

(21) はり S・柱 RC で構成される柱はり接合部の耐力と靱性

STRENGTH AND DUCTILITY
OF STEEL BEAM-REINFORCED CONCRETE COLUMN JOINTS

田中幸雄 ¹⁾	木村 衛 ²⁾	山口育雄 ³⁾
Yukio TANAKA	Mamoru KIMURA	Ikuo YAMAGUCHI
西村泰志 ⁴⁾	南 宏 ⁵⁾	
Yasushi NISHIMURA	Koichi MINAMI	

Detail of steel beam-reinforced concrete column joint was proposed. Steel panels were composed of web panels, cover plates and side plates. The longitudinal reinforcing bars were passing through the joint. To verify the effectiveness of this proposed detail, Nine specimens of interior or exterior beam-column subassemblages with proposed detail were tested under seismic loading. Failure mode, hysteretic characteristics and ultimate strength were examined in detail. From test results, the effectiveness of proposed detail of joint was clarified.

1 序

最近、鉄骨、鉄筋コンクリートあるいは鉄骨鉄筋コンクリートの異種構造部材をそれらの構造特性に応じ、合理的に組み合わせて構成された建物が建設されるようになってきた。このような、異種構造部材によって構成される建物の設計は、日本建築学会の鉄骨、鉄筋コンクリートあるいは鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準に準拠して設計されていると考えられるが、その力学的性能および耐震性能に関して、系統的な研究はほとんどなく、したがって、異種構造部材で構成される混合構造の性能に関しては未解決な点が残されている。このような、異種構造部材で構成される混合構造における問題の一つは、これらの異種構造部材間の応力伝達機構および抵抗機構を明らかにすると同時に、合理的な柱はり接合部のディテールの開発にある。

本研究は、このような観点から、柱は鉄筋コンクリート、はり純鉄骨で構成される柱はり接合部に着目して、その合理的なディテールを提案し、その妥当性を実験的に検討する。

なお、本論文は文献 1) - 2) を基に一部加筆してまとめたものである。

2 柱はり接合部のディテール

図 1 に提案された柱はり接合部のディテールを示す。柱はり接合部は側板、ふさぎ板、中板および三角

1) ㈱竹中工務店・設計部 2) 工博・㈱竹中技術研究所主任研究員 3) 工博・㈱竹中工務店・特殊事業本部
副本部長 4) 大阪工業大学建築学科講師 5) 工博・大阪工業大学建築学科助教授

スチフナによって構成されている。これらの 3 種類の板材によって、田の字形の断面になるように組み立てられている。H 形鋼で構成されるはり鉄骨部材のウェブは側板あるいはふさぎ板を介して中板と、また、フランジは三角スチフナに接合されている。一方、鉄筋コンクリート柱材の主筋は、田の字形断面の 4 隅に通し配筋される。なお、側板およびふさぎ板は、力学的には接合部パネルのせん断抵抗要素として、あるいは、接合部パネルのコンクリートを拘束する働きを期待することができる。また、施工上では接合部パネルの型枠の代用と考えられ、接合部パネル周囲の型枠の省力化を図る上では非常に大きな利点がある。

なお、これに類する接合部の研究として、柱はり接合部ではりフランジを貫通形式としている例³⁾があるが、本研究は、特に、施工性を考慮して接合部に三角スチフナを使用しているところに特色がある。また、鉄骨ばりを鉄筋コンクリート部材に直接埋め込み形式とし、接合部パネルでフランジにテーバーを付けて三角スチフナと同様の効果を持たせた例⁴⁾がある。このディテールでは、接合部パネルでは L 字形の帯筋を 4 つ組合せて、鉄骨はりフランジおよびウェブ面に溶接するディテールとなっており、前述のように、側板あるいはふさぎ板の力学的および施工性の利点を比較した場合、このディテールには若干疑問が残る。

