

論文 非梁貫通型接合部を有する柱 RC 梁 S 架構骨組に関する実験的研究

池沼 良章*1・丸田 誠*2・永井 寛*3・田口 千貴*4

要旨：鉄骨梁が接合部内を通る梁貫通型に対し、鉄骨梁が接合部内を通らずダイアフラムで応力伝達する非梁貫通型についての研究は少ないことから、その構造性能を把握するため、十字形、ト形、及び T 形骨組について、接合部せん断破壊型、柱及び梁曲げ降伏型の 3 種類の破壊モード計 16 体の構造実験を行った。一部試験体を除き、殆どの試験体は、想定した破壊モードを示すとともに、設定した強度を發揮した。また、破壊モードを推定可能な評価法を検討し、接合部せん断、柱・梁曲げ、及びダイアフラムの支圧を示した。
キーワード：柱 RC 梁 S 構造、非梁貫通型、ふさぎ板、骨組架構、パネルゾーン

1. はじめに

近年、物流倉庫等では、柱が鉄筋コンクリート (RC) 造、梁が鉄骨 (S) 造の混合構造が多くみられるようになってきている。この構造は、接合部分に多くのバリエーションがある¹⁾。主には、鉄骨梁が接合部内を通る梁貫通型と鉄骨梁が接合部内を通らず、ダイアフラム等で応力伝達する非梁貫通型(柱貫通型とも呼ばれる。)に大別される。梁貫通型に関する研究例は数多く報告されているが、非梁貫通型に関する報告は少ない^{1,2)}。RC 部分のプレキャスト (PCa) 化にも着目した場合、非梁貫通型も有望となるため、本研究では、ふさぎ板とダイアフラムを有する金物(図-1)を用いた、非梁貫通型について検討を行った。接合部部分、CFT 構造に近いディテールである。この非梁貫通型 RCS 骨組の構造性能把握のため、十字形、ト形、及び T 形の計 16 体の骨組の構造実験を行い、ここに報告する。

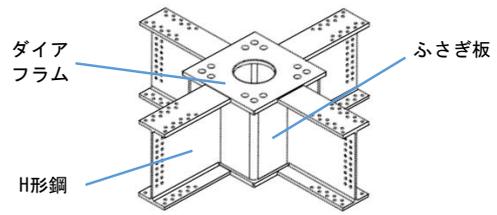


図-1 非梁貫通型用金物

2. 実験概要

2.1 試験体

試験体は、実物の約 1/2 縮尺を有する十字形、ト形、及び T 形骨組とした。試験体の代表配筋を図-2 に示す。梁と柱のせいは同寸法とした。試験体一覧を表-1 に示す。接合部せん断破壊型(以下、J 型)、柱曲げ降伏型(以下、C 型)、梁曲げ降伏型(以下、B 型)を試験体毎に想定し、ふさぎ板の板厚と強度、コンクリート強度、柱主筋の強度と径を調整し、試験体の設計を行った。

表-1 試験体一覧

破壊モード ※1	試験体名	形状	軸力比 η	F_c (N/mm ²)	S梁			RC柱				RCS接合部		製作方法										
					寸法	鋼種	水平ハンチ	寸法	主筋	補強筋	ρ_v (%)	ふさぎ板 (厚さ, 鋼種, 幅厚比)	ダイアフラム (厚さ, 鋼種)											
J型	HJ01	+	0.1	30	400x200 x12x16	HT780	無し	400 x 400	16-D25 SD980	4-D6 SD785 @40	0.79	PL9, BCR295, 44	PL19, HT780	一体 打ち										
	HJ02											PL6, SS400, 67	PL19, HT590											
	HJ03											PL3, 2, SS400, 125	PL19, HT590											
	HJ04																							
	HJ07	ト	0.005	30								PL6, SS400, 67	PL19, HT780											
HJ15	+	PL22, HT590																						
C型	HJ11	T	-	30	400x150 x9x16	SN490	無し	400 x 400	16-D22 SD490	4-D6 SD295 @40	0.79	PL9, BCR295, 44	PL22, SN490	一体 打ち										
	HJ12			60																				
B型	HJ05	+	0.1	30											400x150 x9x16	SN490	無し	400 x 400	16-D22 SD490	4-D6 SD295 @40	0.79	PL9, BCR295, 44	PL22, SN490	一体 打ち
	HJ06			60																				
	HJ13			0.3																				
	HJ14				60																			
	HJ16	0.1	36	無し																				
	HJ08		60																					
	HJ09		ト		30	有り																		
	HJ10		0.005		30	無し																		

