



鋼製柱によるRC造建築物の外付け耐震補強の間接接合部耐力に関する実験的研究

藤永, 隆
加藤, 瑤子
宮川, 和明
喜多村, 亘
孫, 玉平

(Citation)

神戸大学都市安全研究センター研究報告, 17:81-89

(Issue Date)

2013-03

(Resource Type)

departmental bulletin paper

(Version)

Version of Record

(JaLCD0I)

<https://doi.org/10.24546/81011412>

(URL)

<https://hdl.handle.net/20.500.14094/81011412>



鋼製柱による RC 造建築物の外付け耐震補強の 間接接合部耐力に関する実験的研究

Experimental Study on Strength of Indirect Connection of External Seismic

Retrofitting of R/C Building by Steel Column

藤永 隆¹⁾

Takashi Fujinaga

宮川 和明³⁾

Kazuaki Miyagawa

孫 玉平⁵⁾

Yuping Sun

加藤 瑤子²⁾

Yoko Kato

喜多村 亘⁴⁾

Wataru Kitamura

概要：1981年の新耐震基準以前の既存不適格建物の耐震診断が積極的に行われ，耐震補強が進められている．公共建築物では鉄骨枠付きブレース工法による耐震補強法が多く採用されているが，建物の使用性や美観の低下を招く等の問題があり，民間の事務所ビルや集合住宅等では敬遠されている．著者らは，ブレースを用いない鋼製柱によるRC造の外付け耐震補強工法を提案しており，本論では，提案補強工法における接合部の検討を行った．接合部の部分試験体による実験と簡易なモデルによる解析を行い，接合部の構造性能を把握するとともに，本工法における接合部の耐力算定方法の提案を行った．

キーワード：RC 造建物，鉄骨補強，間接接合，頭付きスタッド，あと施工アンカー

1. はじめに

1995年1月17日に発生した兵庫県南部地震において，1981年の新耐震基準以前に建てられた建築物は大きな被害を受けたのに対し，1981年以降のものは比較的被害が軽微であったと報告されている¹⁾．1995年12月には，建築物の耐震改修の促進に関する法律が施行され，耐震診断や改修の努力義務が求められており，これらの既存不適格建築物に対して耐震診断，耐震補強が積極的に進められている．特に学校施設については既にそのほとんどに耐震診断が実施されており，順次耐震補強が進められている．

学校施設等の公共建築物では鉄骨枠付きブレース工法による耐震補強法が数多く採用されている．しかし，この工法は斜材によって建物の使用性や美観の低下を招く問題があり，民間の事務所ビルや集合住宅等では敬遠されている．著者等は，ブレースを用いない工法へのニーズの高まりを背景に，既存鉄筋コンクリート（以下RC）柱の補強を目的とした鋼製柱による外付け耐震補強工法を提案している²⁾．本工法は，既存RC造建築物の外側に鋼製柱を取り付ける工法であるが，既存躯体と補強フレームは梁部分の間接接合部のみを介して接合される．

一般的な外付け鉄骨ブレース工法の間接接合部は，日本建築防災協会の「外側耐震改修マニュアル」（以下，外付けマニュアル）³⁾に従って設計され，鉄骨ブレースの軸力を既存躯体に伝達させるため，間接接合部における枠材軸方向のせん断力伝達の設計が重要であるが，本工法ではブレースが存在せず，柱の曲げに対して梁の間接接合部が回転抵抗する抵

抗機構であり、設計法が一般化されていない。そこで本研究では、梁の間接接合部の応力伝達機構を明らかにすることを目的として実験、解析を行い、本工法の間接接合部の設計方法を提案する。

表-1 試験体一覧

試験体名	RC梁断面	鋼製柱断面	鋼製梁断面	鋼梁張出し長さ	鋼種
C-15	350x500 (mm) 主筋8-D22 帯筋D10@100	C-250x90x12x16	C-350x90x12x16	1.5D	SN400
H-15		H-250x180x12x16	H-350x180x12x16	2.0D	SN490
H-20				2.5D	
H-25				2.5D	

2. 実験概要

対象とする補強工法は外付け鋼製柱の曲げ抵抗によって耐力向上を目指したもので、既存躯体との接合部である梁部間接接合部の応力伝達機構を把握することは重要である。そこで本工法の梁部接合部の部分試験体による実験を行った。