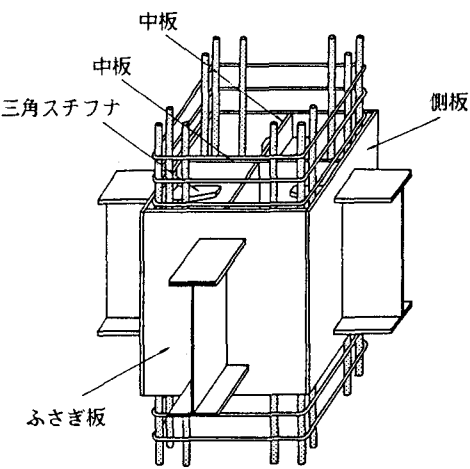


図 1 柱はり接合部のディテール

3 実験 1

3.1 序

実験 I では、基本的な観点から、提案された柱はり接合部のディテールの妥当性を検討する。

3.2 実験計画

図 2 に試験体の形状寸法、配筋状況および断面を示す。試験体の形状は、中柱に対応する十字形および側柱に対応する T 字形骨組であり、両試験体とも、交換可能な鉄骨の補助ビームを取り付けることによって、実大の 1/3 程度の形状寸法となるようにした。なお、このディテールはスパン 9 m、階高 3.75 m、6 階建程度の建物に適用することを想定している。

表 1 試験体の特性

試験体名	No. 1	No. 2	No. 3	No. 6	No. 4	No. 5
骨組形状	十字形			ト字形	十字形	
崩壊形式	はり崩壊				柱崩壊	パネル崩壊
はり断面	H-200×70×4.5×8				H-200×70×6×9*	
柱断面	250×250					
柱配筋	12-D10, 4.5φ@100/3					
作用軸力	0.2No	0.4No	0.2No	0.4No	0.2No	
仕口	t	6				3.2
	t _r	6				9*
	l ₁	35	10	35		
	l ₂	35	70	35		

* 印の板材の材質は SM50 である。なお、他の板材の材質は SS41 である。
No は柱断面の圧縮強度である。

表 2 材料の力学的特性

	鉄骨				鉄筋			コンクリート	
	σ_u	σ_{max}	ϵ_u		σ_u	σ_{max}	ϵ_u	F_c	F_t
	(tf/cm ²)				(tf/cm ²)			(kgf/cm ²)	
R 3.2	3.36	4.65	0.276						
R 4.5	3.97	4.86	0.235	D10	3.84	5.78	0.214		
R 6	3.16	4.41	0.326	4.5φ	2.52	2.86	0.185	257	23.0
R 6*	3.42	4.66	0.256						
R 9*	3.54	4.82	0.272						

* 印の板材の材質は SM50 である。 σ_u は降伏応力度、 σ_{max} は引張強度、 ϵ_u は破断伸び、 F_c は圧縮強度、 F_t は引張強度である。

のである。なお、表 2 に使用材料の力学的特性を示す。

3.3 実験結果

3.3.1 ひび割れおよび破壊状況

図 3 に実験終了後の破壊状況の数例を示す。ひび割れの発生過程はまず、柱材に曲げひび割れあるいは側板の裏面に接するコンクリートが裏面の支圧力によると推察されるひび割れが観察される。更に、変形を増大させると、側板の裏面がコンクリートをそぎとるような破壊状況を呈する。これらの破壊は、繰返し载荷にともなって著しくなり、側面のかぶりコンクリートあるいはふさぎ板に接するコンクリートがはく落する場合もある。なお、ト字形試験体では、はり部材が接続されていない側面にはひび割れはほとんど観察されない。一方、相対変位角が $0.02 - 0.03 \text{ rad.}$ 程度になると、引張フランジに接続される側板は、外側にはらみ出し、その傾向は繰返し载荷に伴って顕著となる。これらの破壊状況は崩壊形式に拘らず全試験体ほぼ同じである。なお、表 3 に各試験体の初期ひび割れ荷重を示す。