※1 J型：接合部せん断破壊型、C型：柱曲げ降伏型、B型：梁曲げ降伏型

*1 東京鉄鋼株式会社 開発部 (正会員)
 *2 静岡理科大学 理工学部建築学科 教授 工博 (正会員)
 *3 有限会社 SK サービス 工修 (正会員)
 *4 日本大学 理工学部建築学科 (正会員)

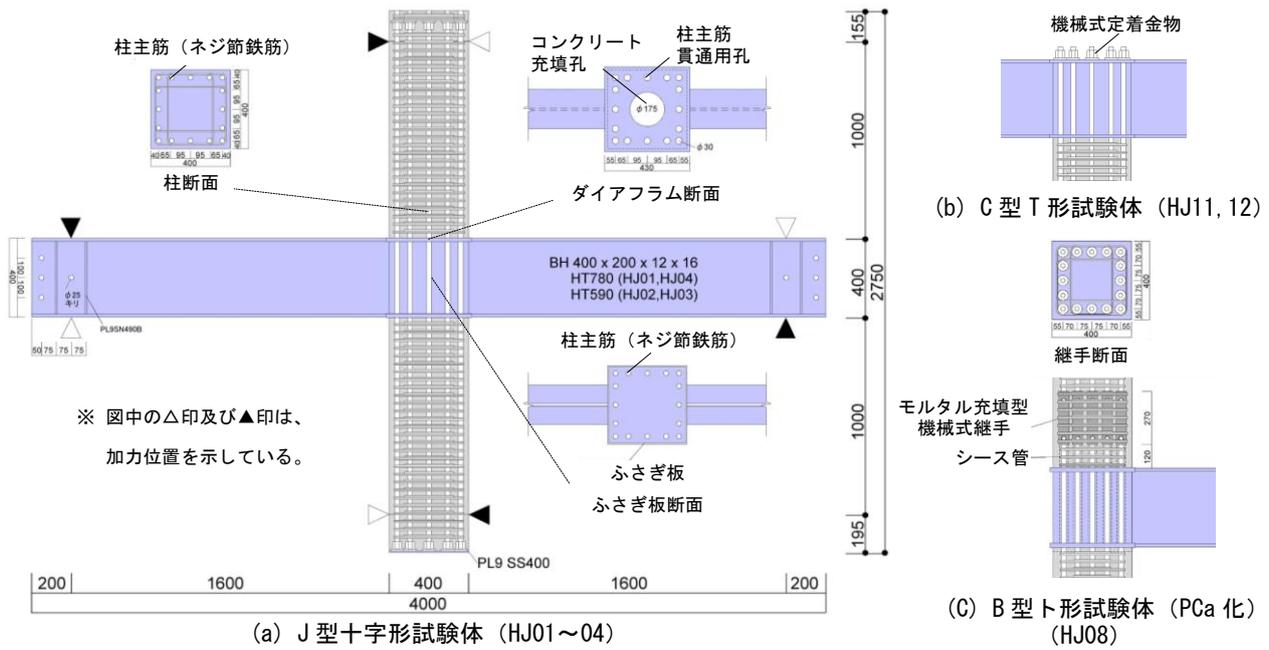


図-2 十字形、T形及びト形試験体の配筋

J型試験体を6体とし、十字形をHJ01~04,15の5体(図-2(a))、ト形はHJ07の1体とした。C型試験体は2体とし、いずれもT形とした(図-2(b))。B型試験体は8体とし、十字形をHJ05,06,13,14,16の5体、ト形をHJ08~10の3体とした。なお、HJ05,06,08は、上柱、接合部、及び下柱の3部材についてPCa化を行い、コンクリートを打ち分けた(図-2(c))。部材の接合は、まず接合部に設置したシーブ管に下柱の柱主筋を貫通させ、そこにグラウトを注入し一体化した。その後、上柱内の柱主筋の継手に下柱の柱主筋を挿入し、グラウトを注入し一体化した。ここで継手には、モルタル充填型の機械式継手(グラウト圧縮強度は108N/mm²)を用いた。また、HJ09,13,14,16の梁端部には水平ハンチを設けた。