(1) 試験体

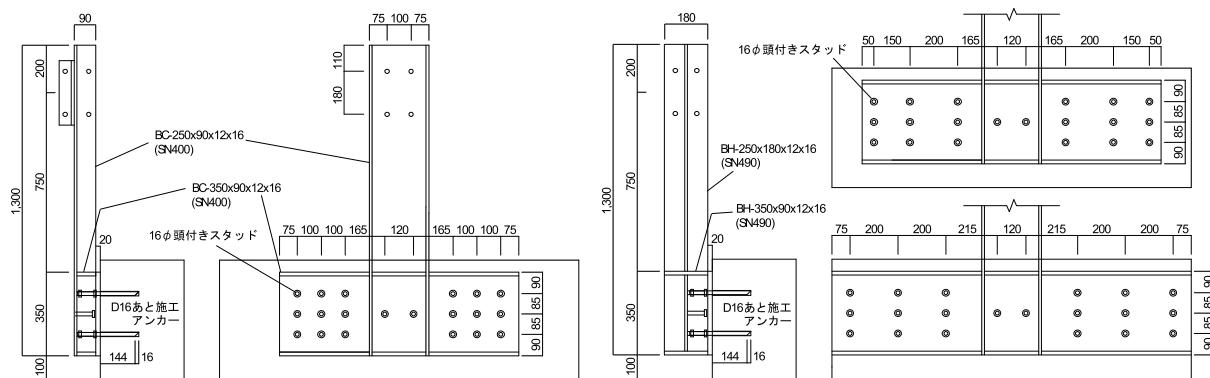
試験体一覧を表-1に示す。試験体は4体で350x500mmのRC梁に、鋼製部材の梁部のみ間接接合部を介して接合されている。鋼製部材は全て溶接組立で製作し、そのうち3体は鋼製柱柱脚部での降伏より前に接合部で破壊させるためH形断面とし、残りの1体は文献2)の柱試験体と同様の溝形断面とし、柱脚での降伏が先行する設計とした。間接接合部は、文献3)のあと施工アンカーのせん断耐力の合力と梁片側のあと施工アンカーの重心位置によるモーメントで鋼製柱の曲げに抵抗するものとして設計を行った。試験体の形状寸法を図-1に、RC梁の配筋図およびあと施工アンカー施工位置を図-2に示す。

間接接合部は接着系のあと施工ア

表-2 鋼材の機械的性質

部位	種別	降伏点応力 (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)	ヤング係数 ($\times 10^3$ N/mm ²)	破断伸び (%)
溝形鋼(SN400)	PL12	282	418	203	37.9
	PL16	298	453	209	35.8
H形鋼(SN490)	PL12	369	537	205	33.2
	PL16	414	563	208	29.7
RC梁主筋	D22	385	572	216	20.8
RC梁あばら筋	D10	369	506	192	20.2
あと施工アンカー	D16	365	524	182	20.0
頭付きスタッド*	$\phi 16$	358	480	-	32.7

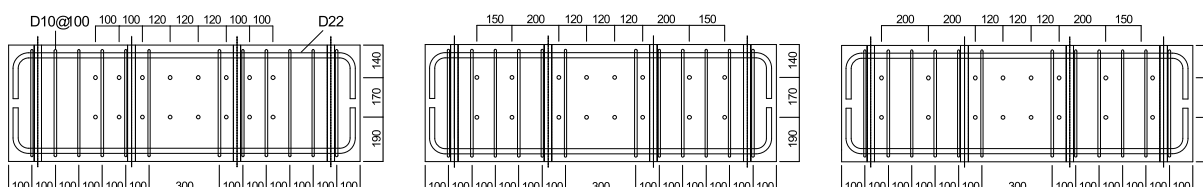
*ミルシート値



(a) C-15 試験体

(b) H-20, H-25 試験体

図-1 試験体形状



(a) C-15, H-15 試験体

(b) H-20 試験体

(c) H-25 試験体

図-2 RC梁の配筋およびあと施工アンカー施工位置

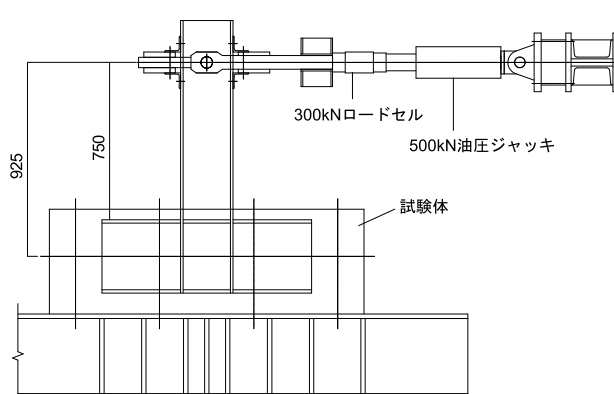


図-3 荷装置置図

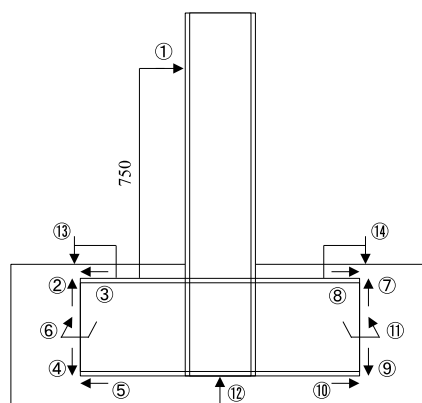


図-4 変位計取り付け位置

ンカーD16を有効埋め込み長さ 144mm ($9d_a$, d_a : アンカー径) で打設した。頭付きスタッドは $\phi 16$ を 20 本用いた。鋼製梁の柱外縁からの張出し長さを実験変数とし, $1.5D$, $2.0D$, $2.5D$ (D : 柱

