け鉄骨枠相対ズレ

外付け鉄骨枠とRC架構構面の相対変位を図-23に示す。測定位置は、鉄骨枠東西の柱頭・柱脚および梁中央ブレース交叉部の5点で、構面内水平方向・構面内鉛直および構面外水平方向の3方向について測定した。各縦軸は、4.1項で示したブレース軸力の各成分であり、面外方向については偏心により生じる引抜力の梁および柱から算出した和 $T_{bu}+T_c$ 、ブレース交叉部の鉛直方向と面外方向についてはそれぞれ ΔP および ΔP によるねじれモーメント T_t である。

鉛直方向では、下梁ブレース接合部において初期には弾性挙動であるが、ブレース降伏付近から、急激に塑性変形が進行した。これに対し、ブレース接合部から離れている上梁端部では大きなズレは認められず、 ΔP が生じ始めてから若干進行したのみである。ブレース交叉部では ΔP が約100kNあたりから急激に塑性変形が進行している。水平方向では、鉛直方向に比べると急激な塑性変形の進行は認められず、ブレースからの応力が梁全体で負担され、十分に応力伝達が行われたと考えられる。ブレース交叉部では ΔP が発生後、進行が認められるが、これは ΔP によりブレース交叉近傍の接合部が鉛直方向に降伏したため、水平方向にも塑性変形が生じたと考えられる。

面外方向では、下梁ブレース接合部において初期の弾性変形勾配も大きく、ブレース降伏後で急激に塑性変形を生じた。ズレの進行具合は鉛直方向と非常に対応していることから、接合部は引抜力とせん断力の複合応力状態にあることを表している。ブレース接合部から離れている上梁端部では鉛直方向同様、 ΔP が生じ始めてからの進行が認められる。ブレース交叉部においても鉛直方向と非常に対応している。 ΔP 発生後はブレース交叉部の鉄骨枠がV型に変形し、ブレース交叉部のモルタルがRC面から肌離れを起こし、ブレース交叉部のモルタル上面にのみ局所的に亀裂が集中していた。このことから梁の材軸と直角方向に ΔP が作用し、且つねじりモーメントの反力をとる応力間距離が狭い事もあり、ブレース交叉部の接合部には大きな負担がかかったことを表している。

5. 外付け工法間接接合部設計法

外付け工法では、鉄骨枠の軸心（作用線）と、鉄骨枠を固定するRC架構コンクリート面間の偏心が無いとしたときの応力に対する間接接合部のファスナー（スタッドなど）のほか、偏心があるので、これに対処するファスナーが必要となる。偏心を無視したときの設計応力を一次応力とすると、偏心による応力は二次応力と考えられる。この他、ブレースをK型配置（本論文ではAあるいはV型と呼んでいる）としたとき、圧縮ブレース座屈後、圧縮ブレースと引張ブレース軸力が異なり、ブレース交点には鉛直方向応力が発生するので、この応力に対するファスナー設計も必要である。

(1) 間接接合部スタッド・アンカー必要本数

図-24はブレース構面に水平力 Q_E が伝達し、ブレースに軸力 N_b が生じている状態を示している。ブレース降伏時に補強骨組に作用する力が最大となるので、

表-10 下梁部の伝達能力 (No.7)

部材角 正載荷	Q_w kN	N_{vw} kN	Q_{w1} kN	q_{w1} kN	Q_E kN	N_{ve} kN	Q_{e1} kN	q_{e1} kN	Q_{a2} kN	Q_{2a2} kN	$Q_{a1}+Q_{a2}$ kN	負担率 %
0.40%	-47.1	24.2	22.9	4.6	76.0	-29.2	46.8	9.4	19.3	1.2	89.0	72.3
0.50%	-64.3	30.3	34.0	6.8	92.8	-38.6	54.3	10.9	29.3	1.8	117.6	74.8
0.60%	-84.6	39.0	45.6	9.1	113.2	-48.4	64.9	13.0	48.7	3.0	159.2	80.5
0.70%	-98.3	45.9	52.4	10.5	132.5	-53.6	78.9	15.8	53.9	3.4	185.2	80.3
0.80%	-111.7	52.5	59.2	11.8	138.1	-57.8	80.3	16.1	60.3	3.8	199.8	80.0
0.90%	-122.6	59.0	63.6	12.7	138.1	-61.0	77.1	15.4	68.7	4.8	209.4	80.4
1.00%	-129.6	65.2	64.4	12.9	138.1	-63.1	75.0	15.0	80.2	5.0	219.5	82.0

