

論文 既存鉄筋コンクリート造柱・梁接合部の耐震補強方法の研究開発

近藤龍哉*1・広沢雅也*2

要旨：側柱位置の柱・梁接合部を対象に耐震補強実験を行った。補強を必要とする架構例は2タイプとした。一つは柱・梁接合部せん断破壊先行型で接合部破壊を無視すると梁曲げ降伏先行型となるもの。他の一つは、柱・梁接合部せん断破壊先行型で接合部破壊を無視すると柱せん断破壊先行型となり、接合部のせん断補強と柱のせん断補強をした後梁曲げ降伏先行型となるものとした。接合部のせん断補強は柱頭と柱脚を鋼材で巻き接合部のひび割れが柱に進展することを防ぐ方法で行った。また、柱のせん断補強は柱にCFRPを帯状に巻くことで行った。強度と変形性能を向上させた効果を確認した。

キーワード：接合部の耐震補強、アングル、CFRPによる柱補強

1. はじめに

阪神淡路大震災を機に既存建物の耐震診断が盛んに行われている。こうした中で、柱・梁接合部の耐力不足が確認される建物の数は少なくない。また、新耐震基準で建てられた建物で、阪神淡路大震災で大破または倒壊した建物のうち半数程度が柱・梁接合部に被害があったとの報告もある。しかし、柱・梁接合部のせん断耐力不足が確認されても、現況を大きく妨げず既存RC建物の柱・梁接合部を補強する適当な方法が無い。本論文では柱・梁接合部のせん断耐力が不足した既存建物(旧耐震基準および新耐震基準による建物を想定した)と柱・梁接合部と柱のせん断耐力が不足した既存建物(旧耐震基準による建物を想定して)を対象に、既存RC造側柱位置の柱・梁接合部および柱のせん断補強方法の提案と実験による効果の検証を行った。

2. 柱・梁接合部のせん断補強方法と柱のせん断補強方法の概要

接合部のせん断補強は柱頭と柱脚に鋼材を鉢巻状に巻く方法で行った。施工は柱と鋼材の間を10mm程度あけ、鋼材を柱に仮止めした後、隙間に無収縮モルタルを充填し柱面と鋼材を一体化した。また、変形した梁が鋼材にあたることを防ぐために、梁上端および下端から10mmの隙間を開け鋼材を巻いた。補強に用いた鋼材は、曲げ剛性、受圧幅を変動因子に3種類使用した。

表-1 柱・梁接合部のせん断補強に用いた鋼材の種類

記号	使用した鋼材種	受圧幅	鉢巻鋼材の性能分類
L150	L-150×150×19	150mm	4.0KN/cm ² 程度の分布荷重を受けても鋼材の曲げ変形が小さく、柱断面形状の局所変形も拘束し得る鋼材。
L100	L-100×150×12	100mm	L150と同様の断面性能であるが受圧幅(柱の断面の変形を拘束する幅)がL150に比べ2/3と小さい材である。
P100	PL-100×36	100mm	曲げ剛性が極めて小さく、柱断面形状の局所変形を拘束できない鋼材。

*1 工学院大学講師 工学部建築学科 (正会員)

*2 工学院大学教授 工学部建築学科、工博 (正会員)

表-2 カーボン繊維等の材料特性と規格値

汎用カーボン繊維 NAC-700		プライマー	含浸接着剤		
引張強度 規格値	引張弾性率 設計値	接着強度 規格値	曲げ強度 規格値	引張強度 規格値	引張せん断強度 規格値
KN/cm ²	KN/cm ²	N/cm ²	N/cm ²	N/cm ²	N/cm ²
350 以上	20000	200 以上	4000 以上	3000 以上	1000 以上

柱のせん断補強は CFRP を柱に巻く方法で行った。柱表面にプライマーを塗り、その上に{含浸接着剤&CFRP(0.167mm 厚)&含浸接着剤}の組合せを帯筋状に3層巻いた(NAC-700 汎用カーボン繊維を用いたショーボンド CFRP 接着工法)。CFRP 等の材料特性と規格値を表-2 に示す。なお、柱頭と柱脚に巻いたアングルと CFRP は重ねない。