2.2 加力及び計測方法

加力は、ロ字型に構築した鉄骨製フレームの中に試験体をセットし、十字形、ト形は柱上下端をピン・ローラー支持し、軸力を上部の2000kN油圧ジャッキにより所定軸力を作用させた後、梁の左右端部のジャッキにより左右逆対称せん断力を作用させ、正負交番繰返し载荷とした。一方、T形は、梁端をピン・ローラー支持し、柱端部のジャッキによりせん断力を作用させ、正負交番繰返し载荷とした。载荷は、層間変形角 δ/L (δ : 梁端鉛直変位, L : 梁左右加力点間距離) で制御し、層間変形角 $1.25 \times 10^{-3} \text{rad}$ で1回、 $2.5 \cdot 5 \cdot 10 \cdot 20 \cdot 30 \cdot 50 \times 10^{-3} \text{rad}$ で、それぞれ2回ずつ繰り返した。計測は、軸力、梁端荷重、左右梁端鉛直変位、接合部せん断変形、及び鋼

材、柱主筋、及び補強筋の歪とした。

2.3 材料試験結果

鋼材類の引張試験結果を表-2に示す。降伏点が明瞭な鋼材は、規格降伏点より9~20%程度高めであったが、SS400は32~57%程度高めであった。なお、コンクリートは目標強度に対して概ね一致していた(後述の表-4)。

表-2 鋼材類の引張試験結果(3体の平均値)

破壊モード	使用箇所	鋼種	厚さ、径	試験体	降伏強度又は0.2%耐力 σ_y (N/mm ²)	引張強度 σ_u (N/mm ²)	静弾性係数 E_s ($\times 10^5$ N/mm ²)	降伏歪 ϵ_y ($\times 10^{-6}$ μ)
J	ふさぎ板	BCR295	9mm	HJ01	322	450	1.91	1.683
				HJ02.07	324	454	2.14	1.513
		SS400	6mm	HJ15	301	447	2.06	1.461
				HJ03.04	385	471	2.28	1.692
				HJ13	406	469	1.94	2.089
	S梁フランジ	HT780	16mm	HJ01.04.07	820	870	2.12	3.873
				HJ02.03.15	540	611	2.15	2.517
	S梁ウェブ	HT780	12mm	HJ01.04.07	788	845	2.10	5.756
				HJ02.03.15	540	623	2.15	2.517
	ダイヤフラム	HT780	19mm	HJ01.04.07	761	810	2.01	3.790
				HJ02.03	533	622	2.13	2.505
	主筋	SD980級	D25	HJ01~04.07.15	1,024	1,084	1.90	5.391
				HJ01~04.07	990	1,142	1.96	7.119
	補強筋	SD785級	D6	HJ15	945	1,096	1.83	6.957
C, B	ふさぎ板	BCR295	9mm	HJ05.06.08	322	450	1.91	1.683
				HJ09~14	344	458	1.89	1.824
				HJ16	324	442	1.99	1.625
	S梁フランジ	SN490B	16mm	HJ05.06.08	391	541	2.13	1.835
				HJ09~14	368	533	2.08	1.769
	HJ16			380	529	2.09	1.820	
		S梁ウェブ	SN490B	9mm	HJ05.06.08	361	533	2.18
	HJ09~14				404	557	2.06	1.963
	HJ16				361	538	2.02	1.787
	ダイヤフラム	SN490B	22mm	HJ05.06.08	379	556	2.00	1.899
				HJ09~14	365	523	1.97	1.862
	HJ16			357	517	2.06	1.730	
		主筋	SD490	D22	HJ05.06.08~12.13.14	535	714	1.92
	USD685				D25	HJ16	724	927
補強筋	SD295	D6	HJ05.06.08	467	590	2.08	4.154	
			HJ09~14.16	448	543	1.73	4.810	

3. 実験結果

3.1 破壊性状と柱せん断力-部材変形角関係

J, C 及び B 型試験体の接合部周りの破壊性状を表-3 に示す。ここでは、代表例として、J型は十字形の HJ03, C型は T形の HJ11, B型は十字形の HJ06,13,14 及びト形の HJ09 とした。また、全試験体の柱せん断力 Q_c (kN) - 層間変形角 R_c ($\times 10^{-3}$ rad) の関係を図-3~5 に示す。

(1) J型 (表-3 の HJ03, 図-3)

