

論文 柱 RC 梁 S 接合部の破壊形式と耐力に関する実験的研究

山中久幸*1・山田哲也*2・小坂英之*2・小田稔*1

要旨：本研究は、S 梁が RC 柱を貫通する混合構造の接合部性能に関するものである。接合部形状をパラメータとした加力実験のうち、特に接合部破壊を生じた15体の試験体を対象に、接合部の破壊形式、耐力について検討を行った。その結果、接合部の破壊形式は、接合部を構成するウェブ、コンクリート、ふさぎ板の破壊過程や変形状、および柱コンクリートに対する S 梁のめり込み量から概ね推定できること、接合部のせん断耐力は既往のせん断耐力算定式でほぼ評価できること、直交梁や厚いふさぎ板、梁フランジ上部に取り付けたアングルが支圧抵抗に有効であることが明らかとなった。

キーワード：混合構造、柱梁接合部、接合部破壊、せん断耐力、支圧耐力

1. はじめに

柱 RC 梁 S 混合構造の柱梁接合部では、水平荷重時に S 梁が RC 柱をこじる支圧作用が働く。この作用は、接合部の剛性、耐力、および架構の履歴性状に大きな影響を及ぼすことが知られている。接合部のディテールによっては、この作用によりコンクリートが支圧破壊して接合部の耐力が決定されることがある。しかしながら、この支圧破壊については、どのような破壊経過や耐力を示すか、また接合部のせん断破壊における破壊性状とどのような差異があるかといった点については必ずしも明らかにされていない。

そこで本論文は、筆者等が行った柱 RC 梁 S 接合部の一連の加力実験（HB1～HB4シリーズ）[1]のうち、特に接合部破壊を生じた試験体を対象として、接合部の破壊形式、耐力について検討を行うものである。

2. 実験概要

2. 1 試験体および使用材料

図-1(1)～(4)に試験体の接合部形状を示す。同図(1)は直交梁を設け接合部を鋼板（ふさぎ板）で覆ったタイプである。同図(2)～(4)は直交梁の無いタイプであり、図(2)はふさぎ板のみで、図(3)はふさぎ板と梁フランジの両端にアングルを取り付けたものである。同図(4)は、ふさぎ板がなく梁幅に鋼板（支圧プレート）を設け、フープを梁ウェブに溶接している。なお、梁鉄骨および柱主筋は、いずれも接合部を貫通している。

表-1に試験体一覧を、図-2に試験体図を示す。試験体は実大の1/2～1/2.5を想定した合計15体

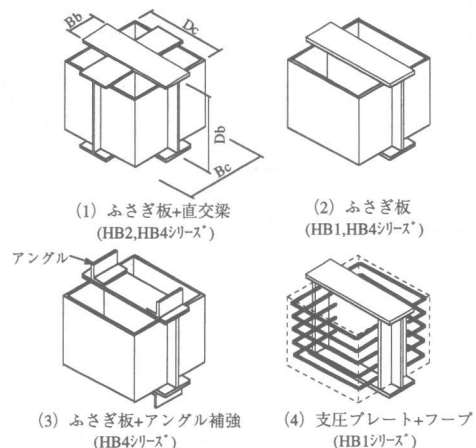


図-1 接合部形状

*1 三井建設（株）技術研究所（正会員）

*2 三井建設（株）技術研究所

である。柱と梁のせいの比 D_c/D_b は1.00~1.21であり、柱と梁の幅の比 B_c/B_b は3.18, 3.5である。

表-1内に加力時に行った材料試験によるコンクリート強度 σ_B を示す。コンクリート強度は $\sigma_B=258\sim331\text{kg/cm}^2$ である。また、コンクリート打設は縦打ちとし、柱と接合部は一体打ちとした。表-2に鋼材の材料試験結果を示す。

2. 2 実験方法

加力方法は、図-2に示すように柱の反曲点位置をピン支持し、左右の梁の反曲点位置を油圧ジャッキにより上下方向に載荷する方法である。柱の軸力は、HB1シリーズでは軸力比 η で0.2、HB2, HB4シリーズでは η で0.05としている。加力ルールについては、接合部耐力を確認するために、変形角 $1/150$ で正、負方向に3回繰返した後、変形角 $1/20$ まで単調載荷する方法とした。

