

高強度材料を用いた柱 RC 梁 S ハイブリッド構法に関する研究 Experimental Study on S-beam to RC-column Hybrid Structure Using High Strength Materials

飯塚 信一*
Shinichi Iiduka

塚田 政美**
Masami Tsukada

要 約

柱を大きな軸力を負担できる鉄筋コンクリート造，梁を大スパンに対応できる鉄骨造とした「柱 RC 梁 S ハイブリッド構法」の開発を目的とし，本構法の構造特性を把握するため柱梁接合部試験体を用いた構造実験を行った。実験の結果，本構法が強度・靱性ともに優れた性能を保持していることがわかった。また，実験による最大耐力と計算値との比較を行ない，実験値と計算値が良い対応を示すことを確認した。更に，柱梁接合部のせん断終局耐力が既往の設計式に準拠した簡易な式で評価できることを確認した。

目 次

- § 1. はじめに
- § 2. 実験計画
- § 3. 実験結果
- § 4. 接合部構造性能
- § 5. まとめ

§ 1. はじめに

中低層のショッピングセンターや物流倉庫など階高が高く，比較的スパンが大きい建築物では，一般に鉄骨造（以下，S 造と称す）を採用する人が多い。しかし，S 造では，溶接施工，耐火被覆，柱脚処理などの作業がコストアップの要因となるため，近年，施工性・経済性に優れた混合構造の開発が進められている。

柱 RC 梁 S 接合部構法は，柱を剛性が高く，軸力負担が大きな鉄筋コンクリート造（以下，RC 造と称す）とし，梁を大スパンに対応できる S 造とすることで，RC 造と S 造それぞれの特長を生かせる合理的構法として注目されている。

そこで，梁貫通型の柱 RC 梁 S 接合部構法「柱 RC 梁 S ハイブリッド構法」（以下，本構法と称す）の開発を目的とし，図-1 に示すように，接合部をせん断補強筋で補強する「せん断補強筋形式」，鋼板で補強する「ふさぎ板形式」の 2 種類を対象とした柱梁接合部の構造実験を行い，本構法の構造特性について検討した。

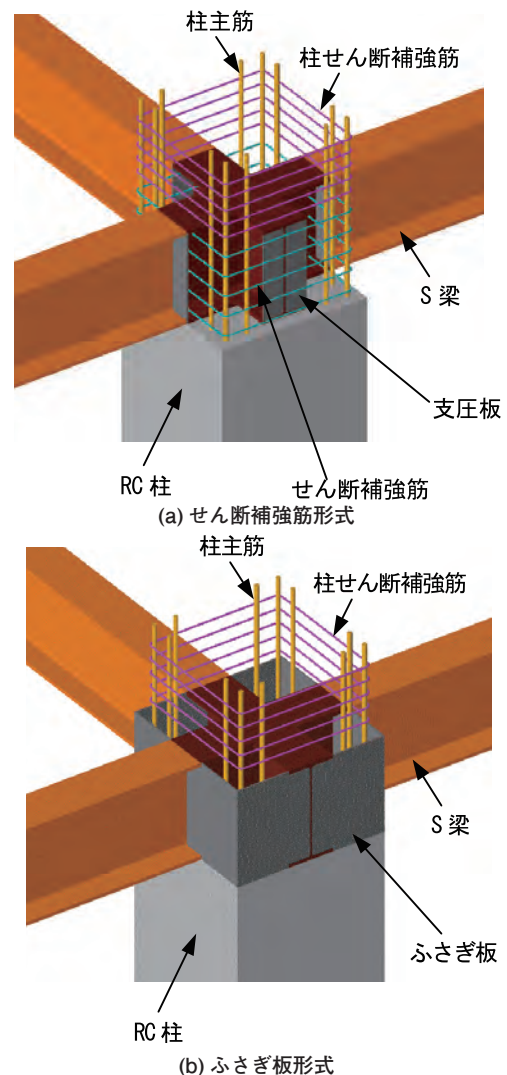


図-1 接合部ディテール

* 技術研究所

** 建築設計部構造課

§2. 実験計画

2-1 試験体

試験体の形状を図-2に、試験体の諸元を表-1に示す。試験体は、実建物の1/2.5程度の縮尺で設計された十字形、ト字形、T字形架構である。試験体数は、それぞれの架構形式について、「せん断補強筋形式」、「ふさぎ板形式」の2体とし、合計6体とした。十字形およびト字形試験体は、高強度コンクリート $F_c=60\text{N/mm}^2$ 、柱主筋にSD490を用いた場合の構造性能の確認、T字形試験体は、最上階に機械式定着金物を採用した場合の影響、さらに、ふさぎ板形式については柱主筋にSD490を使用した際の定着性能の確認を実験目的とした。試験体に使用した鉄筋、鋼板、コンクリートの材料試験結果をそれぞれ表-2~表-4に示す。