表-3 コンクリート・モルタルの機械的性質

試験体名	コンクリート				無収縮モルタル			
	圧縮強度 (N/mm^2)	ヤング係数 ($\times 10^3 \text{ N/mm}^2$)	強度時 ひずみ	割裂強度 (N/mm^2)	圧縮強度 (N/mm^2)	ヤング係数 ($\times 10^3 \text{ N/mm}^2$)	強度時 ひずみ	割裂強度 (N/mm^2)
C-15	13.2	19.3	0.00218	1.39	49.0	29.4	0.00183	3.33
H-15	13.0	20.2	0.00199	1.50	45.7	29.3	0.00195	4.57
H-20	13.5	20.7	0.00215	1.39	50.1	28.0	0.00233	3.84
H-25	13.0	19.1	0.00184	1.49	40.6	28.1	0.00221	4.83

せい) の 3 種類の実験を行った。なお、あと施工アンカーおよび頭付きスタッドの本数は全ての試験体で同じである。また、使用した材料の機械的性質を表-2 および表-3 に示す。コンクリートは低強度コンクリートを用いている。

(2) 実験方法

荷装置置図を図-3 に示す。押し 500kN 引き 300kN の油圧ジャッキを用いて鋼製柱柱頭に繰返し水平力を載荷することで梁の間接接合部に曲げを作用させた。載荷は変位制御で行い、載荷点の水平変位を鋼製梁上端部からの距離 $L=750\text{mm}$ で除した部材角 0.00125 , 0.0025 , 0.005 , 0.0075 , 0.01 , 0.015rad. で 2 回繰返し, 0.02 , 0.025 , 0.03 , 0.035 , 0.04rad. で 1 回繰返し載荷した。

(3) 測定方法

変位計取り付け位置を図-4 に示す。変位計①で鋼製柱柱頭部の水平変位を、変位計②～⑪で鋼製梁とコンクリート間の鉛直、水平、面外方向の相対ずれ変位を測定した。変位計⑫で鋼製梁とコンクリート間の中央部での鉛直方向の相対変位を測定した。変位計の感度は $2000 \mu/\text{mm}$ である。鋼部材が H 形鋼の 3 体では、変位計⑬と⑭で鋼製梁とコンクリート間の鉛直方向の相対変位を測定した ($500 \mu/\text{mm}$)。

図-5 にひずみゲージ貼付位置を示す。試験体 C-15 では鋼製柱柱脚部に 2 枚、鋼製梁の上下フランジに 16 枚、柱梁接合部の中央部に 3 軸ゲージを 1 枚貼付し、他の 3 体は柱脚部 4 枚、鋼製梁上下フランジに 32 枚、柱梁接合部の中央部に 3 軸ゲージを 1 枚貼付した。鋼製梁フランジ材軸方向のひずみゲージ貼付位置は、頭付きスタッドの設置位置の中間とした。