変形測定としては、接合部の変形性状を把握することを主眼として、図-3に示す位置でコンクリート、ウェブ、ふさぎ板の動きをそれぞれ測定した。コンクリートのせん断変形角 γ_c は、接合部の4隅（柱面から25mmの梁フランジ中心位置）に約100mmの深さで埋め込んだ長ねじの動きから測定するもので、外部コンクリートの変形角を表している。また、梁ウェブでは、柱面および梁フランジ内面からそれぞれ25mmの位置の4点、同様に、ふさぎ板では、柱面およびふさぎ板端部からそれぞれ25mmの位置の4点の動きからせん断変形角 γ_w , γ_f を測定した。

表-1 試験体一覧

試験体名	スパンL (mm)	階高h (mm)	RC柱			S梁		接合部			直交梁	接合部形状 図-1との対応	破壊形式		
			せい D_c (mm)	幅 B_c (mm)	σ_B (kg/cm 2)	cMcB (t·m)	cMcS (t·m)	BH-Db*Bb*tw*tf	cMbB (t·m)	Dc/Db				Bc/Bb	ふさぎ板厚 t_p (mm)
HB1-1	2750	1750	350	350	298	59.2	54.5	350×100×6×22	69.9	1.0	3.5	4.5	無	(2)	B
HB1-2	↑	↑	↑	↑	331	62.1	57.2	↑	↑	↑	↑	↑	↑	(2)	B
HB1-3	↑	↑	↑	↑	276	57.3	52.7	↑	↑	↑	↑	2.3	↑	(2)	B
HB1-4	↑	↑	↑	↑	275	57.3	52.6	↑	↑	↑	↑	↑	↑	(2)	B
HB1-5	↑	↑	↑	↑	299	59.3	54.6	↑	↑	↑	↑	-----	↑	(4)	B
HB1-6	↑	↑	↑	↑	295	59.0	54.3	↑	↑	↑	↑	4.5	有	(1)	S
HB2-3	↑	↑	↑	↑	313	63.4	57.9	330×100×6×22	61.0	1.06	↑	↑	↑	(1)	S
HB2-5	↑	↑	↑	↑	321	61.7	57.6	290×100×6×22	51.6	1.21	↑	↑	↑	(1)	S
HB2-6	↑	↑	↑	↑	319	63.4	58.2	330×100×6×22	61.0	1.06	↑	2.3	↑	(1)	S
HB4-1	4000	↑	↑	↑	263	53.0	57.1	330×110×6×22	68.2	1.06	3.18	4.5	↑	(1)	S
HB4-2	↑	↑	↑	↑	269	51.6	56.8	290×110×6×22	57.9	1.21	↑	↑	↑	(1)	S
HB4-3	2750	↑	↑	↑	286	53.1	58.3	330×110×12×22	78.0	1.06	↑	↑	無	(2)	B
HB4-4	↑	↑	↑	↑	280	53.0	58.0	↑	↑	↑	↑	6.0	↑	(2)	B
HB4-5	↑	↑	↑	↑	286	53.1	58.3	↑	↑	↑	↑	4.5	有	(1)	BC
HB4-6	↑	↑	↑	↑	258	53.0	56.8	↑	↑	↑	↑	↑	無	(3)	BC

cMcB, cMcS: RC柱の曲げ, せん断耐力計算値 cMbB: S梁の曲げ耐力計算値 (接合部芯モーメント換算)