J 型試験体は、層間変形角 $R_c=2.5\sim 5 \times 10^{-3}$ rad のサイクル時 RC 柱に曲げひび割れが発生した。RC 柱のひび割れ幅は、全サイクルを通して、最大でピーク時が 0.25mm, 除荷時が 0.03mm であった。HJ01,02,04 は、 30×10^{-3} rad のサイクル時のピークで最大強度に達した。その際にダイアフラムの支圧により、かぶりコンクリートが損傷し、その後、僅かに強度低下した。これに対し、HJ03,07 は、 50×10^{-3} rad のサイクル時のピークで前サイクルの強度を超え、大変形時でも強度低下しなかった。また、ふさぎ板厚さが 3.2mm の試験体 HJ03,04 は、 30×10^{-3} rad のサイクル時のピークにふさぎ板が局部座屈していたが、ふさぎ板厚さが 6mm 以上の試験体は 50×10^{-3} rad のサイクル時のピークでもふさぎ板は局部座屈しなかった。

(2) C型 (表-3 の HJ11, 図-4)

C 型試験体は、 $R_c=2.5 \times 10^{-3}$ rad のサイクル時で RC 柱に曲げひび割れが発生、 10×10^{-3} rad サイクル時で最外柱主筋に沿ったひび割れが発生した。その後、 50×10^{-3} rad サイクル時のピークで最大耐力に達し、かつ、かぶりコンクリートが剥落した。また、C 型試験体は、コンクリート強度に関係なく紡錘型の履歴性状を示した。ふさぎ板は大変形時でも特に変形等の損傷は見られなかったが、柱のヒンジゾーンに損傷が集中した。

(3) B型 (表-3 の HJ06, 09, 13, 14, 図-5)

B 型試験体はいずれも $R_c=2.5\sim 5 \times 10^{-3}$ rad のサイクル時 RC 柱に曲げひび割れが発生した。比較的コンクリート強度の低い十字形の HJ05,13,16 及びト形の HJ09,10 は、 $5.0\sim 10 \times 10^{-3}$ rad サイクル時に最外柱主筋に沿ったひび割れが発生した。これに対し、Fc60 の十字形の HJ06,14 及びト形の HJ08 は、 20×10^{-3} rad サイクル時に最外柱主筋に沿ったひび割れが発生した。十字形の場合、HJ13,16 を除いた試験体は、 50×10^{-3} rad サイクル時のピークで最大耐力に達し、荷重-変形角関係も概ね紡錘型であった。これに対し、HJ13,16 は、 20×10^{-3} rad サイクル時で最大耐力に達し、かつ、かぶりコンクリートが剥落した。その後、次サイクルで最大耐力から約 15% 耐力低下した。これらの試験体の荷重-変形角関係は、紡錘型の履歴性状にはならずスリップ型の履歴性状となった。また、PCa 化した HJ06 と一体化した HJ14 の荷重-変形角関係は、いずれも紡錘型の履歴性状であった。ト形の HJ08 の荷重-変形角関係は、紡錘型となったが、 30×10^{-3} rad サイクル時の正側 2 回目の繰返し載荷時に梁フランジとダイアフラムの溶接部に割れが発生したため、加力はここで止めた。より大変形時の荷重-変形角関係を把握するため、HJ09,10 には水平ハンチを設けた。HJ09,10 は、 50×10^{-3} rad サイクル時のピークで最大耐力に達し、荷重-変形角関係も綺麗な紡錘型となった。

3.2 ふさぎ板の歪性状

(1) J型

図-6 に J 型 (HJ01~03,07) における正側サイクル 1 回目ピーク時の歪分布の推移を示す。J 型の場合、ふさぎ板には 3 軸 3 線弾性歪ゲージを 3 点貼り付けた。ここで、歪値は、歪ゲージから算出した最大主歪とした。

表-3 接合部周りの破壊性状

破壊モード	J型	C型	B型			
	十字形	T形	十字形		ト形	
試験体形状	十字形	T形	十字形		ト形	
コンクリート強度	Fc21	Fc30	Fc60		Fc30	
製作方法	一体打ち		PCa	一体打ち	一体打ち	
水平ハンチ	無し		有り			
試験体No.	HJ03	HJ11	HJ06	HJ14	HJ13	HJ09
破壊形式	接合部せん断破壊	柱曲げ破壊	梁曲げ破壊	梁曲げ破壊	支圧破壊	梁曲げ破壊
+10 $\times 10^{-3}$ rad. サイクル時 (1回目) ピーク						
+20 $\times 10^{-3}$ rad. サイクル時 (1回目) ピーク						
+50 $\times 10^{-3}$ rad. サイクル時 (1回目) ピーク						

