

論文 主筋に機械式継手を有する鉄筋コンクリート造十字形柱梁接合部の耐震実験

焦 博文*1・楠原 文雄*2・塩原 等*3

要旨 : 1/3 スケールで柱梁強度比が 1.3 の鉄筋コンクリート平面十字形柱梁接合部, 試験体 3 体の静的漸増正負繰り返し荷重加力実験を行い, 柱・梁スパン主筋位置柱主筋継手の有無の影響を考察した。柱主筋の継手にはモルタル充填式スリーブ継手を使用した。実験は層間変形角 7%に至るまで加力を行い, 柱梁接合部の大変形時におけるサイクル数による耐力低下や, 荷重回数による耐力低下等の耐震性能を併せて検討した。

キーワード : 鉄筋コンクリート, スリーブ継手, 柱梁接合部, スパン比, 主筋位置

1. はじめに

現行の鉄筋コンクリート(RC)造の耐震設計¹⁾では, 柱梁接合部に生じるせん断力をせん断強度以下とすることで間接的に柱梁接合部の損傷を制御している。しかし近年梁降伏型に設計された十字形接合部で接合部せん断力が小さい場合であっても, 柱と梁の曲げ終局強度の比(以下「柱梁強度比」という)が 1.0 に近い場合には, 柱梁接合部内部で柱梁主筋がともに降伏して, 柱梁接合部に損傷が集中し, 柱梁接合部の最大耐力(最大層せん断力)が梁の曲げ終局強度時耐力に達しないことが実験的にも理論的にも確認された²⁾。従来鉄筋継手は梁降伏型設計の場合, 主筋が降伏する梁端部を避けて柱主筋の柱脚付近に設けられているが, 柱梁強度比が 1.0 に近い場合には, 実際には柱主筋も降伏することから応力状態は想定より厳しい。しかしこれまでに柱梁強度比が 1.0 に近い柱梁接合部の部分架構実験により, 柱脚付近に設けられた鉄筋継手の影響が検討された例はない。また架構に継手を設置する際, 継手部分のかぶり厚さを確保するため, 主筋を内側へ寄せなければならないが, その際主筋位置の影響を検討した例は少ない。

さらに昨年の東日本太平洋沖地震では建物崩壊の被害例は少ないものの, 想定外の地震動に対する大変形時の建物の崩壊余裕度についての関心が高まってきている。近年, Curt B. Haselton³⁾らが, 崩壊危険確率を解析するために建物解析をした結果によると, 層間変形角 7%前後の大変形時において建物崩壊の可能性があるという試算がある。これに対し柱梁強度比が 1.0 に近い柱梁接合部の大変形時の, 柱梁接合部の挙動に関する実験データが少ない。

そこで本研究では柱梁接合部の実験を行い, 柱・梁スパン, 主筋位置, 継手の有無による影響を検討した。

表-1 試験体の諸元

試験体	B05 ²⁾	I01	I02	I03
スパン $L_b \times L_c$ mm	1400×1400	2200×1000		
梁断面 $b_b \times D_b$ mm	240×240			
梁引張主筋	5-D13			
梁の引張主筋比 %	1.22			
梁の主筋間距離比	0.8			
梁のあばら筋	□-D6@50	□-D6@85		
梁のせん断補強比 %	0.53	0.31		
柱断面 $b_c \times D_c$ mm	240×240			
柱引張主筋 mm	5+2-D13	6-D13	4-D16	
柱の引張主筋比 %	1.22	1.47	1.60	
柱の主筋間距離比	0.71	0.77	0.73	0.73
柱の帯筋	□-D6@50	□-D6@50		
柱のせん断補強比 %	0.53	0.76		
柱のスリーブ継手				4-S5U
柱梁接合部横補強筋	2×□-D6			
横補強筋比 %	0.28			
柱軸力 N_c kN	0			
梁曲げ終局強度時 kN- モーメント(A) M_{bu} m	58.8	54.4		
柱曲げ終局強度時 kN- モーメント(B) M_{cu} m	78.6	73.3	72.8	
柱梁強度比 M_{cu}/M_{bu}	1.34	1.35	1.34	
柱梁接合部終局モ ーメント(C) ⁴⁾ m	53.8	51.0	50.5	
接合部強度比(C/A)	0.91	0.94	0.93	