破壊形式 S: 「せん断破壊型」, B: 「支圧破壊型」, BC: 「支圧-柱降伏型」

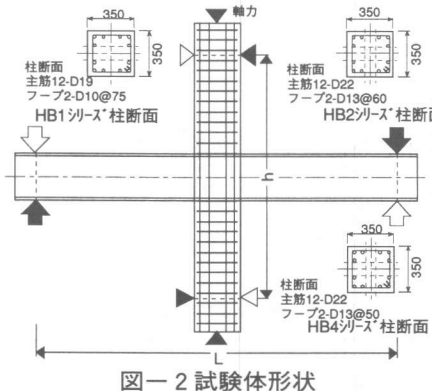


図-2 試験体形状

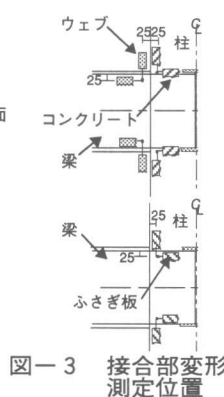


図-3 接合部変形測定位置

表-2 鋼材の材料試験結果

シリーズ	使用部位	種類	降伏強度 σ_y (kg/cm 2)	引張強度 σ_{max} (kg/cm 2)	弾性係数 E_s ($\times 10^4$ /kg/cm 2)	
HB1	平鋼	フランジ	PL-22	3.47	5.33	1.97
		ウェブ	PL-6	4.44	5.66	1.96
	異形鉄筋	ふさぎ板	PL-4.5	2.91	4.61	1.79
		柱主筋	PL-2.3	2.85	3.51	1.92
		フープ	D19	3.73	5.75	1.78
HB2	平鋼	フランジ	PL-22	3.28	5.22	2.07
		ウェブ	PL-12	3.59	5.31	1.98
	異形鉄筋	ふさぎ板	PL-9	3.82	5.55	2.04
		柱主筋	PL-6	4.13	5.81	2.03
		フープ	PL-4.5	2.75	4.40	1.91
HB4	平鋼	フランジ	PL-2.3	3.26	4.31	2.08
		ウェブ	D22	4.62	6.51	1.99
	異形鉄筋	柱主筋	D13	3.68	5.26	1.90
		フープ	PL-22	3.52	5.58	2.14
		柱主筋	PL-12	3.89	5.47	2.12
異形鉄筋	ウェブ	PL-6	4.32	5.52	2.17	
	ふさぎ板	PL-6	4.32	5.52	2.17	
	柱主筋	PL-4.5	3.26	4.18	2.27	
	フープ	D22	3.72	5.68	1.94	
			D13	3.53	5.18	1.88

3. 接合部破壊形式の分類

3. 1 破壊経過と接合部パネルの変形性状

図-4は、破壊経過を記した梁荷重-全体変形関係と、梁荷重-接合部パネルのせん断変形角関係を、典型的な例としてHB4-2とHB4-3について示したものである。両試験体はふさぎ板は有するが、HB4-2は直交梁があり、HB4-3には直交梁がない。

破壊経過としては、HB4-2は接合部内のウェブが比較的早い段階から部分的に降伏し、これによって剛性が低下している。その後、ウェブが全面降伏した後、荷重はほぼ一定値を示す。HB4-3は、ウェブが部分降伏する以前に剛性が大きく低下した。これは、梁フランジも降伏していないことから、支圧部のコンクリートの損傷によるものと思われる。その後、ウェブが降伏し始め、剛性が低下しながら最大変形時に最大荷重を示している。

一方、せん断変形角については、HB4-2ではウェブの変形が先行し、続いて外部コンクリート、ふさぎ板の順に変形している。HB4-3ではウェブの変形はHB4-2とほぼ同じであるが、外部コンクリートの変形は小さくHB4-2に比べて半分程度である。

図-5に最大耐力時の外部コンクリートのせん断変形角 γ_c を示す。 γ_c は直交梁の有無で明らかに異なっており、直交梁のある方が大きな値を示している。外部コンクリートの変形である γ_c が大きいことは、接合部が一体として変形し大きなせん断力を負担することを示す。したがって、直交梁がせん断抵抗に有効に作用することがわかる。

3. 2 S梁のめり込み回転角

本実験では、梁フランジからの支圧作用により、S梁が柱コンクリートにめり込む現象が全試験体で見られた。接合部の支圧破壊を検討するうえで、このめり込みの程度が重要な因子であると思われる。そこで、図-6に示す方法により、S梁のめり込み回転角 ϕ を実験結果から算出した。すなわち、測定したウェブの4隅の動きが、接合部内のフランジの動きであるとみなせば、これから求めた変形角 R_{cw} には柱の変形角と梁のめり込み回転角 ϕ が含まれていることになる。柱の変形角をコンクリート部で求めた変形角 R_{cc} とす