図 4 は実験終了後、側板を取り外して観察された内部の破壊状況を示したものである。三角スチフナに接する内部のコンクリートは図 4 (a) に示すように、鍾状にかつ粉状になっているのが観察されたが、他の部分には顕著なひび割れおよび破壊は観察されない。一方、鉄骨部分については、中板と側板の間に設けられていたスリットは、幅は所定の寸法よりも 2 倍近くになり、スリットの端部から図 4 (b) に示すように中板が破断しているのが観察された。これは、スリット端部で応力集中が生じたためと考えられる。大変形時の耐力の低下および側板の外側へのはらみ出しはこの中板の破断が原因である。しかしながら、これらの破断は相対変位角が $0.03 - 0.04 \text{ rad.}$ 程度以降の大変形時であり、本ディテールの有効性が損なわれるものではない。

3.3.2 変形状

図 5 に各試験体の荷重変形曲線を示す。縦軸ははり端部に加えられた荷重 P 、横軸ははり端部の変形より求められた相対変位角 R である。崩壊形式にかかわらず、各試験体とも大変形時には前述の破壊状況で述べたように、中板が破断したために耐力の低下がみられるが、相対変位角が $0.03 - 0.04 \text{ rad.}$ 程度までは、エネルギー消費量の大きい、非常に安定した紡錘形の履歴性状を示す。

図 6 は正荷重時についての除荷点連結曲線を示す。図 6 (a) の bP ははりの曲げ耐力によって決定される荷重である。はり崩壊形式を想定した No. 1 および No. 2 試験体ははり部材の曲げ耐力を発揮してお