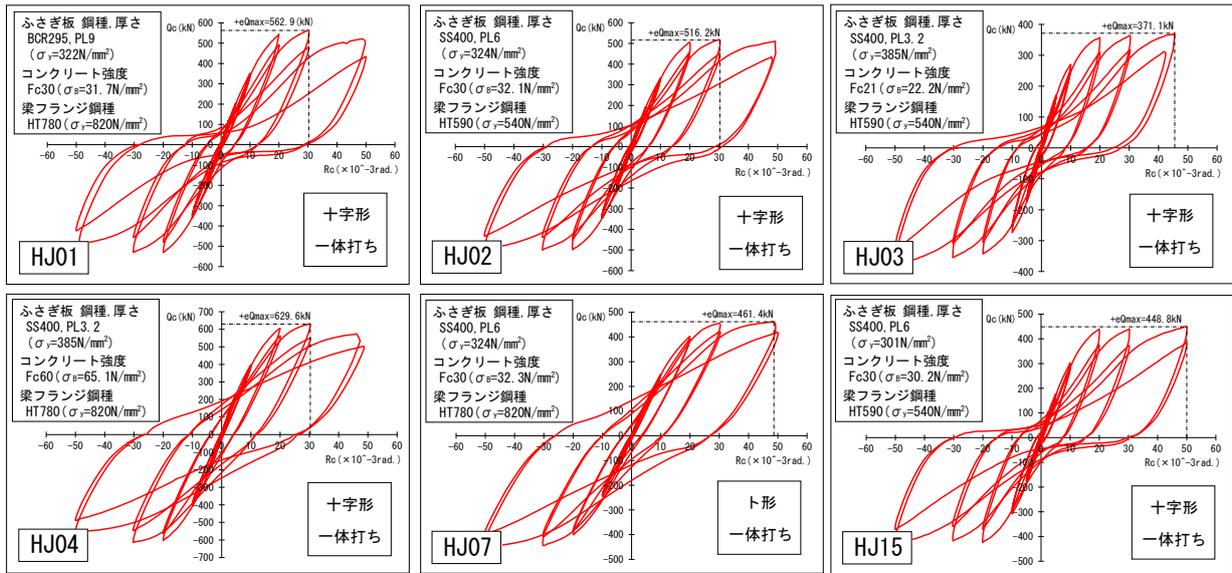


図-3 J型試験体の柱せん断力 Q_c -層間変形角 R_c の関係

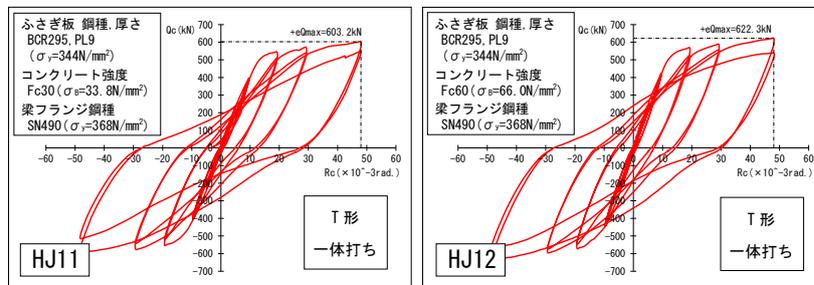


図-4 C型試験体の柱せん断力 Q_c -層間変形角 R_c の関係



図-5 B型試験体の柱せん断力 Q_c -層間変形角 R_c の関係

ふさぎ板の薄い HJ02,03 は, $R_c=10 \times 10^{-3} \text{rad}$ のサイクルのピーク時に降伏歪相当に達したのに対し, ふさぎ板の厚い HJ01 とト形の HJ07 は次サイクルで降伏歪に達した。いずれの試験体も 3 点の内, 降伏歪に達する前まではふさぎ板中央の歪値が最も大きい値であった。