部材角 負載荷	Q_w kN	N_{vw} kN	Q_{w1} kN	q_{w1} kN	Q_E kN	N_{ve} kN	Q_{e1} kN	q_{ve} kN	Q_{a2} kN	Q_{2a2} kN	$Q_{a1}+Q_{a2}$ kN	負担率 %
-0.40%	61.8	-12.6	-49.2	-9.8	-36.9	30.5	-6.4	-1.3	-19.3	-1.2	-74.9	75.9
-0.50%	78.5	-20.2	-58.4	-11.7	-54.3	36.3	-18.1	-3.6	-29.3	-1.8	-105.8	79.6
-0.60%	124.2	-26.0	-98.2	-19.6	-138.1	43.4	-94.7	-18.9	-48.7	-3.0	-241.6	92.1
-0.70%	132.1	-28.6	-103.5	-20.7	-138.1	50.1	-88.0	-17.6	-53.9	-3.4	-245.5	90.9
-0.80%	134.9	-29.6	-105.4	-21.1	-138.1	56.2	-81.8	-16.4	-60.3	-3.8	-247.5	90.7
-0.91%	136.5	-31.2	-105.3	-21.1	-138.1	60.5	-77.6	-15.5	-68.7	-4.3	-251.7	91.7
-1.00%	111.7	-31.5	-80.2	-16.0	-138.1	63.0	-75.1	-15.0	-80.2	-5.0	-235.5	94.3