表-3 試験体一覧

[共通事項 : 階高 H=1900mm、スパン[片持ち梁] L=1900mm、柱軸応力 $\sigma_o=392\text{N/cm}^2$]

試験体名	A96シリーズ		B96シリーズ		C96シリーズ		
コンクリートの圧縮強度 σ_B (N/cm ²)	1715 [A96-0] 1735 [A96-1] 1744 [A96-2]		1764 [B96-0] 1842 [B96-1]		2127 [C96-0] 2097 [C96-1]		
柱	cD×cb (cm)	有効せい cd (cm)	30×30 (25)	27.5×27.5 (22.5)	35×35 (30)		
	引張り鉄筋	引張り鉄筋量	D13-4本	D13-3本	D13-4本		
		鉄筋種類	SD295	SD295	SD295		
		降伏応力 σ_y (N/cm ²)	32340	32340	32340		
		断面積 at (cm ²)	5.08	3.81	5.08		
		鉄筋比 Pt (%)	0.677	0.616	0.484		
	帯筋	帯筋量	D6@40mm	R4@125mm CFRP補強時 (@22mm)	D6@40mm		
		鉄筋種類	SD295	SR235	SD295		
		降伏応力 σ_{wy} (N/cm ²)	32340	25870	32340		
		断面積 aw (cm ²)	0.64	0.25	0.64		
		帯筋比 Pw (%)	0.533	0.073 CFRP補強時 (0.413)	0.457		
	梁	bD×bb (cm)	有効せい bd (cm)	40×25 (35)	42.5×25 (37.5)	40×20 (34.6)	
引張り鉄筋		引張り鉄筋量	D19-4本	D19-4本	D16-7本 2段		
		鉄筋種類	SD295	SD295	SD295		
		降伏応力 σ_y (N/cm ²)	32340	32340	32340		
		断面積 at (cm ²)	11.48	11.48	13.93		
		鉄筋比 Pt (%)	1.312	1.225	2.013		
肋筋		肋筋量	D6@60mm	D6@100mm	D6@60mm*アングル		
		鉄筋種類	SD295	SD295	SD295		
		降伏応力 σ_{wy} (N/cm ²)	32340	32340	32340		
		断面積 aw (cm ²)	0.64	0.64	1.28		
		肋筋比 Pw (%)	0.427	0.256	1.067		
柱・梁接合部		形式		ト型	ト型	ト型	
	直交梁の有無		無し	無し	無し		
	有効幅 bj (cm)		27.5	26.3	27.5		
	有効せい Dj (cm)		21.9	19.5	27.2		
	横補強筋		D6@60mm	R4@188mm	D6@60mm		
	鉄筋種類		SD295	SR235	SD295		

3. 試験体の設計

中層建物の側柱位置の柱・梁接合部を対象に、縮尺 2/3 程度でト型試験体を作成した。

A96 シリーズは接合部せん断破壊先行型で、接合部破壊を無視すると梁曲げ降伏先行型になる試験体。梁曲げ終局強度時の接合部せん断力は概ね $0.18F_{cb}D$ 程度 (F_c はコンクリートの圧縮強度、 b は柱幅、 D は柱せい) の柱と梁のバランスである。無補強試験体 A96-0 と P100 (表-1 参照) で接合部を補強した A96-1 と、L100 で接合部を補強した A96-2 の 3 体作成した。

B96 シリーズは接合部せん断破壊先行型で、接合部破壊を無視すると柱せん断破壊先行型となり、接合部と柱を合わせてせん断補強した後に梁曲げ降伏先行型となる試験体。梁曲げ終局強度時の接合部せん断力は概ね $0.20F_{cb}D$ 程度の柱と梁のバランスである。無補強試験体 B96-0 と、L100 で接合部をせん断補強し、柱を CFRP でせん断補強した試験体 B96-1 の 2 体作成した。

C96 シリーズは接合部せん断破壊先行型で、接合部破壊を無視すると梁曲げ降伏先行型になる試験体。梁曲げ終局強度時の接合部せん断力は概ね $0.13F_{cb}D$ 程度の柱と梁のバランスである。無補強試験体 C96-0 と、L150 で接合部をせん断補強した C96-1 の 2 体作成した。