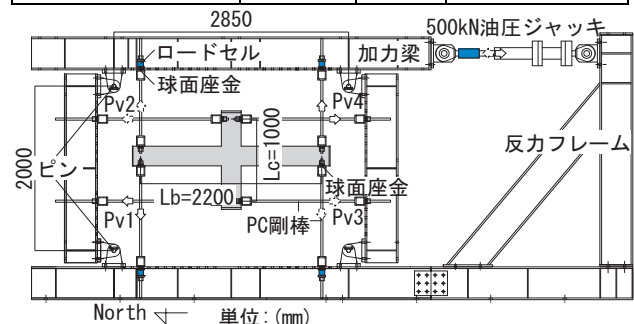


図-1 加力装置

*1 東京大学 大学院工学系研究科建築学専攻 修士課程 (正会員)

*2 東京大学 大学院工学系研究科建築学専攻 助教 修(工) (正会員)

*3 東京大学 大学院工学系研究科建築学専攻 教授 工博 (正会員)

2. 実験計画

2.1 試験体概要

試験体は楠原らによって報告されている柱梁曲げ強度比 1.34 の試験体 B05²⁾を基準にして、柱と梁の反曲点間距離をそれぞれ 500mm, 1100mm とした I シリーズ 3 体である。1/3 スケールの鉄筋コンクリート造十字形接合部 3 体は主筋位置、継手の有無を実験変数とした。試験体の諸元を表—1 に、試験体の形状配筋継手の形状を図—2 に示す。なお比較検討のため適宜、試験体 B05 を併記する。

試験体 I01 は B05 と梁を同配筋とし、柱と梁の反曲点間距離を変更したのにあわせて、柱梁曲げ強度比が等しくなるように柱主筋を変え、柱梁のせん断補強筋のピッチを変更した。試験体 I02 は I01 の柱主筋を 1 サイズ太径とし、かぶり厚さを増やすため柱主筋位置を内側に変更した。試験体 I03 は I02 と同配筋で、柱脚部でスリーブ継手で柱主筋を接合した。継手は A 級性能を満たす継手である。平面保持を仮定した断面解析を行い柱曲げ終局モーメント時の節点モーメントに対する、梁曲げ終局モーメント時の節点モーメントの比の計算値は B05 が 1.34 に対し I01 は 1.35, I02, I03 は 1.34 となった。

材料試験により得られた材料特性を表—2, 表—3 に示す。また継手の引張試験の結果は、母材(D16)が破断しており、母材破断時の強度は 597.5[MPa]となり、概ね D16 の破断強度と一致した。

2.2 実験方法

加力装置を図—1 に示す。試験体を PC 鋼棒により加力フレームに緊結し、加力フレームの上梁端を油圧ジャッキで加力して試験体に変形を生じさせた。試験体に軸力は加えなかった。加力は初期剛性を確認するために梁の曲げひび割れ荷重の計算値の 1/2 を正負交番で载荷の後、

表—2 コンクリート・グラウト材の材料特性

試験体	圧縮強度 [MPa]	ヤング係数 [GPa]	圧縮強度時歪 [10 ⁻³ mm/mm]	割裂引張強度 [MPa]
コンクリート	25.3	24.8	1.84	2.18
グラウト材	104.0	73.8	1.77	-

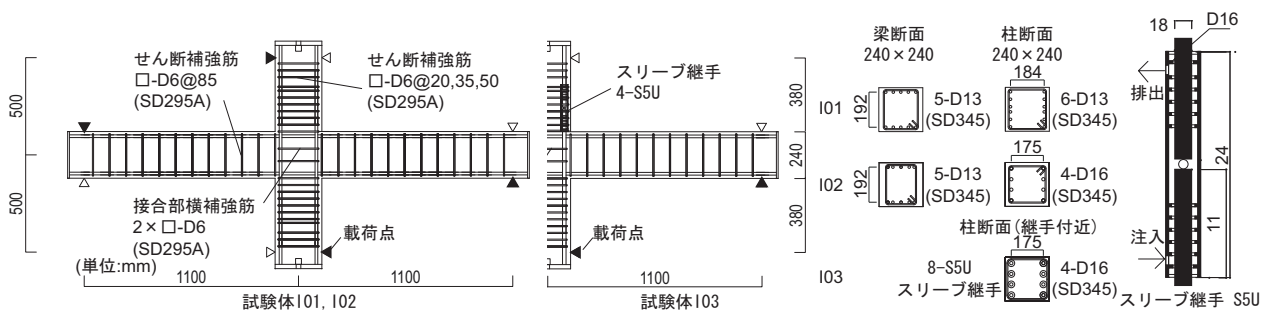
表—3 鉄筋の材料特性

鉄筋	降伏強度 [MPa]	ヤング係数 [GPa]	引張強さ [MPa]	降伏歪 [μ]
D13	386	203	553	1873
D16	402	194	593	2171
D6	399	204	531	-