q_{w1} q_{e1} q_{a2} : それぞれ Q_{w1} Q_{e1} Q_{a2} の領域におけるスタッド1本あたりの負担応力

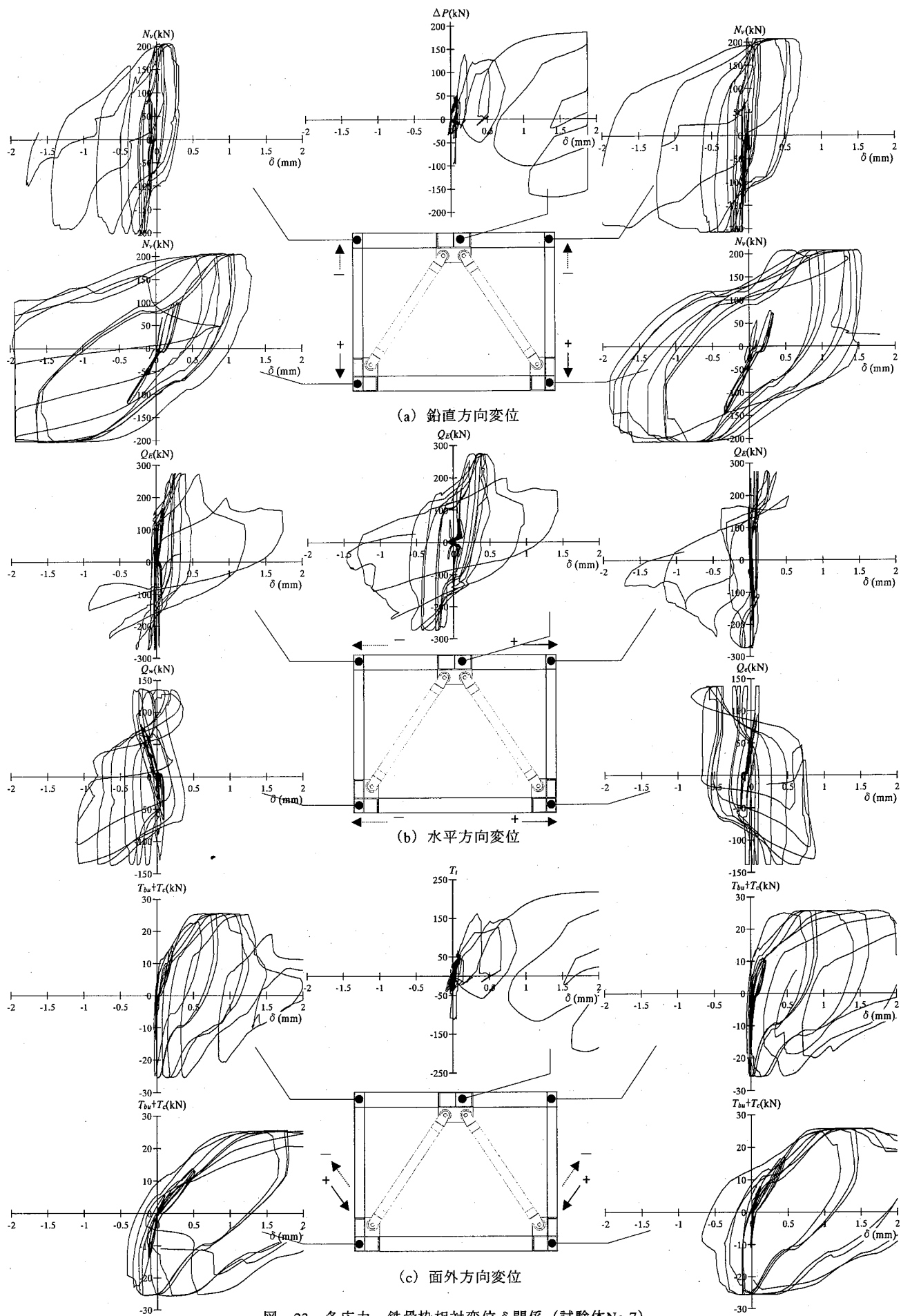


図-23 各応力-鉄骨枠相対変位 δ 関係 (試験体No.7)

$$Q_E = 2N_y \cos \theta$$

$$N_b = N_y$$

ここに、 N_y ：ブレースの降伏軸力

θ ：ブレースと梁材がなす角度

以下に、各部に生じる応力およびその応力に対して必要なスタッド（後施工アンカー）本数を求める。

1) 梁部の間接接合部（一次応力）

鉄骨枠梁で水平力 Q_E を伝達するとすれば（図-24 参照、

設計応力 Q_E

$$\text{必要スタッド数} \quad n_{b1} = \frac{Q_E}{q}$$

ここに、 q ：スタッドまたはアンカーの許容せん断耐力の小さい方の値

2) 柱部の間接接合部（一次応力）

ブレース軸力の鉛直成分 N_v は鉄骨枠柱→枠柱部の間接接合部→RC 柱と伝達するので（図-24 参照、

設計応力 $N_v = N_b \cdot \sin \theta$

$$\text{必要スタッド数} \quad n_{c1} = \frac{N_v}{q}$$

3) 梁部の間接接合部（二次応力）

鉄骨枠梁芯とコンクリート面間に偏心距離 e_c があるので、鉄骨枠梁部の間接接合部は偏心モーメント M_{hy} を受ける（図-25 参照）。この M_{hy} は間接接合部に作用するせん断力によって生じる曲げモーメントであるので、間接接合部を1層多スパンラーメンに置換すると、スタッド（置換ラーメン柱）に生じる応力は図-26 のようになり、内柱の軸力は小さい。したがって、両端部のスタッド（側柱）に生じる応力 T_{bu} に対して設計すればよい。引き抜き力はスタッドの引張抵抗で、圧縮力はモルタル部の支圧で抵抗する。従って、