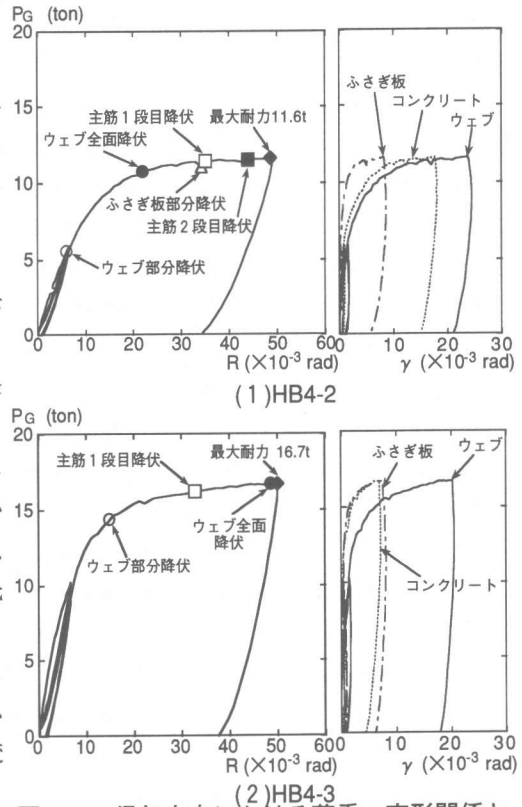


図-4 梁加力点における荷重-変形関係と接合部パネルのせん断変形角

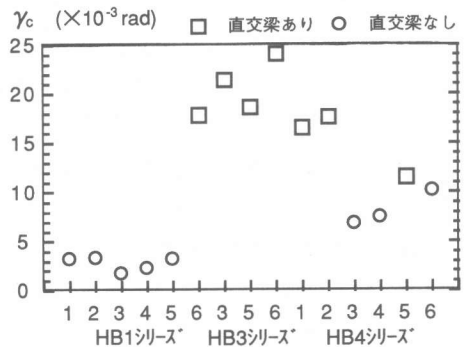


図-5 外部コンクリートのせん断変形角

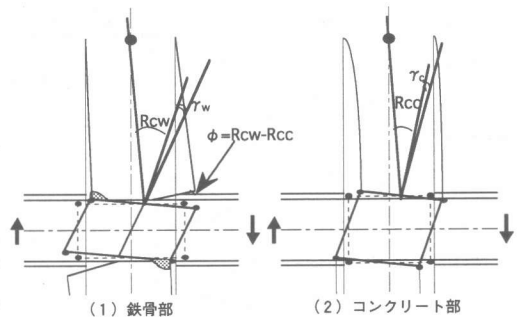


図-6 S梁のめり込み回転角 ϕ の求め方

れば、 R_{cw} から R_{cc} を差し引いたものが梁のめり込み回転角 ϕ となる。

図-7にめり込み回転角 ϕ の推移を示す。ただし、HB1-1, HB1-3~6については、ウェブの変形を測定していないため示されていない。変形角 R に対する回転角 ϕ の推移を直交梁の有無で比較すると、直交梁がある場合、変形角が大きくなるにつれて ϕ の増加率がやや低下するのに対し、直交梁のない場合、 ϕ はほぼ直線的に増加している。また、直交梁がある場合、各試験体の ϕ の最大値は20~30/1000radである。ふさぎ板の厚さのみが異なるHB2-3とHB2-6を比較すると、ふさぎ板の厚いHB2-3の方が ϕ は小さくなっている。一方、直交梁のない場合、各試験体の ϕ の最大値は30~45/1000radであり、直交梁のある試験体より大きくなっている。ふさぎ板が厚い方の ϕ が小さくなるのは、直交梁のある場合と同様であり(HB4-3,4)、アングルで支圧部を補強したものでは ϕ はさらに小さくなっている(HB4-6)。

図-8は、最大耐力時における外部コンクリートのせん断変形角 γ_c とS梁のめり込み回転角 ϕ の関係を示したものである。 γ_c と ϕ の関係においても、直交梁のある試験体とない試験体とは明確に区分されている。全体的な傾向としては、直交梁のある試験体では、 γ_c が大きく ϕ が比較的小さくなっているのに対し、直交梁のない試験体では、逆に γ_c が小さく ϕ が大きくなっている。ただし、直交梁のある試験体のうちでウェブの厚いHB4-5、および直交梁のない試験体のうちでアングルで支圧部を補強したHB4-6は、その中間的な位置づけになっている。これら