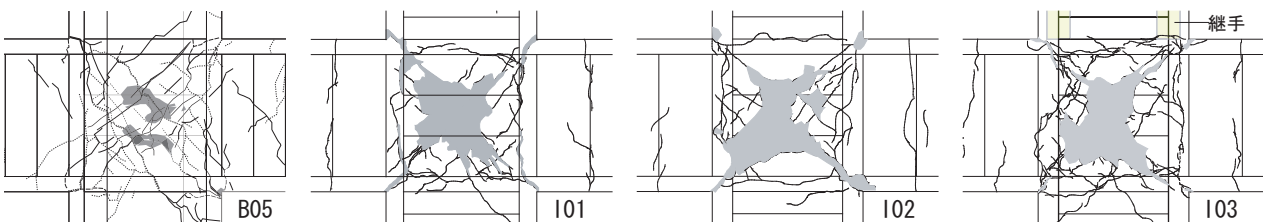
表—4 実験結果

試験体		B05 ²⁾	I01	I02	I03	
初期剛性		[kN/rad]	274	275	267	287
接合部入隅部	正	4.0 0.01	15.8 0.03	12.1 0.07	7.3 0.03	
	負	-4.2 -0.02	-9.6 0.05	-7.0 0.01	-3.2 -0.01	
接合部パネル	正	10.9 0.10	60.5 0.65	50.6 0.57	45.6 0.41	
	負	-12.0 -0.06	-47.9 -0.45	-51.3 -0.49	-45.6 -0.42	
梁主筋降伏	接合部	正	69.9 1.14	84.6 1.09	103.5 1.45	96.4 1.25
		負	-69.0 -1.00	-95.7 -1.26	-103.2 -1.85	-96.2 -1.24
	フェース位置	正	/	101.5 1.48	103.5 1.45	105.8 1.95
		負	/	-97.0 -1.59	-96.6 -1.22	-100.1 -1.87
柱主筋降伏	接合部	正	75.8 2.44	89.9 2.12	83.1 3.23	83.9 3.26
		負	-70.5 -1.64	88.8 1.53	-80.4 -2.00	-70.5 -1.78
	フェース位置	正	/	88.3 3.48	77.0 3.04	90.7 2.12
		負	/	64.6 5.48	-80.4 -2.00	-82.1 -2.08
接合部横補強筋の降伏		45.2 0.6	92.1 1.20	94.1 1.26	-74.3 -0.82	
最大層せん断力	正	79.3 2.0	104.4 2.98	108.3 2.01	106.0 1.51	
	負	-77.7 -1.5	-103.6 -2.01	-104.9 -1.48	-103.3 -1.51	

上段:層せん断力[kN], 下段:層間変形角[%], 斜線:計測せず



図—2 試験体の形状



図—3 試験体の破壊状況(層間変形 3%)

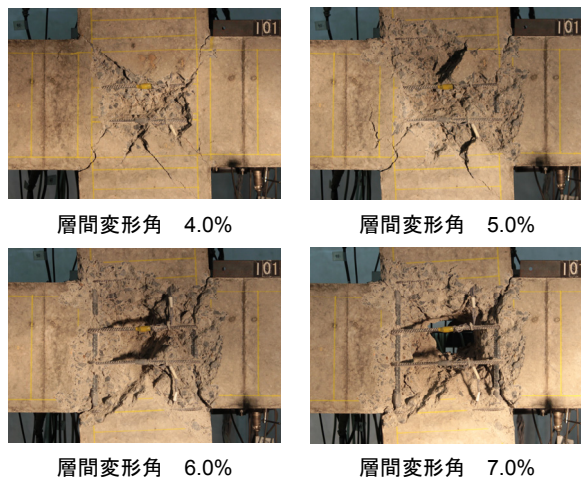
層間変形角が 0.25%, 0.5%のサイクルを 1 回ずつ 1.0%, 1.5%, 2.0%, 3.0%, 4.0%, 5.0%, 6.0%, 7.0%のサイクルを 2 回ずつ正負交番で載荷した。