$$\text{偏心モーメント} \quad M_{hy} = Q_E \cdot e_c$$

$$\text{引き抜き力} \quad T_{bu} = \frac{M_{hy}}{L}$$

$$\text{必要スタッド数} \quad n_{b2} = \frac{T_{bu}}{q_t}$$

ここに、 e_c ：偏心距離

L ：鉄骨枠梁スパン（スタッド最外両端距離）

q_t ：スタッドまたはアンカーの許容引張耐力の小さい方の値

3) 柱部の間接接合部（二次応力）

鉄骨枠柱の間接接合部にはブレースの鉛直成分 N_v が偏心して作用する（図-27 参照）ので、梁部の場合と同様、

$$\text{偏心モーメント} \quad M_{vy} = N_v \cdot e_c$$

$$\text{引き抜き力} \quad T_c = \frac{M_{vy}}{H}$$

$$\text{必要スタッド数} \quad n_{c2} = \frac{T_c}{q_t}$$

ここに、 H ：鉄骨枠の層間高さ（スタッド最外両端距離）

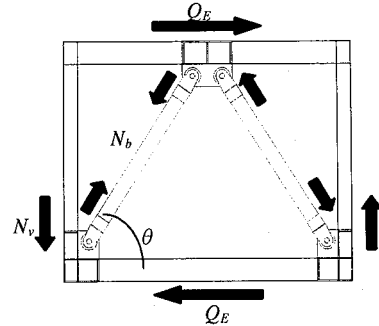


図-24 各部設計応力

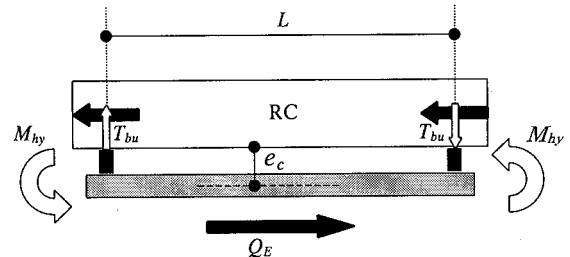


図-25 梁部設計応力

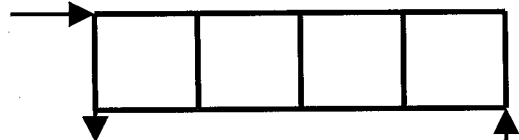


図-26 スタッド負担力純ラーメンに置換

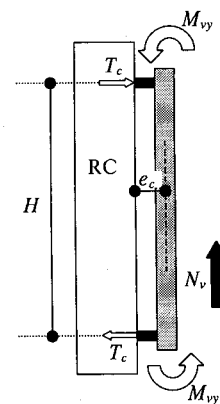


図-27 柱部設計応力

4) ブレース交叉部を有する枠梁部の間接接合部（二次応力、ブレース座屈後）

圧縮・引張ブレース軸力の鉛直成分の値が異なると、両ブレースの交叉部において、鉛直方向に ΔP の応力が生じるので（図-28 参照）、 ΔP に対するファスナーが必要となる。ただし、ブレース座屈により ΔP が生じる場合は水平力 Q_E も低下するので、ブレースが梁材となす角度 θ が 45° 以下ならば Q_E 低下の方が大きく、 Q_E を負担させていた本数 n_{b1} のうち Q_E 低下分を ΔP にあてることができる。また、 ΔP の作用線とコンクリート面との偏心により間接接合部にねじりモーメント M_t が生じる。この M_t に対しては、図-29に示す機構で抵抗させる。

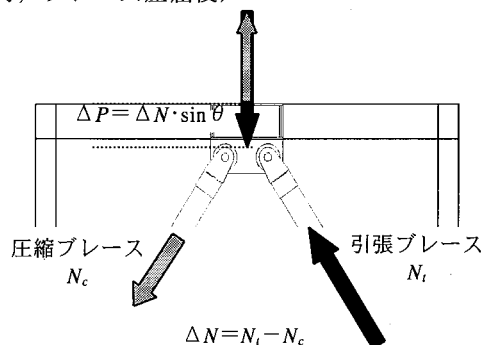


図-28 ブレース交叉部

(ア) 鉛直方向応力

軸力差による鉛直力

$$\Delta P = \Delta N \cdot \sin \theta \quad (= N_c \sin \theta_c + N_t \sin \theta_t)$$

$$\text{必要スタッド数} \quad n_{bv} = \frac{\Delta P}{q}$$

ここに、 N_c 、 N_t ：それぞれ圧縮および引張ブレースの軸力
 ΔN ：座屈後の圧縮ブレースおよび引張ブレースの軸力差
 θ_c 、 θ_t ：圧縮および引張ブレースが枠梁となす角度

(イ) ねじりモーメント

ねじりモーメント $M_t = \Delta P \cdot e_c$

$$\text{引き抜き力} \quad T_t = \frac{M_t}{j_s}$$

$$\text{必要スタッド数} \quad n_{bt} = \frac{T_t}{q_t}$$

ここに、 $j_s := \min(j_{sa}, j_{ss})$ 、鉄骨枠最外端からスタッド
 もしくはアンカーまでの応力中心間距離
 の小さい方の値（図-30 参照）