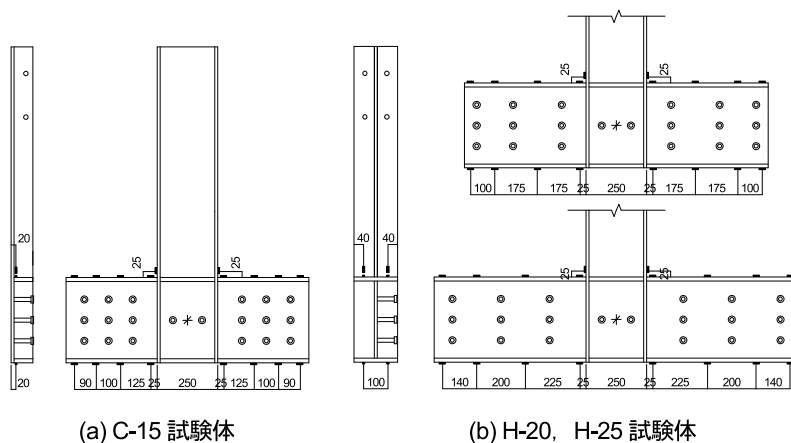


図-5 ひずみゲージ添付位置

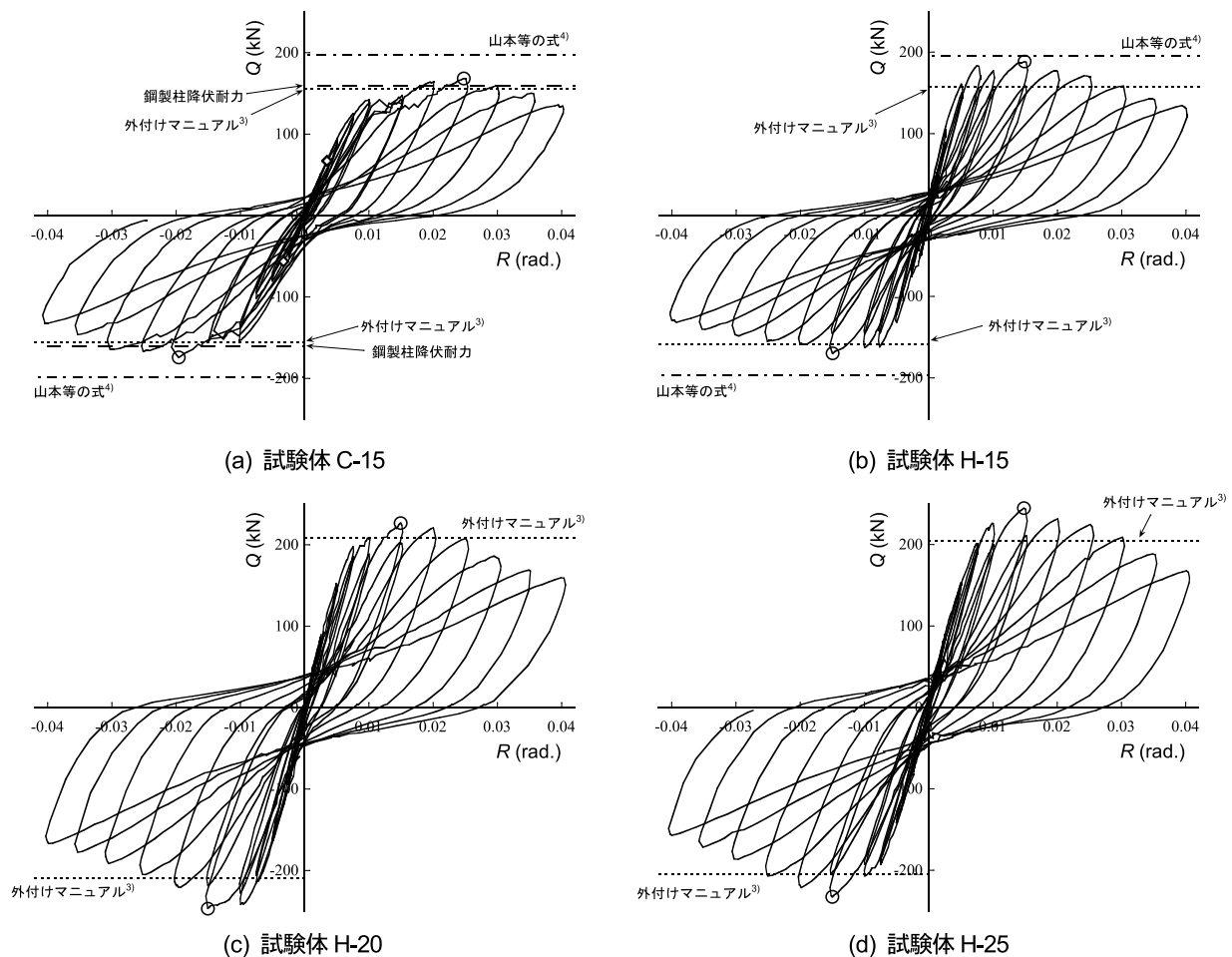


図-6 水平荷重-部材角関係

3. 実験結果

(1) 荷重 - 変形関係

水平荷重 Q - 部材角 R 関係を図-6 に示す。図中の◇印は鋼製柱最外縁のひずみが初めて降伏ひずみに達した点、○印は正側および負側の最大耐力点を示し、破線は鋼製柱の降伏耐力、点線は外付けマニュアル³⁾のあと施工アンカーのせん断耐力を用いた耐力計算値、一点鎖線は文献 4) の山本等の低強度コンクリートに対するあと施工アンカーのせん断耐力（以下、山本等のせん断耐力式(単体)）を用いた計算耐力を示している。

試験体 C-15 では、早期に鋼製柱柱脚の最外縁が降伏ひずみに達し、その後も塑性化が進行した。 $R=0.01\text{rad.}$ 付近から水平耐力が上昇せずほぼ一定値を示すが、これは鋼製柱の柱脚部の塑性化に起因するものと推察される。その後再び耐力は上昇し、間接接合部分にも損傷が進行していった。他の 3 体では鋼製柱が降伏ひずみに達することはなく弾性挙動であったが、早期 ($R=0.005\sim0.0075\text{rad.}$) にモルタルやコンクリートにひび割れが発生し、間接接合部での破壊が顕著であった。その後 $R=0.015\text{rad.}$ で最大耐力を迎えたのちに耐力は低下するが、 $R=0.03\text{rad.}$ 程度までは外付けマニュアルによる計算耐力を保持していた。

表-4 に実験最大耐力と外付けマニュアルのせん断耐力および山本等のせん断耐力式(単体)による接合部耐力の計算値の比較を示す。鋼製柱の柱脚の降伏が先行した試験体 C-15 を除いて、外付けマニュアルによる耐力に対しては実験値が約 7～19% 上回ったが、山本等のせん断耐力(単体)では約 4～13% 下回った。

表-4 実験値と計算値との比較

試験体名	実験値		計算鋼柱脚 降伏耐力 (kN)	外付けマニュアル		山本等の式(単体)	
	最大耐力 (kN)	耐力時部材角 (rad.)		耐力 Q_A (kN)	実験値/ 計算値	耐力 Q_B (kN)	実験値/ 計算値
C-15	169	0.0248	160	156	1.08	198	0.85
	-174	-0.0196			1.12		0.88
H-15	189	0.0149	395	158	1.19	196	0.96
	-170	-0.0150			1.07		0.87
H-20	227	0.0149		209	1.09	257	0.88
	-247	-0.0151			1.18		0.96
H-25	245	0.0148		205	1.19	261	0.94
	-232	-0.0150			1.13		0.89