の試験体に共通するのは、ウェブやふさぎ板に比べて比較的早期に柱主筋が降伏していることである。

3. 3 接合部破壊形式の分類

以上に述べた荷重-変形関係における各部の降伏状況、ウェブ、コンクリート、ふさぎ板の変形性状、および梁のめり込み

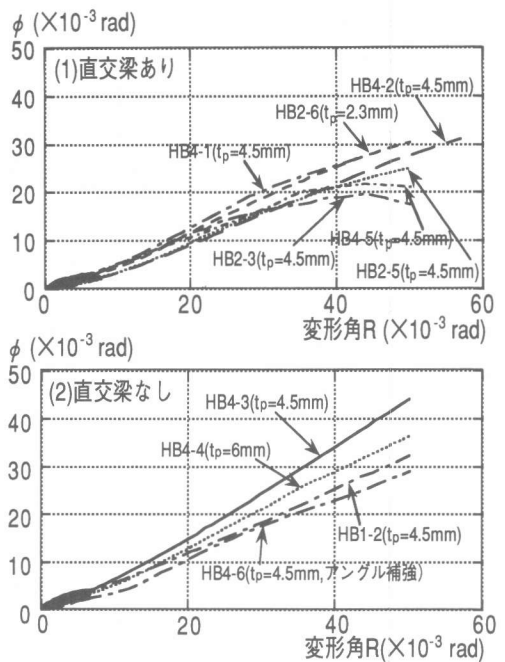


図-7 S梁のめり込み回転角 ϕ の推移

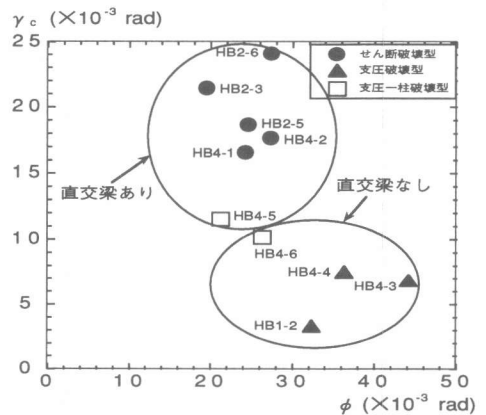


図-8 コンクリートのせん断変形角 γ_c とめり込み回転角 ϕ の関係

表-3 接合部破壊形式と試験体の破壊性状

破壊形式	降伏状況	せん断変形角 (γ)	めり込み回転角 (ϕ)
「せん断破壊」	ウェブ、ふさぎ板の順に全面降伏に至り、耐力はほぼ一定となる。	他の破壊形式に比べて γ_c が大きい。 $\gamma_c = (15 \sim 25) / 1000$	ϕ の増加率は最終付近で減少する。値は「支圧破壊」より小さい。(20~30)/1000
「支圧破壊」	ウェブは全面降伏するが、その後も耐力は漸増する。ふさぎ板は全面降伏しない	「せん断破壊」に比べて γ_c が極めて小さい。 $(\gamma_c = 5 / 1000)$ また $\gamma_c < \gamma_w$ である。	ϕ は最終変形まで直線的に増加する。値は、「せん断破壊」より大きい。(30~45)/1000
「支圧-柱降伏」	ウェブ、ふさぎ板は「支圧破壊」とほぼ同様であるが、柱主筋が降伏する。	ほぼ $\gamma_c = \gamma_w$ である。値は「支圧破壊」にやや近い。 $(\gamma_c = 10 / 1000)$	ϕ は最終変形までほぼ直線的に増加するが、値は「せん断破壊」とほぼ等しい。

γ_c : 外部コンクリートのせん断変形角 γ_w : ウェブのせん断変形角

回転角を総合的に評価して各試験体の破壊形式を分類した。破壊形式としては「接合部パネルのせん断破壊型」, 「支圧破壊型」および「支圧-柱降伏型」の3種類である。分類結果を表-1および図-8に示す。また、各破壊形式に分類した試験体の破壊性状を比較して表-3に示す。

この結果、直交梁の無い試験体では、接合部がせん断破壊したものは無く、支圧破壊型あるいは支圧-柱降伏型の評価になっている。なお、「支圧-柱降伏型」に分類した試験体は、前述した比較的早期に柱主筋が降伏したHB4-5, 6である。これらは柱降伏はしているものの、接合部のせん断耐力の確保や支圧部の補強により、RC柱のコンクリートの圧縮応力が増大し、支圧部の損傷も大きくなっていることが推測されるためである。そこで、本報5章では、この「支圧-柱降伏型」も支圧破壊型とみなし、実験時の最大耐力を支圧耐力と評価することとした。