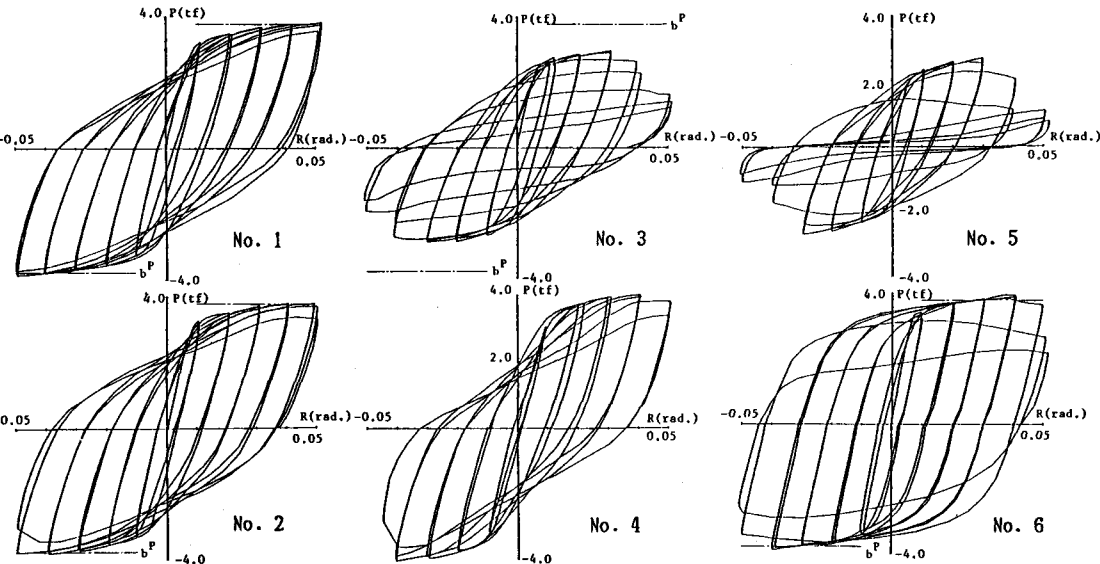


図 5 履歴曲線

り、軸力による相違は観察されない。一方、鉄骨フランジ表面からの側板およびふさぎ板の高さ h_1 の効果を調べた No. 3 の試験体は、履歴性状は No. 1 と顕著な差はみられないが、曲げ耐力を発揮できず、耐力に関してはその効果が大きいことが推察される。これは、中板が破断したことによる影響と考えられる。すなわち、この耐力は中板の破断耐力に関係しているためではないかと推察される。なお、曲げ耐力を発揮した試験体でも計算によって求められる曲げ耐力を発揮する相対変位角は 0.04 rad. 程度と非常に大きい値となっている。図 6 (b) の ρP は接合部パネルのせん断耐力によって決定される荷重である。柱崩壊型を想定した No. 4 およびパネル崩壊型を想定した No. 5 試験体はともに部材の耐力を発揮しておらず、 ρP に一致している。なお、せん断耐力の評価では、鉄骨パネルは中板のみ考慮した。これは、ひずみの測定から、中板では降伏せん断ひずみに達しているが、ふさぎ板のせん断ひずみはわずかであり、せん断抵抗要素としてふさぎ板の効果は小さいという実験結果に基づいている。なお、これは、ふさぎ板がせん断抵抗要素となるためには、鉄骨フランジの応力は、側板あるいは直交方向の中板の曲げ抵抗力によってふさぎ板に伝達されなければならないが、側板あるいは直交方向の中板の板厚が薄いために鉄骨フランジの応力をそれらの板の曲げ抵抗力によって伝達できないためであると考えられる。もし、ふさぎ板を接合部パネルのせん断抵抗要素とするならば、鉄骨フランジの応力をふさぎ板に伝達できるように水平ゲイアフラムを設けること等のディテールの検討が必要である。しかしながら、これらを設けるよりも接合部パネルのせん断抵抗要素としては中板のみを考え、側板あるいはふさぎ板は接合部パネルのコンクリートを拘束する要素あるいは接合部パネルの型枠の代用と考える方が合理的であると考えられる。また、コンクリートパネルのせん断耐力は、コンクリートパネルの有効幅を三角スチフナ幅とし、コンクリートの終局せん断応力度 σ_{tu} を $0.3F_c$ とした。

3.4 結語

提案された柱はり接合部のディテールの妥当性を検討するために、6 体の十字形およびト字形骨組の正負繰返し加力実験によって、以下のような結論が得られた。

- 1) 側板およびふさぎ板に接するコンクリートは大変形時には、かぶりコンクリートのはく落や側板のはらみ出しが観察されるが、これは耐力低下の原因とはならない。
- 2) 中板と側板あるいはふさぎ板の間に設けられたスリットは、応力集中の原因となり、中板を破断させ、

表 3 実験結果

試験体	作用軸力 N(tf)	初期ひび割れ 荷重 P_c (tf)		最大荷重 P_{max} (tf)		曲げ耐力 ρP (tf)	bP/P_{max}	
		P.L.	N.L.	P.L.	N.L.		P.L.	N.L.
No. 1	39.4	3.22	2.22	3.81	3.86	3.78	1.01	1.02
No. 2	78.7	3.19	3.27	3.76	3.75	3.78	0.994	0.992
No. 3	39.4	2.78	1.91	2.99	2.90	3.78	0.791	0.767
No. 4	39.4	3.00	3.38	4.02	4.04	5.42	0.742	0.745
No. 5	39.4	2.08	2.06	2.70	2.69	5.42	0.498	0.496
No. 6	78.7	3.21	2.66	3.95	3.89	3.78	1.04	1.03