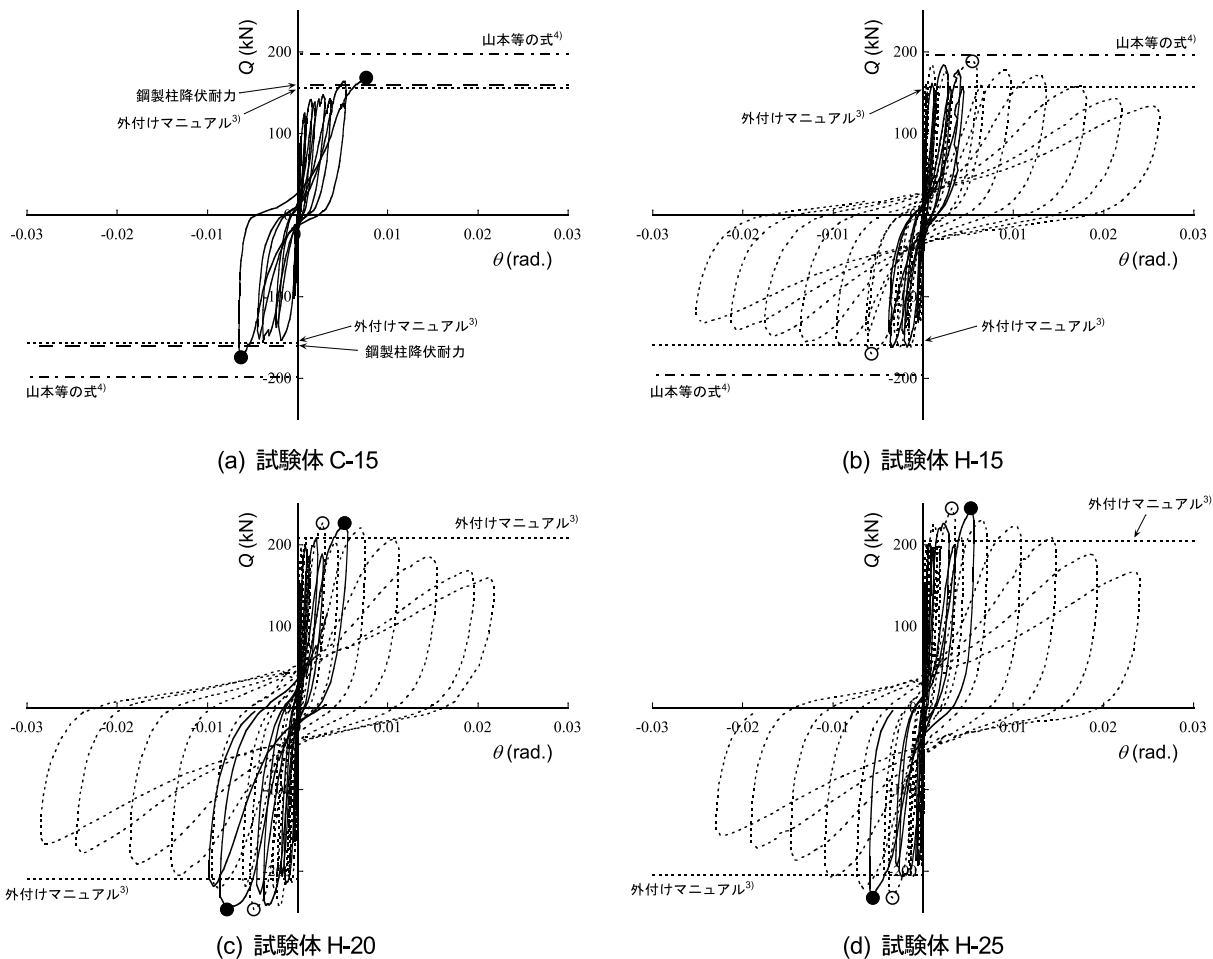


図-7 水平荷重-相対回転角関係

(2) 荷重 - 相対回転角関係

図-7 に水平荷重 Q - 相対回転角 θ 関係を示す。ここで回転角 θ は RC 梁に対する鋼製梁の相対回転角で、鋼製梁端部における RC 梁と鋼製梁間の鉛直方向相対変位より算出した。図中実線は感度 $2000 \mu/\text{mm}$ の変位計で測定した変位より算出した回転角で、点線は感度 $500 \mu/\text{mm}$ の変位計で測定した変位による回転角である。それぞれの変位計から算出した相対回転角による正側および負側の最大耐力点を●, ○印で示す。試験体 H-15 において、最大耐力に達する前に感度 $2000 \mu/\text{mm}$ の変位計が 4 か所すべてで測定範囲を超えたため図示していない。

表-5 に耐力時の相対回転角を示す。表中の回転角は $2000 \mu/\text{mm}$ の変位計で測定した変位より求めたものである。ただし試験体 H-15 では、最大耐力時変位が測定できていなかったため $500 \mu/\text{mm}$ の変位計より求めた回転角を示している。最大耐力時の相対回転角がやや大きい、部材角と比較するとあまり大きくないことがわかる。また、鋼製梁の張り出し長さが大きいほど耐力時の相対回転角が小さくなる傾向が見られる。外付けマニュアルのせん断耐力時の相対回転角も小さく、安全率 0.7 を考慮した際の外付けマニュアル耐力時相対回転角は非常に小さいことがわかる。