4. せん断耐力の検討

表-4に「せん断破壊型」の試験体の最大耐力を既往のせん断耐力算定式[2]~[4]による計算値と比較して示す。ここで、文献[2](JCI)の「接合部コンクリートの拘束度に応じた有効係数」 K_{SRC} は1.07とした。文献[3](SRC規準)の適用ではふさぎ板のせん断補強効果は無視した。

計算値に対する実験値の比率は、文献[2]~[4]式の平均値で1.09, 1.10, 0.94であり、せん断破壊型の最大耐力はこれらの算定式で概ね評価できている。文献[2], [3]式では、柱と梁のせいの比 D_c/D_b が大きいHB2-5, 4-2で実験値がやや高めになっている。また、コンクリートとウェブの耐力の和で表される文献[2], [3]式において、累加耐力はほぼ等しいものの、それぞれの負担力を見ると両式で差があり、各部位の評価方法が異なることがわかる。文献[4]式では、全体的に実験値がやや低めになっている。その主な理由は、ふさぎ板の厚さが文献[4](3.2mm)より本実験(4.5mm)が厚いものの、文献[4]式のふさぎ板の有効率よりも小さいためと思われる。

5. 支圧耐力の検討

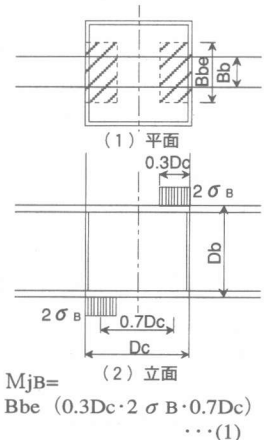
5. 1 支圧抵抗機構と有効梁幅

図-9に、文献[5]に基づいて設定した支圧抵抗機構と、支圧耐力 M_{jB} (式(1))を示す。

式(1)の B_{be} は支圧に対する有効梁幅であり、これを実験結果から求めた。図-10に、梁幅 B_b に対する有効梁幅 B_{be} の比率を示す。図の横軸は、ふさぎ板の厚さ(t_p)に対するふさぎ板のウェブからの長さ($(B_c-t_w)/2$)の比率であり、本報ではこれをふさぎ板の幅厚比と称する。また、同図には、支圧-柱降伏型試験体の結果も記した。ふさぎ板が2.3mmおよび4.5mmで直交梁や補強のない試験体の B_{be}/B_b (図中●)の平均値は2.6

表-4 せん断耐力の実験値と計算値

試験体名	実験値		計算値 (接合部芯モーメント換算)					
	梁端荷重 tPG (ton)	接合部芯 モーメント tM_j (t·m)	文献[2] (JCI)		文献[3] (SRC規準)		文献[4] (坂口)	
			cM_{j1} (t·m)	tM_j/cM_{j1}	cM_{j2} (t·m)	tM_j/cM_{j2}	cM_{j3} (t·m)	tM_j/cM_{j3}
HB1-6	19.8	54.3	53.5	1.01	53.5	1.01	60.8	0.89
HB2-3	18.9	51.9	49.3	1.05	48.7	1.07	56.1	0.93
HB2-5	17.8	49.0	42.2	1.16	41.5	1.18	50.2	0.98
HB2-6	17.5	48.0	49.9	0.96	49.1	0.98	49.6	0.97
HB4-1	12.3	49.1	43.5	1.13	43.9	1.11	55.0	0.89
HB4-2	11.6	46.5	37.1	1.25	37.4	1.24	48.8	0.95
			平均	1.09	平均	1.10	平均	0.94



$$M_{jB} = B_{be} (0.3D_c \cdot 2\sigma_B \cdot 0.7D_c) \dots (1)$$

図-9 支圧抵抗機構

である。梁幅にのみ支圧プレートを用いたHB1-5では2.4であり、同じ板厚のふさぎ板を用いた場合と大差ない結果となっている。ふさぎ板の厚いHB4-4では3.2、直交梁のあるHB4-5では3.3、アングル補強のHB4-6は4.1であり、これらが支圧抵抗に大きく寄与していることがわかる。

5. せん断耐力と支圧耐力の比較

前項の有効梁幅比に基づき、せん断破壊型の支圧耐力を式(1)より求め、文献[2]~[4]式で得られるせん断耐力の計算値と比較する。ここで、有効梁幅比は接合部形状に応じて3.3とした。