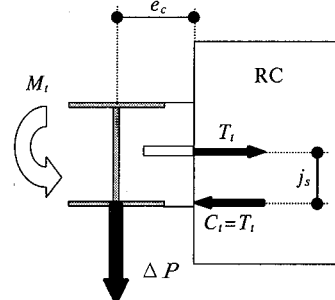


図-29 梁部設計応力(2)

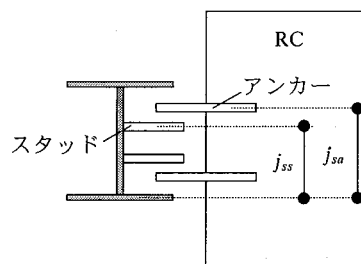


図-30 応力中心間距離

5) 必要総本数

間接接合部のファスナー（スタッドおよびアンカー）は複合応力をうけるが、上記各応力に対して必要な本数の単純和を配置することにすれば安全側の評価となるので、

$$\text{梁部スタッド必要総本数} \quad n_b = n_{b1} + n_{b2} + n_{bv} + n_{bt}$$

$$\text{柱部スタッド必要総本数} \quad n_c = n_{c1} + n_{c2}$$

(2) 鉄骨枠の設計法

柱、梁枠ともブレースからの材軸方向軸力と偏心による曲げに加え、RC骨組との追従変形による曲げも受け、鉄骨枠は軸力と2方向の曲げを受ける材となる。しかし、偏心曲げによる応力は各部材両端部のスタッドおよびアンカーで抵抗し、鉄骨枠にはほとんど曲げが生じない。RC骨組との追従変形による曲げに関しては、鉄骨枠には水平抵抗を期待しない設計であるので、ブレース耐力が発揮できるだけ軸方向抵抗力があればよい。ブレース交叉部を有する梁では鉄骨枠の材軸方向力に加え、ブレース座屈後ブレース軸力差に起因する応力（ ΔP ）が生じるが、各鉄骨枠の剛性より間接接合部の剛性が高いので ΔP によるせん断及びねじりモーメント M_t は交叉部近傍に集中する。したがって、梁枠としては ΔP に対する設計は不要である。

(3) 実例

本実験で使用した試験体 No.5~8 に上記の設計法を適用し、その妥当性・問題点を検討する。

表-11 に間接接合部ファスナーの寸法を示す。ファスナーはφ9の頭付きスタッド、およびD10の樹脂アンカーである。また、耐震改修指針に従って算出したせん断耐力および引き抜き耐力を表-12に示す。各試験体に使用したスタッド等のせん断耐力および引抜耐力の最小値はあと施工アンカーの鋼材の耐力およびコンクリート破壊で決まっている。

試験体各部の応力と必要本数を表-13に、各部応力に対し必要な本数を単純和した設計本数と実本数の関係を表-14に示す。 ΔP に関してはどこまで補強による靱性を期待するかにより、異なった値となるが、ここでは、部材角 $R=2.0\%$ までの変形を期待するとし、試験体 No.5 および 7 の両ブレースに貼付した歪ゲージより求めた軸力より得られる ΔP のうち、 $R<2.0\%$ の範囲での最大値を用いた。

表-11 スタッドおよびアンカー寸法 (mm)

試験体	スタッド				あと施工アンカー			
	d_s	D	a_s	l_s	d_a	s_a	l_n	l_e
No.5~7	9	19	63.6	55	10	71.3	47	70
No.8				85			77	

d_s : スタッド径
 a_s : スタッド断面積
 d_a : アンカー径
 l_n : アンカー定着長さ
 D : スタッド頭径
 l_s : スタッド定着長さ
 s_a : アンカー断面積
 l_e : アンカー有効埋め込み長さ

上梁部において設計では鉛直方向力 ΔP の影響で35本必要と多くなっているが、ブレース軸力低下による水平力 Q_E の低下分をこの鉛直方向分にあてることができる。試験体 No.7 の場合、 ΔP が最大値 139kN を示した時、 Q_E は 204kN に低下していたので、3

表-12 スタッドおよびアンカー耐力 (kN)