層間変形角は北梁の反曲点に対する上下の柱の反曲点の水平変位の差を、柱の反曲点距離で除した変形角とし、層せん断力は水平方向の PC 鋼棒の引張力をロードセルにより測定して求めた柱のせん断力から算出した。

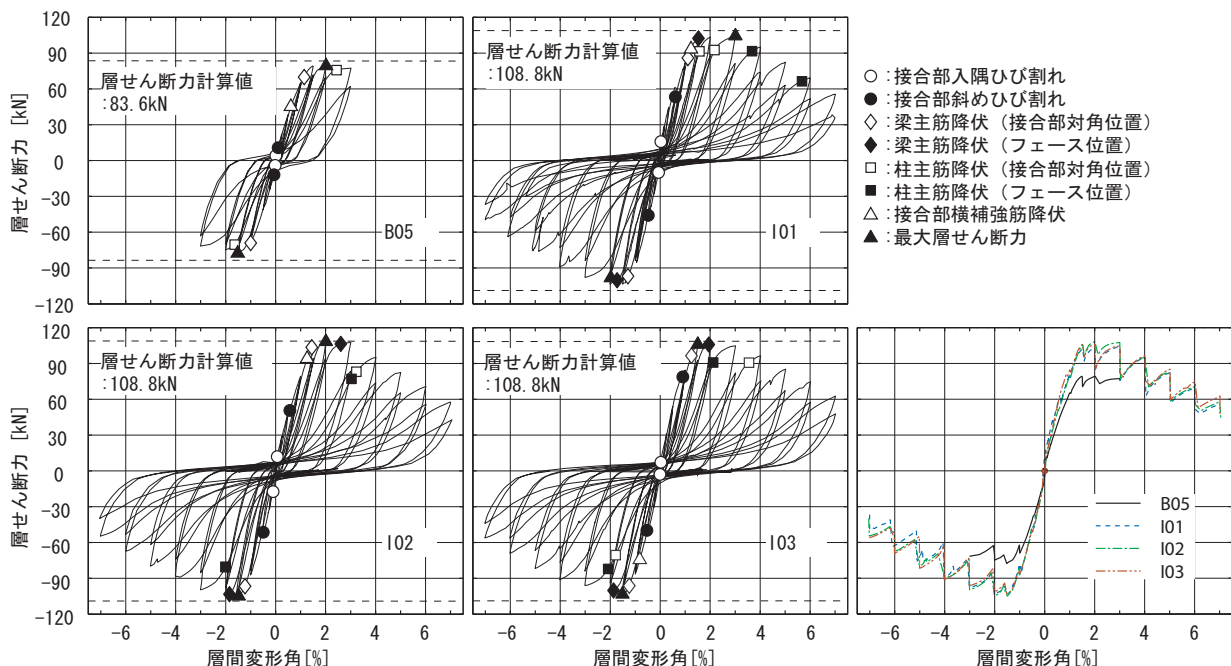
3. 破壊性状

実験結果の一覧を表—4 に示し層間変形角 3.0%のサイクル終了時の試験体の破壊状況を図—3 に示す。

いずれの試験体も最初に接合部の入隅部から斜めひび割れが発生し、続いて接合部の対角線方向に斜めひび割れが発生した。接合部の対角線方向のひび割れ発生荷重は基準となる B05(正側 10.9kN 負側 12.0kN)に対し大きくなった。また継手を有する I03 は I02 に対し 1 割程度



図—4 I01 の破壊状況(層間変形 4, 5, 6, 7%)



図—5 層せん断力と層間変形角の関係とその包絡線

小さかった。

すべての試験体で接合部に損傷が集中し、接合部の入隅部から生じたひび割れが柱・梁主筋に沿って進展したひび割れと、接合部の対角線方向に発生したひび割れが拡大した。層間変形角が 1.5%~2.0%の加力サイクルで接合部中央部・入隅部のコンクリートの圧壊が発生した。

I01 の層間変形角 4.0%, 5.0%, 6.0%, 7.0%時の破壊状況を図—4 に示す。層間変形角が 4.0%を超すと接合部表面のコンクリートの半分程度が剥落し、接合部中央ではコンクリートが抉れていった。層間変形角が 7.0%の加力サイクルで試験体の表面・裏面の接合部中央のコンクリートが、さらに抉れていき穴が貫通した。