表-5にせん断耐力の計算値に対する支圧耐力の計算値の比率を示す。接合部パネルがせん断破壊を示した試験体のせん断耐力と支圧耐力の比率は、せん断耐力を文献[2]式で算定した場合には0.96~1.40(平均値1.18)、文献[3]式の場合には0.96~1.39(平均値1.19)、文献[4]式の場合には0.85~1.13(平均値1.01)となっている。このことから、破壊形式がせん断破壊型となる目安は、支圧耐力を式(1)で、せん断耐力を文献[2]~[4]で評価する場合には、支圧耐力をせん断耐力の1.0倍~1.2倍以上確保することが必要である。

6. まとめ

本研究は、柱梁接合部の加力実験のうち、特に接合部破壊を生じた試験体を対象として、接合部の破壊性状、耐力について検討を行った。その結果から、接合部の破壊形式として、「せん断破壊型」、「支圧破壊型」および「支圧-柱降伏型」の3つに分類し、各破壊形式ごとの最大耐力について考察した。以上の検討結果をまとめると以下の通りである。

- i) 接合部の破壊形式の差異は、接合部を構成するウェブ、コンクリート、ふさぎ板の破壊過程や変形状、コンクリートに対するS梁のめり込み量の違いに現れる。
- ii) せん断破壊型の最大耐力は、既往のせん断耐力算定式による結果にほぼ対応する。
- iii) 設定した支圧抵抗機構から求めた支圧の有効幅によると、直交梁や支圧部のアングル補強が支圧抵抗に有効である。

[参考文献]

- 1) 谷垣ほか：「柱RC梁S構造の接合部性能に関する 研究(その1)~(その3)」, 日本建築学会大会学術講演梗概集C, pp.1657-1662, 1994年
- 2) 「混合構造研究委員会報告書」, 日本コンクリート工学協会, 1991年12月
- 3) 「鉄骨鉄筋コンクリート構造計算基準・同解説」, 日本建築学会, 1987年
- 4) 坂口：「鉄筋コンクリート柱と鉄骨梁で構成される柱梁接合部パネルのせん断耐力」, 日本建築学会構造系論文報告集第428号, pp.69-78, 1991年10月
- 5) T.M.Sheikhほか：「Beam-column moment connections for composite frames: Part1,Part2」, J. Struct. Engrg., ASCE, Vol. 115, pp.2858-2896, 1989.11

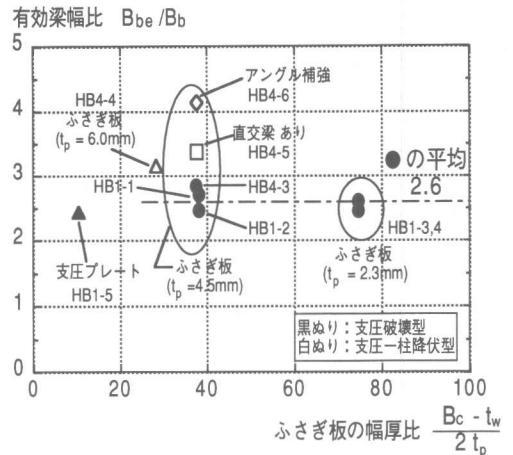


図-10 有効梁巾比

表-5 計算値による支圧耐力とせん断耐力の比較

試験体名	(1)式による支圧耐力の計算値 cMjB (t・m)	せん断耐力の計算値					
		文献2式(JCI)		文献3式(SRC規準)		文献4式(坂口)	
		cMj1 (t・m)	cMIB cMj1	cMj2 (t・m)	cMIB cMj2	cMj3 (t・m)	cMIB cMj3
HB1-6	51.6	53.5	0.96	53.5	0.96	60.8	0.85
HB2-3	54.8	49.3	1.11	48.7	1.13	56.1	0.98
HB2-5	56.2	42.2	1.33	41.5	1.35	50.2	1.12
HB2-6	55.8	49.9	1.12	49.1	1.14	49.6	1.13
HB4-1	50.6	43.5	1.16	43.9	1.15	55.0	0.93
HB4-2	51.8	37.1	1.40	37.4	1.39	48.8	1.06
支圧耐力/せん断耐力の平均値			1.18		1.19		1.01