試験体	せん断耐力				引き抜き耐力				
	q_{ds}	q_{a1}	q_{a2}	q	P_a	T_{a1}	T_{a2}	T_{a3}	q_t
No.5	18.3	17.1	20.0	17.1	28.5	24.4	18.6	21.4	18.6
No.6			20.4	17.1			19.3	22.2	19.3
No.7	18.4	17.1	20.3	17.1	28.7	24.4	18.4	21.1	18.4
No.8	19.6		18.1	17.1			17.9	20.5	17.9

q_{ds} : スタッドのせん断耐力
 q_{a1} : アンカーの鋼材で決まるせん断耐力
 P_a : スタッドの鋼材で決まる引抜耐力
 T_{a1} : アンカーの鋼材で決まる引抜耐力

本分を ΔP の負担にあてることができる。それでも設計本数は32本であり、実本数23本では不足する。

本研究では、安全側、かつ単純な設計法として、各応力に対して必要なスタッド本数の単純和を設計本数とする設計法を提案した。しかし設計本数を満たしていない試験体 No.5 および No.6 の柱部も含め、実験中ブレース降伏時までは、間接接合部のモルタル部では顕著な破壊は認められなかったので、間接接合部は実本数で十分耐力を発揮したと考えられる。

耐力低下後のブレースが負担するせん断力を Q_E' 、交叉部での鉛直方向応力を ΔP とすると、これら応力

表-13 スタッド必要本数

(a) 上梁部 (ブレース交差部)

試験体	ブレース軸力		偏心モーメント			ブレース軸力差					計
	Q_E kN	n_{b1}	M_{hy} kN·m	T_{bu} kN	n_{b2}	ΔP kN	n_{bv}	M_t kN·m	T_t kN	n_{bt}	
No.5	259	16	18.1	12.1	1	140	9	9.80	163	9	35
No.6						—	—	—	—	—	17
No.7						139	9	9.73	162	9	35
No.8	236	14	23.6	15.7	1	—	—	—	—	—	15

(b) 下梁部

試験体	ブレース軸力		偏心モーメント			計
	Q_E kN	n_{b1}	M_{hy} kN·m	T_{bu} kN	n_{b2}	
No.5~7	259	16	18.1	12.1	1	17
No.8	236	14	23.6	15.7	1	15

(c) 柱部

試験体	ブレース軸力		偏心モーメント			計
	N_v kN	n_{c1}	M_{vy} kN·m	T_c kN	n_{c2}	
No.5~7	207	13	14.5	12.9	1	14
No.8	177	11	17.7	15.7	1	12

表-14 設計本数および試験体実本数との対応

試験体	上梁部			下梁部			柱部		
	n_b	$ex n_b$	余裕率	n_b	$ex n_b$	余裕率	n_b	$ex n_b$	余裕率
No.5	35	23	0.66	17	23	1.35	14	11	0.79
No.6	17		1.35			1.35			0.79
No.7	35	23	0.66	15	23	1.35	12	16	1.14
No.8	15		1.53			1.53			1.33

n_b : 設計本数

$ex n_b$: 試験体実本数

が梁鉄骨枠・間接接合部に作用する大きさは Q_E' と ΔP のベクトル和である。 $Q_E' = 200\text{Kn}$, $\Delta P = 140\text{kN}$, ファスナー 1 本の耐力 q を 18.4kN とすると、必要本数は 13.3 となる。この場合 n_{bv} は不要であるから、上梁枠の必要総本数は $13.3+1+9=23.3$ となり、余裕はないが実本数(23 本)でよいことになる。しかし、水平力は鉄骨枠の材軸方向へ作用するので梁材長全体での応力伝達が期待できるが、鉄骨枠の材軸に対して直交する応力 (ΔP) の伝達は載荷点近傍のファスナーによってなされる。このため、合力を梁全体で負担させる設計を行うと危険側に評価するおそれがある。したがって、合力でファスナー本数を設計する場合は、ブレース交叉部付近に①スタッドなどをダブルに配置する。②スタッド本数を局部的に増やす。③圧縮耐力の低下が少ないアンボンドブレースを使う。④ブレースの効率に問題がなければ図-31 に示すように鉄骨枠の柱梁接合部にブレースを接合するなどの配慮が必要であろう。

一方、補強骨組構面と RC 構面の偏心に起因する曲げモーメントに対しては、本実験で用いた試験体の場合、偏心距離を大きくとった試験体 No.8 でもこの応力に対する必要本数は 1 本であり、RC 構面と補強鉄骨枠構面の偏心距離に対しては容易に対処できる。