P.L. : 正荷重、N.L. : 負荷重

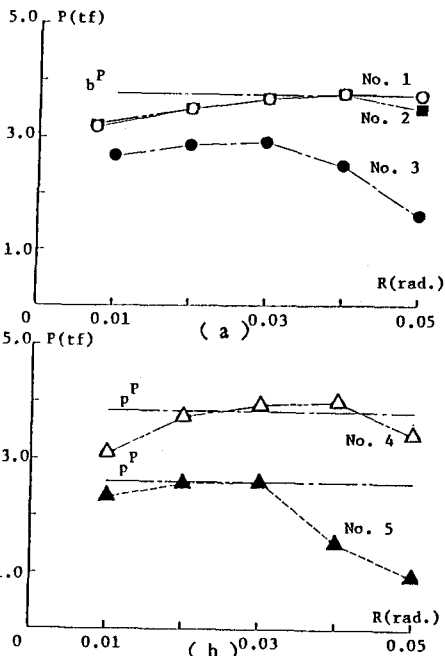


図 6 除荷点連結曲線

表 4 試験体の特性および実験結果

試験体	作用軸力 N(tf)	仕口					初期ひび割れ 荷重 P_c (tf)		最大荷重 $P_{max.}$ (tf)		はり座屈 荷 重	曲げ耐力 bP (tf)	曲げ耐力 $P_{max.}/bP$	
		t_1	t_2	t_r	L_1	L_2	P.L.	N.L.	P.L.	N.L.	P_{cm} (tf)		P.L.	N.L.
No. 1'	45.5	4.5	9	6	35	35	2.51	3.05	3.44	3.50	3.44	3.24	1.06	1.08
No. 2'	45.5	4.5	9	6	10	94	2.05	3.23	3.46	3.46	3.46	3.24	1.07	1.07
No. 3'	45.5	3.2	3.2	9*	35	91	2.84	2.72	3.34	3.32	-	6.14	0.544	0.541

* 印の板材の材質は SM50 である。なお、他の板材の材質は SS41 である。

P.L. は正荷重、N.L. は負荷重を示す。 t_1 はふさぎ板および側板の板厚、 t_2 は中板の板厚である。

耐力低下の原因となる。

- 3) 崩壊形式に拘らず履歴曲線はエネルギー吸収能力の大きい、非常に安定した紡錘形の履歴性状を呈する。
- 4) 鉄骨フランジ表面から側板およびふさぎ板の高さ L_1 は耐力に非常に影響を与える。
- 5) セン断抵抗に対して有効な鉄骨部分は主に中板であり、ふさぎ板の効果は小さい。

4 実験 II

4.1 序

実験 II では、実験 I の結果を踏まえ、柱はり接合部のディテールの性能を改善する目的で、中板の厚さ、鉄骨フランジ表面からの側板およびふさぎ板の高さおよび中板と側板あるいはふさぎ板の間に設けられたスリットの有無の影響を検討する。

4.2 実験計画

中板の板厚は実験 I で計画されたものの 1.5 倍とした。なお、柱はり接合部の鉄骨部分の体積は実験 I で計画された試験体と同じである。鉄骨フランジ表面からの側板およびふさぎ板の高さ L_1 は 10 mm および 35 mm である。また、図 1 (b) に示すようにスリットをなくしたものも計画した。崩壊形式は No. 1'、No. 3' 試験体ははり崩壊型および No. 5' 試験体がパネル崩壊型で、計 3 体の十字形試験体を計画した。表 4 に計画された試験体の特性を示す。

なお、試験体の形状寸法、断面寸法および載荷方法は実験 I で計画されたものとまったく同じである。なお、表 5 に使用材料の力学的特性を示す。

4.3 実験結果

4.3.1 ひび割れおよび破壊状況

はり崩壊形式の No. 1'、No. 3' 試験体ではひび割れはほとんど観察されず、側板のはらみ出しも観察されなかった。相対変位角 R が 0.0 2 rad. 以降では鉄骨はりは横座屈した。一方、パネル崩壊形式の No. 5' 試験体は柱材の曲げひび割れあるいは側板の妻面の支圧力によるひび割れが観察され、大変形時には柱の材軸にそった縦ひび割れが観察された。これは、コンクリートパネルが中板によって四分分割されているためではないかと考えられる。なお、表 4 に初期ひび割れ発生荷重を示す。