試験体一覧を表-3 に示す。各部材の各終局強度の計算値を柱せん断力に換算した値と梁曲げ終局強度時の余裕度を表-4 に示す。記号は、 cQ_{bu} : 梁の曲げ終局強度の換算値、 cQ_{bsu} : 梁のせん断終局強度の換算値、 cQ_{cu} : 柱曲げ終局強度の換算値、 cQ_{csu} : 柱せん断終局強度、 cQ_{ju} : 柱・梁接合部のせん断信頼強度の換算値である。なお、柱を CFRP で補強したときの柱のせん断終局強度はカーボン繊維の剛性を帯筋の剛性に換算して既存の帯筋量に付加して計算した。

鋼材を柱頭と柱脚に鉢巻状に巻く接合部のせん断補強方法の詳細を図-1 に、接合部をせん断補強しあわせて柱をせん断補強した試験体の形状を図-2 に示す。尚、充填した無収縮モルタルの圧縮強度は 4KN/cm^2 以上であった。

表-4 各終局強度の柱せん断力換算値と梁曲げ終局強度時のせん断余裕度

	cQ_{bu} [KN]	cQ_{bsu} [KN]	$/cQ_{bu}$	cQ_{cu} [KN]	$/cQ_{bu}$	cQ_{csu} [KN]	$/cQ_{bu}$	cQ_{ju} [KN]	$/cQ_{bu}$
A96-0	66.8	105.4	1.577	107.0	1.601	134.0	2.006	46.5	0.695
A96-1	66.8	105.5	1.579	107.2	1.604	134.2	2.009	47.2	0.707
A96-2	66.8	105.6	1.580	107.3	1.605	134.3	2.010	47.2	0.707
B96-0	71.1	96.4	1.356	79.7	1.121	67.7	0.952	43.7	0.615
B96-1	71.1	97.2	1.367	80.3	1.129	95.8	1.348	45.5	0.641
C96-0	81.3	124.0	1.524	152.7	1.878	191.6	2.356	71.8	0.883
C96-1	81.3	123.6	1.519	152.4	1.874	191.2	2.351	70.8	0.871

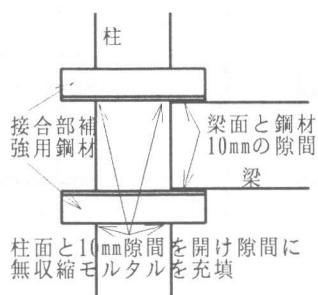


図-1 柱・梁接合部のせん断補強

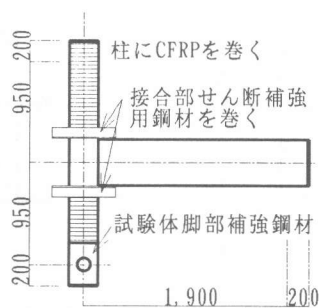


図-2 接合部および柱のせん断補強

表-5 加力計画

加力ステージ	A96-0	A96-1	A96-2	B96-0	B96-1	C96-0	C96-1
$\pm 0.4cQ_{ju}$	1 cycle	1 cycle	1 cycle	1 cycle	1 cycle	1 cycle	1 cycle
$\pm 0.6cQ_{ju}$	1 cycle	1 cycle	1 cycle	1 cycle	1 cycle	1 cycle	1 cycle
$\pm 0.8cQ_{ju}$	3 cycle	3 cycle	3 cycle		3 cycle	3 cycle	3 cycle
$\pm 1.0cQ_{ju}$						3 cycle	3 cycle
$\pm 0.01rad.$	3 cycle	3 cycle	3 cycle	2 cycle	3 cycle	3 cycle	3 cycle
$\pm 0.02rad.$	3 cycle	3 cycle	3 cycle		3 cycle	3 cycle	3 cycle
$\pm 0.04rad.$						1 cycle	3 cycle