6. まとめ

RC 造学校建築を対象とした約 1/3 モデルの補強試験体の正負繰返し水平載荷実験を行い、外付け補強工法における間接接合部が受ける応力およびブレース耐力を発揮するのに必要な間接接合部の設計法を示し、以下の知見を得た

- 1) 間接接合部の設計応力の主なものは、
 - ①ブレース軸力の各鉄骨枠軸方向成分、および②K型ブレースとした場合、引張・圧縮ブレース軸力の鉛直成分の合力である。
- 2) ブレース構面と RC 骨組構面の偏心による応力は 2 次応力である。
- 3) 鉄骨柱・梁枠について、各応力に対して必要なファスナー数を単純和し均等に配置すれば十分安全側の設計となる。
- 4) K 型配置のブレースを用いる場合、圧縮・引張ブレースの耐力差に起因して生じる鉄骨梁枠の鉛直方向応力と梁枠材軸応力との合力で交叉部を有する梁の間接接合部を設計できるが、鉛直方向応力はブレース交叉部近傍に集中するので配慮が必要である。

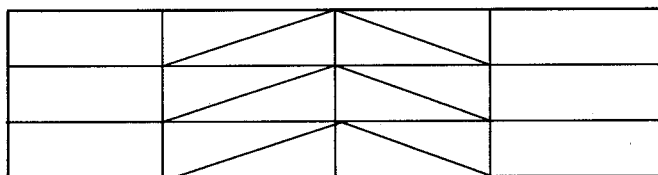


図-31 梁枠の応力が少なくなるブレース

謝辞: 実験に際し西野孝仁氏 (工学部建設学科、技官)、神田直美氏 (自然科学研究科博士前期課程、学生)、山田展敬氏 (同) のほか研究室の諸氏の御協力を得ました。本研究は川鉄建材 (株) との共同研究によるものですが、兵庫県住宅建築総合センター (社) および兵庫県建築士事務所協会からも支援を受けました。兵庫県耐震診断改修計画評価委員会委員の諸氏ならびに田中剛氏 (工学部建設学科、助教授) からは有意義な御意見を賜りました。

参考文献

- 1) 日本建築学会: 建築および都市の防災性向上に関する提言-阪神・淡路大震災に鑑みて-(第三次提言), pp.38, 1998.1.16
- 2) 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規準・同解説, 1996.8.26
- 3) 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指針・同解説, 1996.8.26
- 4) 崎野健治, 江崎文也, 大久保全陸, 河村博之, 孫玉平, 廣岡利貞, 松井千秋: 出張った柱を有する既存 RC フレームの外付け鉄骨ブレースによる耐震補強工法に関する実験的研究 その 1 実験概要, 日本建築学会九州支部研究報告第 38 号, pp.437-440, 1999.3
- 5) 江崎文也, 崎野健治, 大久保全陸, 河村博之, 孫玉平, 廣岡利貞, 松井千秋: 出張った柱を有する既存 RC フレームの外付け鉄骨ブレースによる耐震補強工法に関する実験的研究 その 2 実験結果およびその検討, 日本建築学会九州支部研究報告第 38 号, pp.441-444, 1999.3
- 6) 折地正博, 榎谷榮次, 石川通広, 有馬祐樹: 既存 RC 構造物の外付け鉄骨ブレース工法による耐震補強に関する実験研究 その 1 実験概要, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.889-890, 1999.9
- 7) 石川通広, 榎谷榮次, 折地正博, 有馬祐樹: 既存 RC 構造物の外付け鉄骨ブレース工法による耐震補強に関する実験研究 その 2 単層実験結果, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.891-892, 1999.9
- 8) 守谷信二, 榎谷榮次, 折地正博, 石川通広, 有馬祐樹: 既存 RC 構造物の外付け鉄骨ブレース工法による耐震補強に関する実験研究 その 3 2 層実験結果, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.893-894, 1999.9