表-5 各耐力時の鋼製梁の相対回転角

試験体名	実験値		外付けマニュアル		
	最大耐力 (kN)	耐力時回転角 (rad.)	耐力 Q_A (kN)	Q_A 時回転角 (rad.)	$0.7Q_A$ 時回転角 (rad.)
C-15	169	0.0076	156	0.00459	0.00056
	-174	-0.0063		-0.00526	-0.00069
H-15	189	0.0054*	158	0.00095	0.00038
	-170	-0.0058*		-0.00182	-0.00042
H-20	227	0.0052	209	0.00398	0.00034
	-247	-0.0079		-0.00109	-0.00029
H-25	245	0.0053	205	0.00151	0.00019
	-232	-0.0056		-0.00217	-0.00025

* 試験体 H-15 のみ感度 $500 \mu/\text{mm}$ の変位計の値

4. 簡易モデルによる挙動追跡

(1) 解析方法

試験体の補強鋼部材と間接接合部を剛の柱梁部材と軸方向バネの簡易なモデルで模擬し、鋼部材とコンクリートの相対変位をバネの伸びに置き換えて挙動追跡を行った。図-8 に解析モデルを示す。柱と梁は材軸線上に配し、柱梁接合部は完

全に剛であるとした。軸方向バネの位置は試験体のあと施工アンカーの施工位置と同じとした。軸方向バネは図-9 に示す荷重-ずれ関係を仮定した。ずれ量が 0.2mm で最大せん断耐力に達し、2mm まで耐力を維持し、2mm から4mm の間に最大耐力の2/3まで耐力が低下し、その後は耐力を維持するものとした。本実験ではRC 躯体のコンクリートに低強度コンクリートを使用しており、間接接合部の耐力はあと施工アンカーのせん断で決定されるため、最大耐力はあと施工アンカーのせん断耐力式を使用した。外付けマニュアルのせん断耐力式³⁾、山本等のせん断耐力式(単体)⁴⁾、山本等のせん断耐力式(群体)⁴⁾の3種類検討をしている。

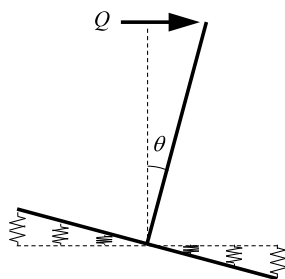


図-8 解析モデル

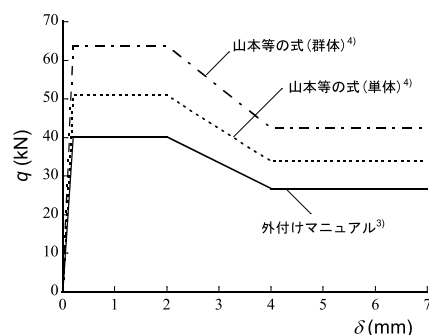
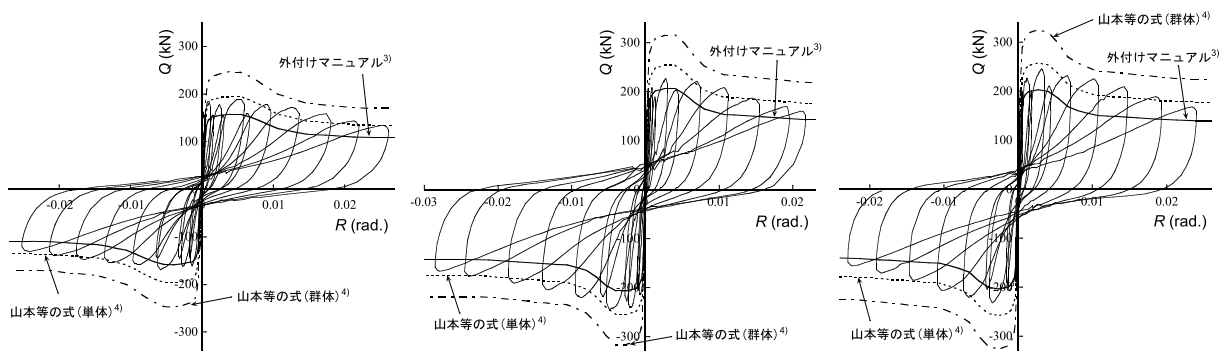


図-9 あと施工アンカーの荷重-ずれ関係



(a) 試験体 H-15

(b) 試験体 H-20

(c) 試験体 H-25

図-10 解析と実験の比較

(2) 実験結果との比較

図-10 に解析と実験の比較を示す。図中、細実線は実験結果で感度の $500\mu/\text{mm}$ の変位計による相対回転角のものである。太実線で外付けマニュアルのせん断耐力を使用した解析結果を、点線と一点鎖線でそれぞれ山本等のせん断耐力式(単体)、(群体)による解析結果を示す。図より、外付けマニュアルのせん断耐力式の結果が実験結果を概して安全側に評価していることが分かる。ここでは低減係数 $\phi_s=1.0$ として算定しているが、実際の設計においては $\phi_s=0.7$ とすることとなっているため更に安全側の評価となる。山本等のせん断耐力式(単体)を用いたものは、最大耐力の実験値を危険側の評価をするが、その後の挙動は実験をよく追跡している。また山本等のせん断耐力式(群体)はすべての試験体で危険側の評価をしている。今回の試験体形状でのあと施工アンカーの配置は、山本等の単体での使用に近いと推察され、解析結果からも単体での評価が実験挙動を平均的に追跡している。