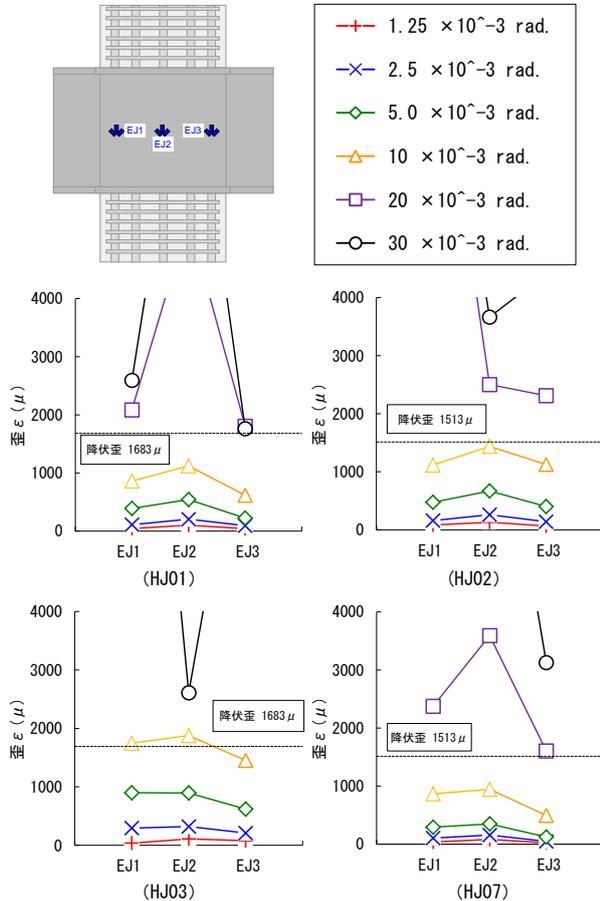


図-6 J型試験体におけるふさぎ板の主歪分布の推移 (2) C, B型

C, B型は, J型とは異なり, ふさぎ板の中央位置 (EJ2 の 1 点のみ) に 3 軸 3 線弾性歪ゲージを貼り付けた。図-7 に正側サイクル 1 回目ピーク時の最大主歪の推移を示す。ここでは, コンクリート強度 F_c30 の HJ11 (C型) と HJ05 (B型) を代表として示す。いずれの試験体も, $R_c=20 \times 10^{-3} \text{rad}$ のサイクル時のピークでの歪値は, 降伏歪よりも小さい値であった。

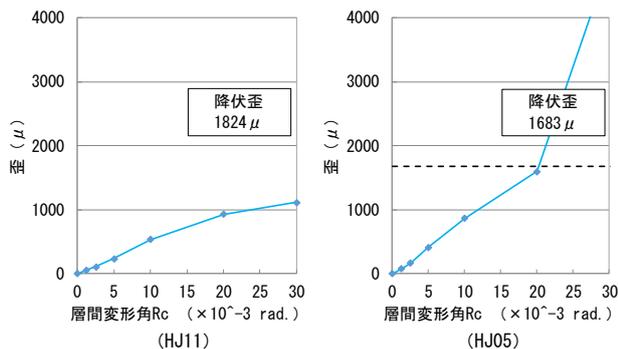


図-7 C, B型試験体におけるふさぎ板の最大主歪の推移

4. 考察

各試験体の最大強度と既往の評価式³⁻⁷⁾による計算値の一覧を表-4に示す。ここで, 表-4の値は, 各々の比較のため, 全て層せん断力に換算した値とした。

4.1 J型試験体の接合部せん断強度 (図-8)

J型は HJ01~04,07,15 の 6 体である。接合部せん断強度式として, CFT 指針⁵⁾ と SRC 規準⁶⁾ の式を用いて, J型の最大強度を評価した (図-8)。また, ふさぎ板が 3.2mm の HJ03,04 は, ふさぎ板が局部屈服したため, 既往式の適用範囲外だが参考として示した。CFT 指針式の場合, 接合部せん断余裕度 (実値/計算値) は 1.01~1.23 (参考値 HJ03) であったのに対し, SRC 規準式の場合, 余裕度は 0.92~1.65 (参考値 HJ04) であった。最も接合部せん断余裕度が低かった HJ01 は, RC 柱の ACI 式曲げ強度³⁾の接合部せん断強度に対する余裕度も低く, 柱端部コンクリートの圧壊等も顕著であったが, ふさぎ板の最大主歪から, 接合部せん断破壊であると判断した。