4. 加力方法

加力は接合部のせん断信頼強度の換算値 (cQ_{ju})を単位にした荷重制御と層間変位角を単位にした変位制御で行った。加力計画を表-5に加力装置を図-3に示す。

5. 実験結果と考察

図-4に最終加力終了時の各試験体のひび割れを示す。また、図-5から図-11に荷重変位履歴曲線を示す。

試験体の破壊にいたるまでの挙動の概要を述

べる。全ての試験体は概ね $0.4cQ_{ju}$ の加力ステージで梁に曲げひび割れが発生し、また、 $0.4cQ_{ju}$ から $0.6cQ_{ju}$ の加力ステージで接合部にせん断ひび割れはが発生した。無補強試験体では更に加力ステージを重ねると、

接合部のせん断ひび割れが接合部の外に進展した。柱のせん断耐力が低い[B96-0]は接合部のせん断ひび割れが柱のせん断破壊を誘発し、柱の

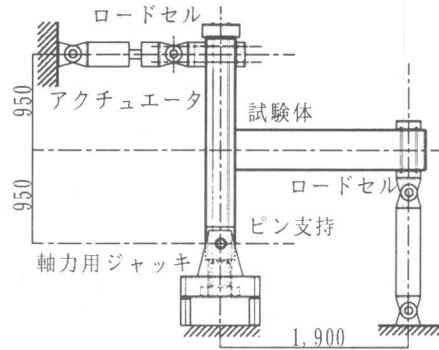


図-3 実験装置

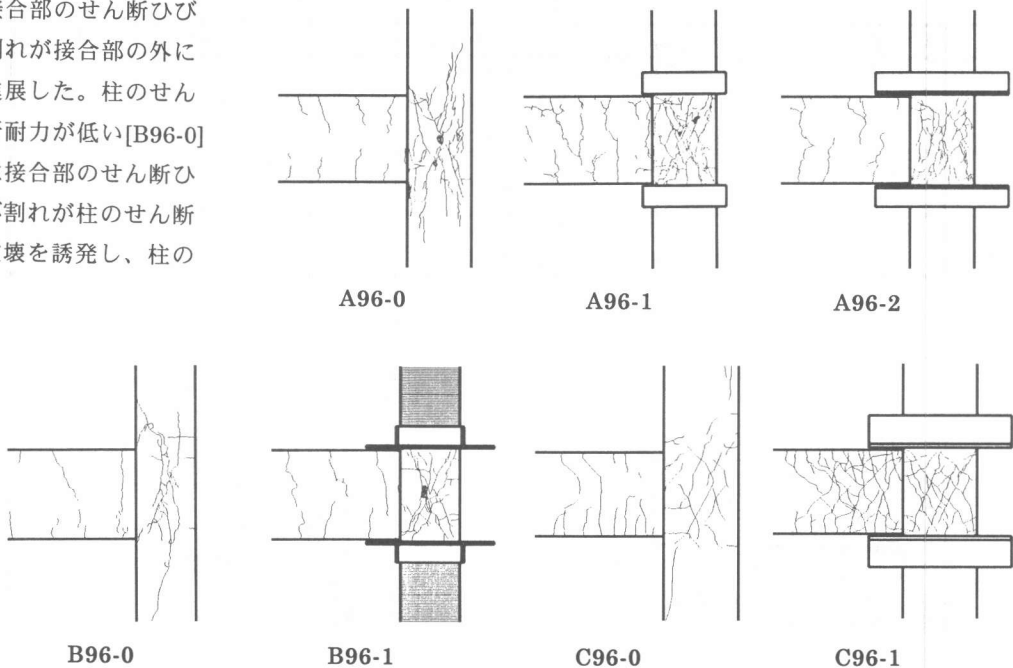


図-4 各試験体側面のひび割れ(加力終了後)

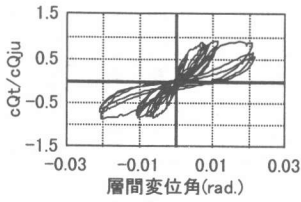


図-5 無補強試験体A96-0

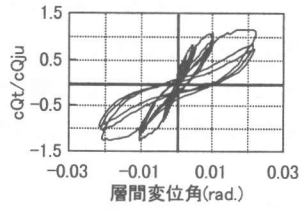


図-6 補強試験体A96-1

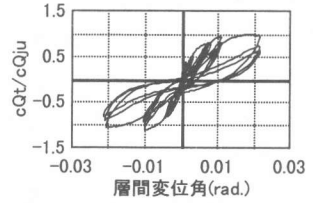


図-7 補強試験体A96-2

せん断終局強度以下の荷重で極めて脆性的に破壊した。また、他2つの無補強試験体も柱主筋に沿ってひび割れが進展し、この時最大強度を記録した。補強した試験体は0.8cQju以降も加カステージ