5. 接合部の設計法の検討

本補強工法における梁部の間接接合部は、鋼製柱の曲げに対して回転抵抗するので、接合部の耐力を算定するには間接接合部のあと施工アンカーあるいは頭付きスタッドのせん断耐力の合力とその作用位置を決定すれば回転抵抗力が求まる。本実験の試験体では、せん断耐力は外付けマニュアルのあと施工アンカーのせん断耐力式を用い、その作用位置は RC 梁の片側に打設されたあと施工アンカーの距離重

表-6 接合部耐力の比較($\phi_s=1.0$)

試験体名	実験値	外付けマニュアル				山本等の式(単体)			
		精解法		簡易法		精解法		簡易法	
		耐力 (kN)	実験値/計算値	耐力 (kN)	実験値/計算値	耐力 (kN)	実験値/計算値	耐力 (kN)	実験値/計算値
H-15	189	158	1.19	176	1.07	196	0.96	217	0.87
	-170		1.07		0.96		0.87		0.78
H-20	227	209	1.09	227	1.00	257	0.88	279	0.81
	-247		1.18		1.09		0.96		0.88
H-25	245	205	1.19	256	0.96	261	0.94	326	0.75
	-232		1.13		0.91		0.89		0.71

心位置とした。ここで、あと施工アンカーのせん断耐力の合力作用位置を、鋼製柱中心から間接接合部端までの距離の 1/2 であるとすれば計算が非常に簡単となる。合力作用位置をあと施工アンカーの距離重心位置として算定した精解法と簡易法の精度の検討を行った。

表-7 接合部耐力の比較($\phi_s=0.7$)

試験体名	実験値 最大耐力 (kN)	外付けマニュアル				山本等の式(単体)			
		精解法		簡易法		精解法		簡易法	
		耐力 (kN)	実験値/ 計算値	耐力 (kN)	実験値/ 計算値	耐力 (kN)	実験値/ 計算値	耐力 (kN)	実験値/ 計算値
H-15	189	111	1.70	123	1.53	137	1.38	152	1.24
	-170		1.53		1.38		1.24		1.11
H-20	227	146	1.55	159	1.43	180	1.26	195	1.16
	-247		1.69		1.55		1.37		1.26
H-25	245	144	1.71	180	1.37	182	1.34	228	1.08
	-232		1.61		1.29		1.27		1.02

計算耐力の比較を表-6 に示す。外付けマニュアルのあと施工アンカーの耐力を用いた精解法では、実験値が約 7~19% 上回ったが、簡易法では、実験値との誤差は 10%以内であり精度よく評価できている。これは、今回の試験体ではあと施工アンカーの打設位置に大きな偏りがなかったためである。山本等の式(単体)のせん断耐力を用いた精解法では約 4~13%、簡易法では約 12~29%実験値を過大評価しており、危険側の評価であった。これより、外付けマニュアルのあと施工アンカーのせん断耐力を用いた精解法で接合部耐力を精度良く評価出来ることがわかる。また、あと施工アンカー施工位置に著しい偏りがなければ簡易法でも精度良い耐力計算が可能である。ここではあと施工アンカーのせん断耐力に低減係数 0.7 を考慮せず $\phi_s=1.0$ として算定したが、低減係数 0.7 を考慮した計算耐力を表-7 に示す。低減係数 0.7 を考慮すると、外付けマニュアルのあと施工アンカーのせん断耐力を用いて算出した精解では実験値が約 53~71%上回っており、大幅に安全側となった。簡易法では約 29~55%実験値が上回った。山本等の式(単体)で算出した場合でも、精解法は約 21~38%、簡易法は約 2~26%実験値が上回りいずれも安全側であった。

6. まとめ

鋼製柱による既存 RC 造建築物の外側耐震補強工法に関して、梁部分の間接接合部の性能について検討した。鋼製梁の長さを実験変数として接合部の部分試験体の実験を行った。また、簡易なモデルによる挙動の追跡を行い実験結果との比較を行った。以下に得られた知見を示す。

- 1) 実験の最大耐力はすべての試験体で外付けマニュアルのせん断耐力($\phi_s=1.0$)を用いて算定した接合部耐力を約 10~20%上回ったが、山本等のせん断耐力(単体)に対しては約 5~15%下回った。
- 2) 剛体とパネの簡易なモデルによる解析で実験挙動を予測することができた。外付けマニュアルのせん断耐力式を用いると実験結果を安全側に評価し、山本等の単体アンカー筋せん断耐力式を用いると最大耐力到達までやや大きめの評価をするが、その後の挙動は概ね精度よく評価した。
- 3) 外付けマニュアルのあと施工アンカーのせん断耐力の合力に、柱中心から梁片側のあと施工アンカーの距離重心位置までの長さを乗ずることにより接合部耐力を精度よく評価しており、本工法の間接接合部の耐力設計法として提案する。また、あと施工アンカーの施工位置に大きな偏りがなければ、柱中心から鋼製梁端までの距離の 1/2 の距離を乗じることとで精度よく耐力評価ができる。