柱主筋位置が異なる I02 は I01 に比べ柱脚部のコンクリート圧壊が著しかった。層間変形角が 5.0%を超すと上柱端部のコンクリートが著しく剥落した。

柱端に継手を有する I03 は I02 に比べ接合部パネル内での小さなひび割れの数が多かった。I02 と同様層間変形角が 7.0%に達すると、接合部中央に穴が空いたが I02 より小さな穴であった。接合部から剥落したコンクリートの量も少なかった。

4. 復元力特性

4.1 層せん断力と層間変形角の関係

図—5 に層せん断力と層間変形角の関係を示す。図中には平面保持を仮定した断面解析による梁曲げ終局モーメント時の層せん断力計算値を破線で示した。

いずれの試験体の層間変形角—層せん断力関係はスリップ性状を示した。柱スパンに対する梁スパンの比(以下柱梁スパン比とする)が 1 である B05 は柱梁スパン比が

2.2 である試験体 3 体に比べやや膨らみの大きな履歴形状であったと言える。

(1)柱梁スパンの影響

いずれの試験体も層間変形角 0.5%~1.5%で接合部横補強筋が降伏した。

柱・梁が同配筋で柱梁スパン比の異なる B05 と I01 を比較すると、試験体の最大耐力は梁曲げ終局時の層せん断力計算値に対し順に 5.1%, 4.1%小さかった。B05 は接合部横補強筋が降伏し、梁の主筋が接合部パネルの対角線と交わる位置(以下接合部内)で降伏した後、最大耐力に達した。柱梁スパン比 2.2 である I01 は、順に梁主筋が接合部内で降伏し、接合部横補強筋降伏し、梁主筋がフェース位置で降伏し、柱主筋が接合部内で降伏した後最大耐力に達した。

(2)柱主筋位置の影響

I01 から柱主筋を D13 から D16 に、柱主筋間距離を 184mm から 175mm に変更した I02 の最大耐力は、梁曲げ終局時の層せん断力計算値に対しほぼ等しかった。接合部横補強筋が降伏し、梁の主筋が接合部内で降伏した後最大耐力に達した。

(3)スリーブ継手の影響

I02 の上柱端部にスリーブ継手を配置した I03 の最大耐力は、梁曲げ終局時の層せん断力計算値に対し 2.7%小さかった。I03 は I02 と同様に接合部横補強筋が降伏し、梁の主筋が接合部内で降伏した後最大耐力に達した。そ

の後梁主筋がフェース位置で降伏し、柱主筋がフェース位置で降伏し、柱主筋が接合部内で降伏した。

4.2 包絡線の比較

層せん断力と層間変形角関係の包絡線を図—5 の右下に示す。I シリーズ 3 体の包絡線の形状はほぼ等しいと言える。それぞれの試験体は層間変形角 2.0%ないし 2.5%の载荷サイクル 1 回目に最大耐力に達した。

4.3 同一振幅の繰り返し载荷による耐力低下

I シリーズ 3 体の試験体では 1.0%, 1.5%, 2.0%, 3.0%, 4.0%, 5.0%, 6.0%, 7.0%のサイクルを 2 回ずつ正負交番で载荷した。式(1)に示すように 1 回目の载荷に対し 2 回目の载荷での耐力低下の割合を表—5 に示す。

$$Deter_cycle=(Q_{peak1}-Q_{peak2})/Q_{peak1} * 100 \quad (1)$$

ここに Deter_cycle: 1 回目の载荷に対し 2 回目の载荷での耐力低下の割合, Q_{peak1} : 1 回目载荷時のピーク時の層せん断力, Q_{peak2} : 2 回目载荷時のピーク時の層せん断力