表 5 材料の力学的特性

	鉄 骨				鉄 筋			コンクリート	
	σ_y	σ_u	ϵ_u		σ_y	σ_u	ϵ_u	F_c	F_t
	(tf/cm ²)				(tf/cm ²)			(kgf/cm ²)	
R	3.2	2.90	4.01	0.291					
R	4.5	2.54	3.27	0.386					
R	6	3.13	4.58	0.311	0 10	3.76	5.18	0.180	331 24.8
R	6*	3.54	5.11	0.272	4.5φ	2.64	3.88	0.353	
R	9	2.54	4.34	0.324					
R	9*	4.15	5.58	0.281					

* 印の板材の材質は SM50 である。その他の板材の材質は SS41 である。
 σ_y は降伏応力度、 σ_u は引張強度、 ϵ_u は破断伸び、 F_c は圧縮強度、 F_t は引張強度である。

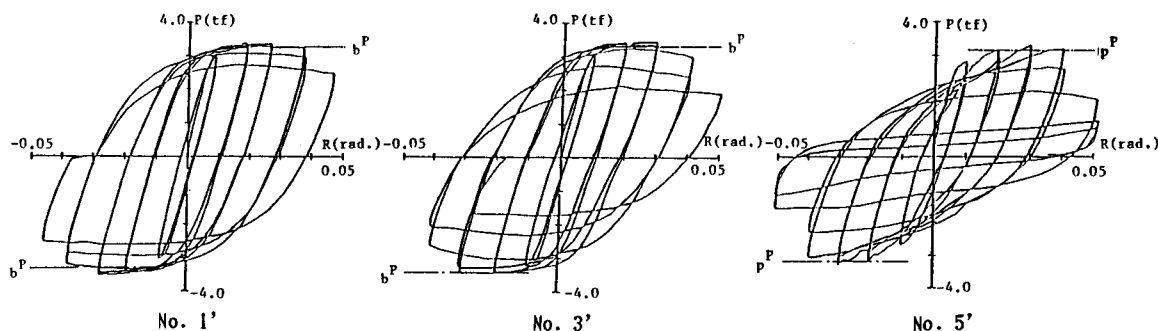


図 7 履歴曲線

4.3.2 変形状

図 7 に履歴曲線を示す。縦軸ははり端部に加えられた荷重 P 、横軸は相対変位角 R である。 bP および ϕP はそれぞれ はりの曲げ耐力および柱はり接合部のせん断耐力によって求められた荷重である。柱はり接合部のせん断耐力の評価法は前述と同じである。崩壊形式に拘らず紡錘形の安定した履歴性状を示している。なお、No. 1' No. 3' 試験体では 相対変位角が 0.03 rad. 以降耐力が低下している。これは前述の破壊状況でも述べたように鉄骨はりが横座屈をおこしたためである。また、No. 5' 試験体でも 0.04 rad. 以降耐力が低下しているが、これは パネル崩壊型を想定して中板を非常に薄くしたことによって、中板が破断したためと考えられる。

図 8 は正荷重についての除荷点連結曲線を示す。縦軸ははり端部の荷重をはりの曲げ強度 ϕP で 無次元化した値 $P/\phi P$ 、横軸は相対変位角 R である。比較のために実験 I の結果についても示されている。鉄骨フランジ表面からの側板 およびふさぎ板の高さ l_1 の効果を検討した No. 1'、No. 3' 試験体ははりの曲げ耐力を発揮しており、 l_1 の高さによる相違はみられない。すなわち、鉄骨フランジの応力を充分伝達できる中板の厚さを与えておけば、 l_1 の高さによる影響は生じない。このことから、前述のように、中板のみ接合部パネルのせん断要素と考え、側板およびふさぎ板は 接合部パネルのコンクリートの拘束要素あるいは接合部周囲の型枠の代用と考える方が 合理的であることがわかる。なお、これらの試験体では相対変位角 R が 0.02 rad. 時には、はり部材の曲げ耐力を発揮している。なお、図 6(b) に示すようにスリットの有無による相違も観察されない。