- 9) 有馬祐樹, 榎谷榮次, 折地正博, 石川通広, : 既存 RC 構造物の外付鉄骨ブレース工法による耐震補強に関する実験研究 その 4 接合部実験結果, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.895-896, 1999.9
- 10) 森田時雄, 木下陵二, 梅宮良之, 今井克彦: 鋼管ブレースを使用した低層 RC 造建築物の外部補強工法に関する研究—その 1. 外部補強工法の提案と耐震診断・補強, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.101-102, 1999.9
- 11) 梅宮良之, 森田時雄, 木下陵二, 藤澤一善, 今井克彦: 鋼管ブレースを使用した低層 RC 造建築物の外部補強工法に関する研究—その 2. 動的応答解析 (3 階建純ラーメンモデル), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.103-104, 1999.9
- 12) 木下陵二, 森田時雄, 梅宮良之, 藤澤一善, 今井克彦: 鋼管ブレースを使用した低層 RC 造建築物の外部補強工法に関する研究—その 3. 動的応答解析 (4 階建せん断破壊柱モデル), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.105-106, 1999.9
- 13) 萩野谷学, 宮川和明, 森田時雄, 木下陵二, 藤澤一善, 今井克彦: 鋼管ブレースを使用した低層 RC 造建築物の外部補強工法に関する研究—その 4. 補強接合部の単調載荷実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.107-108, 1999.9
- 14) 宮川和明, 萩野谷学, 森田時雄, 木下陵二, 藤澤一善, 今井克彦: 鋼管ブレースを使用した低層 RC 造建築物の外部補強工法に関する研究—その 5. 補強接合部の繰返し載荷実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.109-110, 1999.9
- 15) 桑原進, 多田元英, 米山隆也, 今井克彦: 二重鋼管の座屈補剛に関する研究, 日本建築学会構造系論文報告集, No.445, pp.151-158, 1993.3
- 16) 多田元英, 桑原進, 米山隆也, 今井克彦: 二重鋼管の K 形ブレース材を有する架構の水平加力実験, 鋼構造年次論文報告集第 1 巻, pp.203-208, 1993.7
- 17) 吉永光寿, 森田時雄, 木下陵二, 今井克彦: 二重管 FLD 部材の繰返し実験 (軸力管にシームレス鋼管 (SS400 キロ級) を使用した場合), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.837-838, 1998.9
- 18) 三谷勲, 木下陵二, 大谷恭弘, 宮川和明, 藤永隆, 萩野谷学, 久木田真一: 鋼管ブレースを使用した低層 RC 造建築物の耐震補強工法に関する実験的研究, 神戸大学都市安全研究センター研究報告, 第 4 号, pp.271-289, 2000.3

著者: 1) 三谷勲, 工学部建設学科, 教授; 2) 木下陵二, 川鉄建材 (株) システム建築事業部, 部長補; 3) 久木田真一, 自然科学研究科博士前期課程, 学生; 4) 大谷恭弘, 工学部建設学科, 助教授; 5) 宮川和明, 川鉄建材 (株) システム建築事業部, 係長; 6) 藤永隆, 工学部建設学科, 助手; 7) 萩野谷学, 川鉄建材 (株) システム建築事業部; 8) 井上大輔, 自然科学研究科博士前期課程, 学生

Experimental Study on Seismic Retrofit for Low Rise R/C Building by using CHS Bracing

— Part 2 Design Method of Fastener in Connection —

Isao MITANI	Ryoji KINOSHITA
Shinichi KUKITA	Yasuhiro OHTANI
Kazuaki MIYAGAWA	Takashi FUJINAGA
Manabu HAGINOYA	Daisuke INOUE

Abstract

Sires of experimental study on a seismic retrofitting method for a RC building using CHS (circular hollow section) bracing were carried out. In the study, an external bracing method was focused on instead of an internal bracing method. The internal bracing method, in which a strengthening steel frame element with bracing is placed in the plane of RC structural frame, has been used in most of retrofitting of existing disqualified RC buildings in Japan. On the other hand, the external bracing method, in which a strengthening element is placed out of the plane of RC structural frame with certain offset, is not commonly used. One of reason is complication of its shear resistant mechanism caused by the eccentricity due to offset. Therefore, design method of the fastener in connection between a strengthening steel frame element and a RC structural frame is not well established. However, the external bracing method can bring not only economical benefit but also convenience that residents of a building can stay in the building during construction, which is especially emphasized if it is compared with internal bracing method. In this study, performance of the external bracing method is investigated through the sires of experiment, and then design method of the fastener in connection will be proposed.