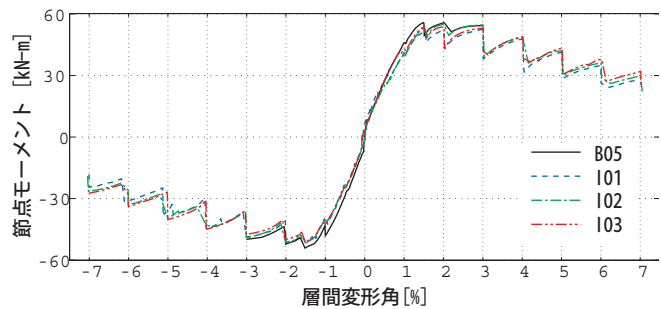
梁主筋が降伏した層間変形角 1.5%以降において、負側に比べ正側での耐力低下が大きい事がわかる。梁・柱主筋が降伏する前の载荷サイクル 1%時での耐力低下は 2~6%と小さく、梁主筋が接合部内で降伏した载荷サイクル 1.5%で 13%程度の耐力低下が見受けられる。その後载荷サイクル 2~3%で最大耐力に達した時、正側は負側に比べ耐力低下が 2 倍程度になった。全試験体において耐

表—5 同一振幅の繰り返し载荷による耐力低下の割合

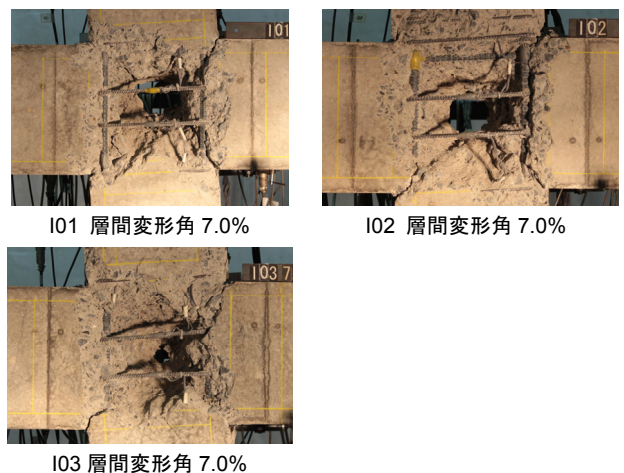
加力サイクル		B05	I01	I02	I03
1.0%	正	2.8%	4.2%	3.7%	6.1%
	負	5.1%	2.0%	4.3%	2.1%
1.5%	正	9.0%	13.8%	10.6%	12.8%
	負	6.1%	4.2%	2.4%	4.4%
2.0%	正	11.0%	14.8%	12.4%	16.4%
	負	6.6%	6.4%	6.5%	7.7%
3.0%	正	19.6%	22.1%	22.3%	21.6%
	負	11.7%	14.3%	14.4%	12.5%
4.0%	正		22.2%	22.3%	21.7%
	負		18.2%	15.8%	16.0%
5.0%	正		23.5%	20.6%	20.9%
	負		23.4%	22.6%	18.4%
6.0%	正		25.2%	21.0%	23.0%
	負		25.3%	20.8%	18.6%
7.0%	正		31.1%	26.0%	23.8%
	負		25.9%	27.1%	21.8%

表—6 载荷サイクルと耐力低下の割合

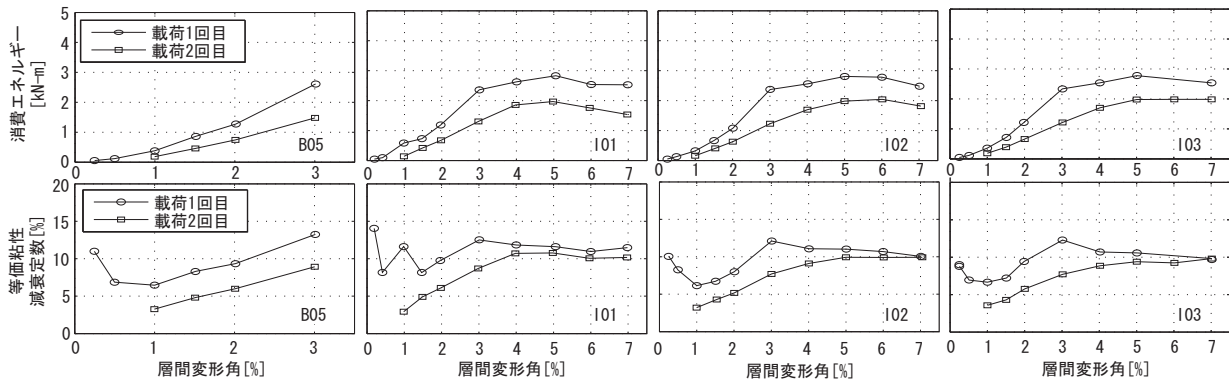
試験体		B05	I01	I02	I03
2.0%	正				0.2%
	負	3.6%		0.2%	1.7%
3.0%	正	2.6%		0.6%	1.1%
	負	7.8%	5.1%	4.6%	6.5%
4.0%	正		8.1%	11.2%	8.3%
	負		12.9%	14.7%	10.7%
5.0%	正		19.3%	22.0%	18.1%
	負		23.6%	22.1%	19.2%
6.0%	正		30.9%	32.0%	27.2%
	負		35.4%	33.0%	30.4%
7.0%	正		43.0%	43.0%	37.6%
	負		57.9%	44.0%	41.9%