謝辞：実験に際しては、北村研士氏（神戸大学大学院生），宇佐七月氏（神戸大学学生），小柳ゆう氏（神戸大学学生）より多大なご協力を得ました。ここに記して感謝の意を申し上げます。

付録：外付けマニュアル³⁾のあと施工アンカーせん断耐力式を以下に示す。

$$\begin{aligned} q_A &= \phi_s \cdot \min(q_{a1}, q_{a2}) \\ q_{a1} &= 0.7 \cdot a_e \cdot a \cdot \sigma_y \\ q_{a2} &= 0.4 \sqrt{E_c \cdot \sigma_B} \cdot a_e \end{aligned} \quad (\text{付 1})$$

ここで、 $a\sigma_y$ ：アンカー筋の降伏応力度(N/mm²)， a_e ：接合面におけるアンカー筋の断面積(mm²)， σ_B ：RC 部コンクリートの圧縮強度(N/mm²)， E_c ：コンクリートのヤング係数(N/mm²)， ϕ_s はせん断変形を許容値(2mm)以下に制限するための低減係数で $\phi_s=0.7$ とすることとなっているが、本論では $\phi_s=1.0$ として算定した。

また、山本等の低強度コンクリートに対するあと施工アンカーのせん断耐力式⁴⁾ は以下のとおりである。

$$\begin{aligned} q_{B\text{単体}} &= \phi_1 \cdot \phi_2 \cdot \phi_3 \cdot \tau_{as} \cdot a_e \quad (\text{単体}) \\ q_{B\text{群集}} &= \phi_1 \cdot \phi_2 \cdot \phi_3 \cdot \tau_{mg} \cdot a_e \quad (\text{群集}) \\ \tau_{as} &= (0.205 + 0.036_c \sigma_B)_a \sigma_y, \quad \tau_{mg} = (0.602 + 0.019_c \sigma_B)_a \sigma_y \\ \phi_1 &= 0.84 - 0.05(d_a - 22), \quad \phi_2 = 0.85(c/100)^{0.15} \leq 1.0 \end{aligned} \quad (\text{付 2})$$

ここで、 c ：へりあき(mm)，埋め込み長さの影響係数 $\phi_s=1.0$ として算定した。

参考文献

- 1) 阪神・淡路大震災調査報告編集委員会 日本建築学会：阪神・淡路大震災調査報告／建築編-1 鉄筋コンクリート造建築物, 1997.7
- 2) 喜多村亘, 北村研士, 宮川和明, 藤永隆, 孫玉平：鋼製柱による RC 造建築物の外付け耐震補強に関する実験的研究（その 1），（その 2），日本建築学会大会学術講演梗概集（東海），pp.871-872, 2012.9
- 3) 日本建築防災協会：既存鉄筋コンクリート造建築物の「外側耐震改修マニュアル」－枠付き鉄骨ブレースによる補強, 2002.9
- 4) 山本泰稔, 秋山友昭, 市橋重勝, 片桐太一, 藤山知繁, 加藤三晴, トンプソン ジム, 有木克良, 上田洋一：低強度コンクリートに装着した接着系あと施工アンカー筋の挙動に関する実験的研究（その 1）～（その 6），日本建築学会大会学術講演梗概集（東北），pp.397-408, 2000.9

筆者：1) 藤永 隆：都市安全研究センター，准教授；2) 加藤 瑤子：工学部建築学科，学生；3) 宮川 和明：JFE シビル(株)；4) 喜多村 亘：JFE シビル(株)；5) 孫 玉平：工学研究科建築学専攻，教授

EXPERIMENTAL STUDY ON STRENGTH OF INDIRECT CONNECTION OF EXTERNAL SEISMIC RETROFITTING OF R/C BUILDING BY STEEL COLUMN

Takashi Fujinaga
Yoko Kato
Kazuaki Miyagawa
Wataru Kitamura
Yuping Sun

Abstract

Since 1995, seismic retrofitting of existing concrete buildings constructed under pre-1981 design codes has gained increasing attention. Retrofitting by attaching steel framed brace to the exterior of the building has been one of the widely used retrofitting elements in Japan. This retrofitting element, however, has disadvantage in that it tends to influence the function and spoil the appearance of buildings. This disadvantage hinders its further application to private office and apartment buildings. Therefore a new retrofitting element is desirable for these types of existing buildings.

We proposed a new retrofitting element to externally retrofit existing concrete building. The proposed element consists of monolithic steel column and steel beams at each story level, and looks like a tree. The tree-shaped element is connected to the exterior of the building through studs and anchors distributed only along the length of the beams, with the steel column being free from the existing building.

In this paper, four specimens were tested, which simulated the indirect connection between the steel beam and the existing concrete beam, to investigate the mechanical properties of the indirect connection. In addition, an analytical model was proposed to evaluate the strength of the indirect connection.