表-1 試験体諸元

試験体	架構形状	Fc (N/mm ²)	柱		梁		接合部補強形式	想定破壊形式					
			主筋	せん断補強筋	断面寸法 (mm)	補強形式							
No.3	十字形	60	12-D19 (SD490) pg=2.15%	せん断補強筋形式 2-D6 (SD390) × 6組 pw=0.32%	BH-	360 × 130 × 6 × 16	せん断補強筋形式 2-D6 (SD390) × 6組 pw=0.32%	接合部せん断破壊					
No.4					BH-	380 × 160 × 6 × 19	ふさぎ板形式 PL-3.2 (SS400) pw=1.60%						
No.5	ト字形				2-S6@60 (KSS785) pw=0.27%	せん断補強筋形式 2-D6 (SD390) × 7組 pw=0.40%	BH-	360 × 130 × 6 × 16	せん断補強筋形式 2-D6 (SD390) × 7組 pw=0.40%	梁曲げ破壊			
No.6							BH-	380 × 160 × 6 × 19	ふさぎ板形式 PL-3.2 (SS400) pw=1.60%				
No.1	T字形						36	12-D19 (SD390) pg=2.15%	せん断補強筋形式 2-D6 (SD390) × 4組 pw=0.32%	BH-	270 × 110 × 6 × 16	せん断補強筋形式 2-D6 (SD390) × 4組 pw=0.32%	柱曲げ破壊
No.2										BH-	270 × 110 × 6 × 16	ふさぎ板形式 PL-3.2 (SS400) pw=1.60%	

共通事項 階高: h=2500mm, スパン: L=3500mm, 柱断面: -400_400mm
*: ふさぎ板を接合部せん断補強筋として換算した。

表-2 鉄筋の材料試験結果

使用部位	使用試験体	呼び名	鋼種	降伏点 σ_y (N/mm ²)	引張強度 σ_u (N/mm ²)	伸び (%)
柱主筋	No.1	D19	SD390	429	606	21
	No.2, 3, 4, 5, 6	D19	SD490	531	715	19
柱せん断補強筋	全試験体	S6	KSS785	976	1196	12
接合部せん断補強筋	No.1, 3, 5	D6	SD390	353	571	27
定着部拘束筋	No.1, 2					
かんざし筋	No.1, 2	D10	SD295A	349	492	29

表-3 鋼板の材料試験結果

使用箇所	使用試験体	公称厚さ	材質	降伏点 σ_y (N/mm ²)	引張強度 σ_u (N/mm ²)	伸び (%)	降伏ひずみ ϵ_y ($\times 10^{-3}$)	
梁	ウェブ	No.1, 2, 3 No.4, 5, 6	PL-6	SM490A	410	554	24	2.00
					404	558	24	1.97
	フランジ	No.1, 2 No.3, 5	PL-16	SM490A	351	524	28	1.71
					340	525	27	1.66
支圧板	No.1, 3, 5	PL-6	SS400	309	469	28	1.51	
ふさぎ板	No.2, 4, 6	PL-3.2	SS400	354	453	36	1.73	

表-4 コンクリートの材料試験結果

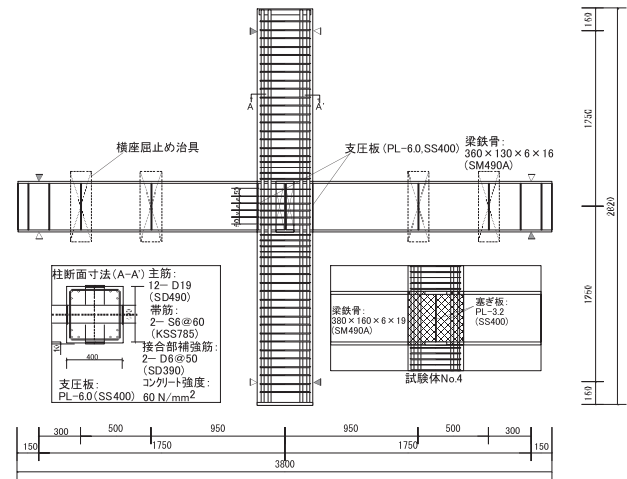
使用試験体	圧縮強度 σ_B (N/mm ²)	σ_B 時ひずみ ϵ_{co} ($\times 10^{-3}$)	ヤング係数 E_c (kN/mm ²)	割裂強度 σ_t (N/mm ²)	単位容積重量 ρ (kN/mm ³)
No.1, 2	47.9	2.16	34.2	3.63	23.1
No.3, 4, 5, 6	64.9	2.37	38.0	5.10	23.0