図—6 節点モーメントと層間変形角の関係



図—7 試験体の破壊状況



図—8 1 サイクル間の消費エネルギーと等価粘性減衰定数

力低下は、载荷サイクル数の増加とともに増えていく事がわかった。

一因としては正負の順番で载荷する順番が考えられる。先に正側で降伏や圧壊等の破壊が起こるため、負側では载荷1回目の層せん断力が小さくなり耐力低下も低くなる事が考えられる。

柱梁スパン比が1である B05 では耐力低下に比べ、柱梁スパン比 2.2 の I01, I02, I03 の正側の耐力低下が大きい事がわかる。柱梁スパン比の影響が見受けられる事がわかった。

I01 に比べ主筋位置が異なり有効せいが小さい I02 は耐力低下が 2 割程度低い。

I02 に比べスリーブ継手を有する I03 は層間変形角 2.0% までは耐力低下が大きく、3.0% からは耐力低下が小さい。

4.4 载荷サイクルによる耐力低下

試験体 B05, I01~I03 の層せん断力を節点モーメントに換算し、節点モーメントと層間変形角の関係を図—6 に示す。また、最大耐力後の耐力低下の割合を式(2)を用いて計算し、表—6 に示す。

$$Deter_max = (Q_{max} - Q_{peak1}) / Q_{max} * 100 \quad (2)$$

ここに Deter_max: 最大耐力後の耐力低下の割合, Q_{max} : 最大耐力, Q_{peak1} : 1 回目载荷時のピーク時の層せん断力。

層間変形 7% の大変形時において、最大耐力の 5 割程度に耐力低下した事がわかる。I03 は I01, I02 に比べ耐力低下の程度が小さい。これは I03 の破壊性状とも整合する。

大変形時に耐力が低下する一因として、柱梁接合部の中央部分のコンクリートの圧壊剥落が考えられる。I01, I02, I03 のいずれの試験体においても層間変形角 3.0% に達すると接合部表面上のコンクリートが著しく剥落し始め、コンクリートが減少するに従い、耐力低下したと考えられる。図—7 に試験体 I01, I02, I03 の層間変形角 7.0%

時の破壊状況を示す。

スリーブ継手を有する I03 の最大耐力に対する耐力低下は I01, I02 に比べ、2 割程度低い事がわかった。一因として、スリーブ継手の下端が梁のフェース位置である事が考えられる。

4.5 初期剛性の比較

いずれの試験体でも第 1 加力サイクルのピーク時までに新たにひび割れは発生しておらず、実験における初期剛性は第 1 加力サイクルの正負ピークを結ぶ割線剛性とし、層せん断力[kN]を層間変形角[rad]で除して求めた。初期剛性を表—4 に記す。初期の測定値に大きければつきがあり、差異を読み取ることができなかった。

5. 等価粘性減衰定数

試験体の 1 サイクル間の消費エネルギー(層せん断力と層間変位の履歴ループ 1 サイクルの面積)を、式(3)を用いて計算した等価粘性減衰定数を図—8 に示す。

$$h_{eq} = \Delta W / (W \times 4 \pi) \quad (3)$$

ここに h_{eq} : 等価粘性減衰定数, ΔW : 1 サイクルの消費エネルギー, W : 各载荷サイクルの等価剛性による弾性歪エネルギー(正負ピーク値の平均を使用した)。

1 サイクル間の消費エネルギーは層間変形角の増加に

表—7 実験値と計算値の比較

試験体	B05	I01	I02	I03
柱梁曲げ強度	1.34	1.35	1.34	
最大耐力実験値(A)	55.5	52.2	54.2	53.0
	-54.4	-51.8	-52.5	-51.7
梁曲げ終局時計算値(B)	58.5	54.4	54.4	54.4
柱曲げ終局時計算値(C)	78.6	73.3	72.8	72.8
実験値(A)/計算値(min(B, C))	0.95	0.96	1.00	0.97
	-0.93	-0.95	-0.97	-0.95
接合部曲げ強度(D)	53.8	51.0	50.5	50.5
実験値(A)/計算値(min(B, C, D))	1.03	1.02	1.07	1.05
	-1.01	-1.02	-1.04	-1.02