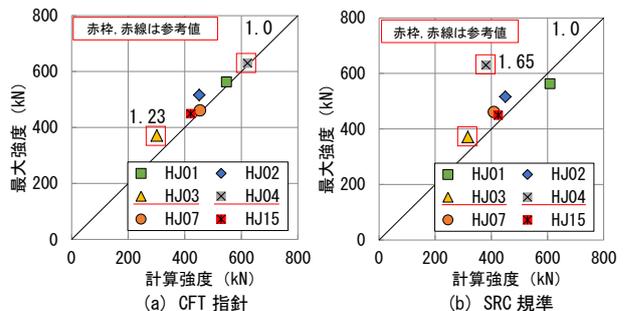


図-8 J型試験体の接合部せん断強度の評価

4.2 C型試験体の柱曲げ強度 (図-9)

C型は HJ11,12 の 2 体である。柱曲げ強度式として, ACI 式³⁾ と AIJ 式⁴⁾ を用いて, C型の最大強度を評価した (図-9)。両試験体の最大強度に対する各計算式による余裕度は 1 を超え, 安全側の評価となった。

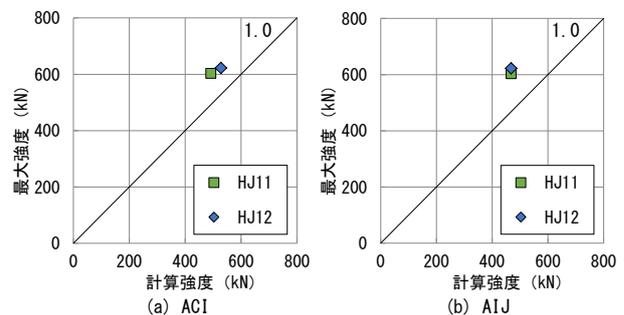


図-9 C型試験体の柱曲げ強度の評価

4.3 B型試験体の評価

(1) 梁曲げ強度 (図-10(a))

B型は HJ05,06,08~10,13,14,16 の 8 体である。HJ13,16 を除いた試験体の最大強度は, S 梁の全塑性モーメント⁷⁾の計算値以上となった (図-10(a))。また, HJ13,16 の最大強度は, 梁曲げ強度だけでなく, 他の強度にも達しなかったことから, 支圧破壊したと考えられる。

表-4 各試験体の最大強度、計算値、及び余裕度一覧

破壊モード	形状	試験体名	コンクリート圧縮強度 σ_B (N/mm ²)	最大強度 eQ_{max} (kN)	部材耐力					余裕度					
					S梁		RC柱		RCS接合部		$eQ_{max} / c\Phi$	eQ_{max} / cQ_{aci}	$eQ_{max} / cQ_{bi j}$	eQ_{max} / cQ_{cft}	eQ_{max} / cQ_{src}
					曲げ全塑性強度 cQ_{Φ} (kN)	曲げ全塑性強度 cQ_{Φ} (kN)	曲げ強度 cQ_{aci} (kN)	曲げ強度 $cQ_{bi j}$ (kN)	せん断強度 cQ_{cft} (kN)	せん断強度 cQ_{src} (kN)					
J	+	HJ01	31.7	563	1245	743	1254	548	609	0.45	0.76	0.45	1.03	0.92	
		HJ02	32.1	516	942	744	1254	452	450	0.55	0.69	0.41	1.14	1.15	
		HJ03	22.2	371	942	669	1226	302	317	0.39	0.55	0.30	1.23	1.17	
		HJ04	65.1	630	1245	914	1350	623	381	0.51	0.69	0.47	1.01	1.65	
	ト	HJ07	32.3	461	623	746	1256	454	409	0.74	0.62	0.37	1.02	1.13	
C	T	HJ15	30.2	449	828	756	1173	422	425	0.54	0.59	0.38	1.06	1.06	
		HJ11	33.8	603	846	492	468	1,170	1,206	0.71	1.23	1.29	0.52	0.50	
B	+	HJ12	66.0	622	846	528	468	1,644	1,272	0.74	1.18	1.33	0.38	0.49	
		HJ05	32.3	475	465	474	560	552	554	1.02	1.00	0.85	0.86	0.86	
		HJ06	65.0	533	465	582	651	794	599	1.15	0.91	0.82	0.67	0.89	
		HJ13	30.1	432	483	486	669	554	581	0.89	0.89	0.65	0.78	0.74	
		HJ14	64.0	616	483	627	729	807	627	1.27	0.98	0.84	0.76	0.98	
		HJ16	35.9	486	500	653	926	582	561	0.97	0.75	0.53	0.84	0.87	
	ト	HJ08	65.5	270	233	583	653	797	546	1.16	0.46	0.41	0.34	0.50	
		HJ09	30.3	322	242	523	554	558	600	1.33	0.62	0.58	0.58	0.54	
		HJ10	31.9	311	212	491	473	570	602	1.47	0.63	0.66	0.55	0.52	