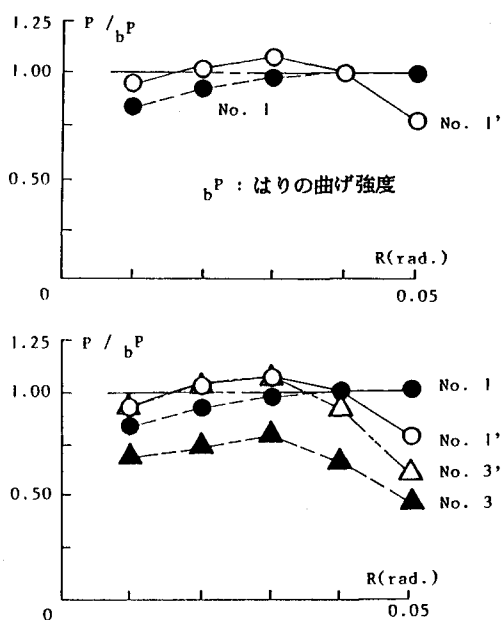


図 8 除荷点連結曲線

4.4 結語

実験 I の結果を踏まえ、柱はり接合部のディテールの性能を改善する目的で行われた、3 体の柱 RC・はり S で構成された十字形骨組の正負繰返し加力実験によって、以下のような結果が得られた。

- 1) 鉄骨量を実験 I の場合と同じとし、中板を厚くすることによって、早期にはり部材の曲げ耐力を発揮させることができ、この場合には、 l_1 の高さによる影響はみられない。
- 2) 中板を厚くすることによって、スリットの有無の影響はなくなる。
- 3) パネル崩壊形式の試験体でも、非常に安定した紡錘形の履歴性状が得られる。

5 結論

以上の実験Ⅰおよび実験Ⅱの結果から、本ディテールを実用に供することは可能性である。本ディテールを考える場合、中板のみ接合部パネルのせん断抵抗要素と考え、ふさぎ板および側板はコンクリートの拘束要素あるいは接合部パネル周囲の型枠の代用等と考えることが合理的である。

今後、柱はり接合部のせん断耐力の評価法および柱はり接合部の応力伝達機構を明らかにし、本ディテールの合理的な設計法を確立することが必要である。

6 謝辞

本実験を実施するに当たり、当時大阪工業大学卒研究生鈴木一彦（現信開産業㈱）、藤原 勇（現㈱竹中工務店）両氏をはじめ、大阪工業大学建築学科構造力学研究室の多数の方々の援助を得た。ここに記して深く感謝の意を表する。

7 参考文献

- 1) 田中幸雄、南 宏一ほか：はり S・柱 RC で構成される柱はり接合部の耐力と靱性に関する実験的研究（その 1、実験計画の概要）、（その 2、実験結果の概要）、日本建築学会大会学術講演梗概集（北海道）、昭和 62 年 10 月、pp.1331 - 1435.
- 2) 藤原 勇、山口育男ほか：はり S・柱 RC で構成される柱はり接合部の耐力と靱性に関する実験的研究（その 3）、日本建築学会大会学術講演梗概集（関東）、昭和 63 年 10 月、pp.1319 - 1320.
- 3) 富永博夫、村井義則ほか：鉄筋コンクリート柱と鉄骨梁で構成される架構（RCSS 構法）の耐力及び変形性能（その 1 構法の概要と実験計画）、同（その 2 十字形及びト字形架構の耐力実験）、同（その 3 T 字形架構の耐力実験）、同（その 4 耐力算定式の検討）、日本建築学会大会学術講演梗概集（北海道）、昭和 61 年 8 月、pp.1427 - 1434.
- 4) 茂呂田雅幸、井崎征男ほか：鉄筋コンクリート柱と鉄骨梁よりなるテーバー・フランジ形式の柱・梁接合部に関する実験的研究（その 1. 実験概要）、同（その 2 実験結果の評価）、日本建築学会大会学術講演梗概集（関東）、昭和 63 年 10 月、pp.1315 - 1318.