従い増加したが層間変形角 5%をピークに、その後は増加しなかった。

等価粘性減衰定数の載荷 1 回目は層間変形角 0.25%で 10%程度であり、層間変形角 1%前後で 5%程度に低下する。その後層間変形角 3%で 10%まで増加した後はあまり増加しない。載荷 2 回目は層間変形角 1%で 3%程度でありその後層間変形角の増加に従い増加する。

101-103 を比較するとほぼ差異は見受けられなかった。

6. 最大耐力計算値と実験値の比較

6.1 従来の設計法による強度計算値と実験値の比較

節点モーメントの最大耐力について本実験によって得られた実験値と計算値の比較を表—7 に示す。柱梁の曲げ終局モーメントは平面保持を仮定した断面解析により圧縮側のコンクリートのひずみが 0.3%に達した時として求めた。鉄筋とコンクリートの強度と剛性は材料試験により求めた材料特性を用いた。梁および危険断面はフェース位置と仮定した。

6.2 曲げ抵抗機構の理論モデルによる計算値と実験値の比較

塩原の提案する 9 自由度モデル⁴⁾により計算した最大耐力時の節点モーメントと実験値の比較も表—7 に示す。これは接合部内で柱梁引張主筋、接合部横補強筋が全て降伏して接合部の終局モーメントに達すると仮定して求めた接合部の終局時の抵抗モーメントであり、接合部の曲げ強度と称することとする。柱・梁・接合部のいずれかの終局強度の最小値を試験体の部分架構の最大値だとすれば、計算値と実験値はよく合っていると見える。

7. まとめ

軸力を有さず、直交梁のない平面十字形柱梁接合部の実験試験体 3 体と既往平面十字形柱梁接合部の実験試験体 1 体の結果分析により以下の知見を得た。

(1) 主筋位置や継手の有無による破壊性状、復元力特性への影響に大きな差異は見受けられなかった。

(2) 柱梁スパン比 2.2 の試験体は柱梁スパン比が 1 の試験体に比べ繰り返し載荷による耐力低下が 1 割大きかった。

(3) 直交梁のない平面十字形柱梁接合部に加力し、層間変形 4%を越す変位を与えると、各試験体の柱梁接合部の中央部分のコンクリートの圧壊剥落が大きくなり、層間変形 7%の大変形時において最大耐力の 5 割程度の耐力低下が生じた。

(4) 継手を有する試験体の最大耐力に対する耐力低下は、継手を有さない試験体に比べ、2 割程度小さかった。今後の課題としてこのような耐力低下のメカニズムの解明が必要と考えられる。

(5) 最大耐力計算値と実験値の比較をすると、接合部の曲げ強度を考慮した計算値と実験値はよく合った。

謝辞

本研究は、平成 24 年度科学研究費補助金・基盤研究(B): 耐久性を考慮した鉄筋継手の合理的設計・施工方に関する研究(研究代表者:睦好宏史)より補助を受けて行われたものである。試験体に使用した鉄筋継手は、日本スプライススリーブ株式会社より提供して頂いた。また実験の実施にあたり、東京大学塩原研究室の学生各位にご協力頂いた。ここに記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説日本建築学会,1999
- 2) 楠原文雄, 塩原等, 田崎渉, 朴星勇:柱と梁の曲げ強度の比が小さい鉄筋コンクリート造十字形柱梁接合部の耐震性能,日本建築学会構造系論文集第 75 巻, 第 656 号,1873-1882,2010 年 10 月
- 3) Curt B. Haselton, Abbie B. Liel, Gregory G. Deierlein, Brian S., and Jason H.:Seismic: Collapse Safety of Reinforced Concrete Buildings. I: Assessment of Ductile Moment Frames, J. Struct. Eng., 2011,137:4 81-491
- 4) 楠原文雄, 塩原等:鉄筋コンクリート造十字形柱梁接合部の終局モーメント算定法:日本建築学会構造系論文集,第 75 巻, 第 657 号,2027-2035,2010 年 11 月