(2) 支圧耐力評価法の検討 (図-10(b))

文献1)によると、非梁貫通型の場合、梁貫通形式に比べ支圧破壊が起こった報告は少ない。しかし、今回、コンクリート強度が低いB型のHJ13,16の2体が梁曲げ強度に達せず、かつ柱付根の圧縮領域で圧壊した。この現象がダイアフラムによる支圧破壊と考え、本ディテールに対する支圧設計法について検討を行った。文献1)では、接合部の支圧強度式として梁貫通型の支圧強度式(式(1)~(3))が示されており、本検討ではそれを準用することとした。式中の記号は文献1)による。ここで、応力ブロック C_n (式(3))のパラメーター σ_{br} , b_{br} , 及び D_{br} は、本ディテールに合わせ修正した。 D_{br} は梁貫通型に倣い、 $0.35 cD$ とした。 b_{br} は破壊性状からダイアフラムが接合部全幅に影響していると考え、接合部全幅とした。この条件の下、 σ_{br} を $2\sigma_B$ として支圧強度を算定し、層せん断力に換算するとHJ13が390kN, HJ16が465kNとなった。この時の両試験体における余裕度(最大強度/支圧強度)は、1.0を超え(図-10(b))、安全側の評価となった。

$${}_jM_u = (1 - u) \cdot {}_cM_{br} \quad (1)$$

$${}_cM_{br} = C_n \cdot (cD - D_{br}) \quad (2)$$

$$C_n = \sigma_{br} \cdot b_{br} \cdot D_{br} \quad (3)$$

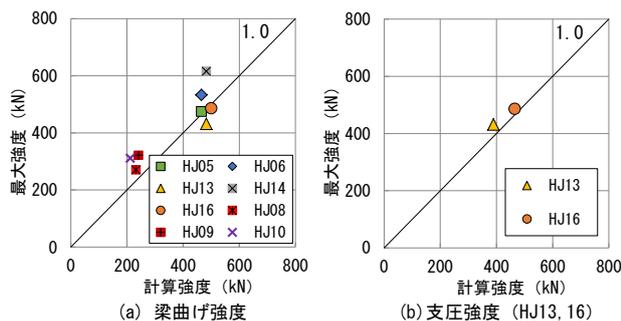


図-10 B型試験体の評価

5. まとめ

ふさぎ板を用いた非梁貫通型接合部を有する柱 RC 梁 S 骨組架構実験より、次の(1)~(3)の知見を得た。

- (1) 接合部せん断強度は、CFT 指針式及び SRC 規準式の両式で概ね安全側に評価できるが、CFT 指針式の方がより精度良く推定できることが分かった。
- (2) 柱及び梁曲げ試験体は、紡錘型の履歴性状を示した。柱曲げ強度は、ACI 式及び AIJ 式の両式で安全側に評価できることが分かった。梁曲げ強度は、S 規準式で安全側に評価できることが分かった。また、PCa 化した試験体の荷重-変形角関係及び破壊性状は、一体打ちした試験体と同様の傾向を示したことから、一体打ちとした場合と同様に評価できることが分かった。
- (3) 支圧強度は提案する支圧強度式を用いることで安全側に評価できることが分かった。

参考文献

- 1) 日本建築学会：鉄筋コンクリート柱・鉄骨梁混合構造の設計と施工，2001
- 2) 丸田誠ほか：さや管型柱 RC 梁 S 骨組の構造性状(その1)~(その4)，日本建築学会大会梗概集，構造 III，pp.131-134，2018.9 (東北)
- 3) American Concrete Institute：Building Code and Commentary ACI 318-14，2014
- 4) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，2018
- 5) 日本建築学会：コンクリート充填鋼管構造設計施工指針，2008
- 6) 日本建築学会：鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，2014
- 7) 日本建築学会：鋼構造設計規準 - 許容応力度設計法一，2005