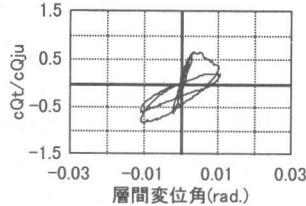


図-8 無補強試験体B96-0

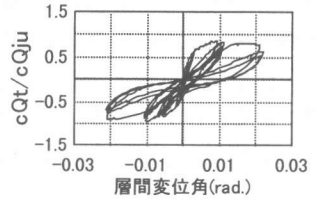


図-9 補強試験体B96-1

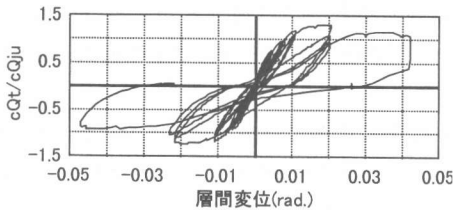


図-10 無補強試験体C96-0

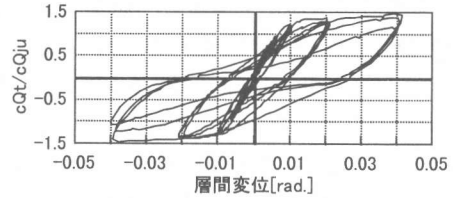


図-11 補強試験体C96-1

を重ねても接合部内でひび割れ本数、長さ、幅は増えるが、接合部の外にひびわれが進展する事はなかった。なお、無補強試験体と補強試験体の剛性を比較すると0.6cQju程度の加カステージまではほぼ剛性に差異は無い。

表-6に最大強度(cQtmax)と梁曲げ終局強度時の余裕度および柱・梁接合部せん断信頼強度の換算値に対する余裕度を示す。また、繰り返し加力と同じ変位に対して概ね同じ強度を示す(1サイクル目は無視する)値を再現性のある最大強度(cQtr)とする。層間変位角を(δ_{tr})として示す。図-12に適当な梁断面に対して主筋量を変化させ曲げ終局強度を求め、これに釣り合う接合部せ

表-6 実験値と設計値の比較

	A96-0	A96-1	A96-2	B96-0	B96-1	C96-0	C96-1
cQtmax(KN)	40.5	51.4	46.8	26.6	39.2	94.3	99.9
cQtmax/cQju	0.871	1.089	0.992	0.609	0.862	1.313	1.411
cQtmax/cQbu	0.606	0.769	0.701	0.374	0.551	1.16	1.229
cQtr(KN)	38.7	47.8	41.4	26.6	33.6	78.5	88.1
cQtr/cQju	0.832	1.013	0.877	0.609	0.738	1.093	1.244
cQtr/cQbu	0.579	0.716	0.62	0.374	0.473	0.966	1.084
δ_{tr} (rad.)	0.006	0.010	0.010	0.003	0.010	0.010	0.020

せん断信頼強度(V_{ju})を得る柱断面積(正方形)を求め、この時の $\{V_{ju}-Pt\}$ 関係を示す。▲が $F_c=1.6\text{KN/cm}^2$ のときの上位値、△が下位値、 $Pt=1.2$ で[A96、B96]に相当する。また■が $F_c=2.1\text{KN/cm}^2$ のときの上位値、□が下位値、 $Pt=2.0$ で[C96]に相当する。

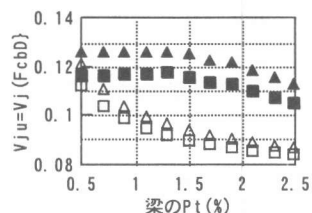


図-1.2 接合部せん断力

無補強試験体について考察する。図-1.2で接合部のせん断力が $V_j=0.125F_c b D$ 以上に成るものは、柱・梁接合部のせん断破壊が支配的になることを示す。表-6で梁の曲げ終局強度時の接合部せん断力が $0.18F_c b D$ から $0.2F_c b D$ と大きな接合部[A96-0、B96-0]は柱・梁接合部のせん断信頼強度が過大評価であることを示す。また、この傾向は柱の耐力が梁の耐力に比べて低い接合部ではより顕著である。表-6で[C96-0]を見ると梁曲げ終局強度に対する最大強度は1.16倍である。しかし、図-10はせん断破壊型を示している。再現性の有る強度と梁曲げ終局強度を比較すると余裕度は0.97倍で梁曲げ降伏先行型とならないことを示している。よって、柱・梁接合部の強度を評価するときは再現性のある強度の最大値を用いるべきと考える。なお、変形性能についてもこの時の値を用いるべきと考える。

補強効果について考察する。無補強試験体と比較して個々に差はあるが補強効果が認められた。[A96]を接合部せん断破壊型から梁曲げ降伏型に補強するためには表-4から設計強度比でも1.43倍(1/0.7)の補強効果を期待した。さらに、表-6から接合部の補強前強度は過大評価されていることを勘案すると1.72倍(1/0.58)以上の補強効果を期待した。これに対し[C96]は設計強度比で1.13倍(1/0.88)、評価補正を行っても1.20倍(1/0.97)程度の補強効果を期待した。よって、[A96]は梁曲げ降伏先行型の補強に至らず、[C96]は梁曲げ降伏先行型に補強できたと考える。[B96]は[A96]と同様に大きな補強効果を期待した。設計強度比で1.56倍だが、柱の耐力が低いため接合部が過大評価され、表-6では2.67倍以上の補強効果を期待した。このため、梁曲げ降伏先行型に補強することは出来なかったが、柱と接合部を補強したことで、無補強試験体に比べて強度、変形性能ともに上昇し、十分な補強効果があった。

補強効果について考察する。無補強試験体と比較して個々に差はあるが補強効果が認められた。[A96]を接合部せん断破壊型から梁曲げ降伏型に補強するためには表-4から設計強度比でも1.43倍(1/0.7)の補強効果を期待した。さらに、表-6から接合部の補強前強度は過大評価されていることを勘案すると1.72倍(1/0.58)以上の補強効果を期待した。これに対し[C96]は設計強度比で1.13倍(1/0.88)、評価補正を行っても1.20倍(1/0.97)程度の補強効果を期待した。よって、[A96]は梁曲げ降伏先行型の補強に至らず、[C96]は梁曲げ降伏先行型に補強できたと考える。[B96]は[A96]と同様に大きな補強効果を期待した。設計強度比で1.56倍だが、柱の耐力が低いため接合部が過大評価され、表-6では2.67倍以上の補強効果を期待した。このため、梁曲げ降伏先行型に補強することは出来なかったが、柱と接合部を補強したことで、無補強試験体に比べて強度、変形性能ともに上昇し、十分な補強効果があった。

接合部のせん断破壊と補強のメカニズムについて述べる。接合部およびその近傍では柱の主筋は接合部のせん断力を受けて、正負両加力に対して引張り力を受ける。これは接合部に生じる圧縮ストラットの垂直成分の反力を柱主筋が担うためと考える。よって、ひび割れが増え、接合部内で付着強度が低下したとき接合部の近傍で付着割裂破壊を生じ強度が低下すると考える。鋼材による接合部のせん断補強はこの付着強度の低下を防いでいると考える。

6. まとめ

補強を必要とする2タイプの架構のせん断補強効果が十分に確認できた。検証対象の一つであった鋼材の曲げ剛性の違いによる補強効果の差異は既存性能が低い試験体と比較実験したため明瞭な違いが確認できなかった。補強効果に限界はあるが、既存建物の柱・梁接合部を補強する一つの適当な方法であることを確認した。本研究はショーボンド建設株式会社から補助頂いた。芝浦工業大学山本泰稔先生、日本大学安達洋先生、東工大付属工業高校清水泰先生、筑波大学金久保利之先生、ショーボンド建設松井雅明氏にご指導頂いた。ここに記して御礼申し上げます。

【参考文献】[1] 建築耐震設計における保有耐力と変形性能(日本建築学会)1990年

[2] 92年靱性設計小委員会報告(日本建築学会)1992年