2-2 実験方法

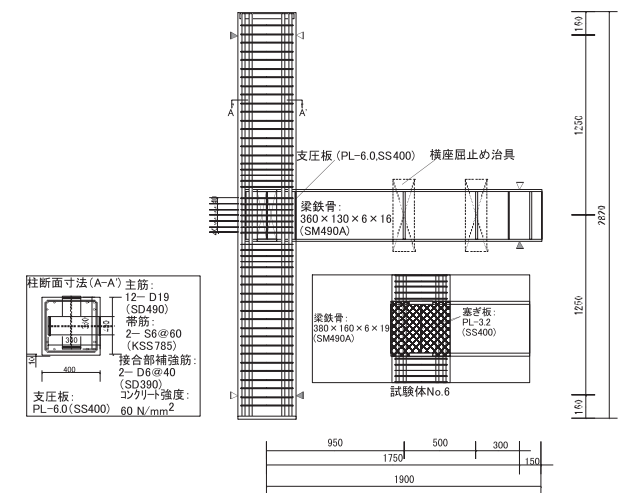
図-3に一例として、十字形試験体実験における載荷装置を示す。

十字形およびト字形試験体は、柱に一定軸力を加えた状態で油圧ジャッキを用いて両梁鉄骨先端の加力点の変位量を(十字形は逆対称に)制御して加力した。載荷軸力をNとした時の軸力比 η は、十字形試験体では $\eta=N/(F_c \times \text{柱断面面積})=0.2$ 、ト字形試験体では $\eta=0.1$ とした。

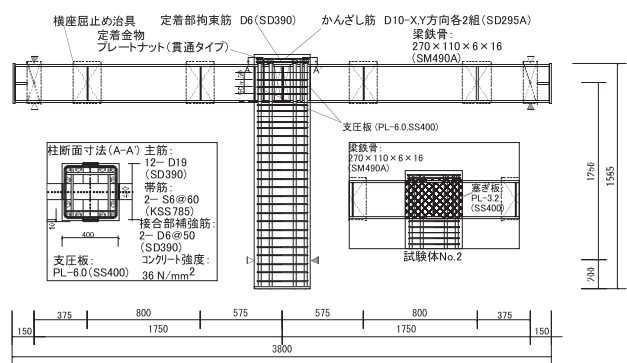
T字形試験体は、柱先端部の反曲点位置に押し引き型



(a) 十字形試験体 No.3 (No.4)

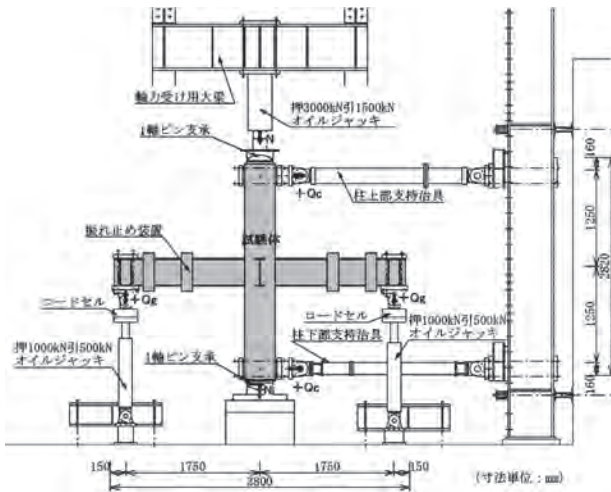


(b) ト字形試験体 No.5 (No.6)



(c) T字形試験体 No.1 (No.2)

図-2 実験試験体形状



図一三 荷装置

表一五 測定項目

架構形状	十・ト字形 (No.3, No.6)		T字形 (No.1, No.2)	
	せん断補強筋形式	ふさぎ板形式	せん断補強筋形式	ふさぎ板形式
変位量	層間変形角, 柱, 梁, 接合部の変形量		層間変形角, 柱, 梁, 接合部の変形量, 柱主筋の抜け出し量	
ひずみ	柱主筋, 柱せん断補強筋, 梁鉄骨フランジおよびウェブ		柱主筋, 柱せん断補強筋, 梁鉄骨フランジおよびウェブ, 定着部拘束筋およびかんざし筋	
	支圧板, 接合部補強筋	ふさぎ板	支圧板, 接合部補強筋	ふさぎ板
荷重	梁せん断力, 柱軸力		柱せん断力, 梁軸力	

油圧ジャッキを用いて水平方向に加力した。また、重りと滑車を用いて、柱軸力が生じないようにした。

加力スケジュールは、目標層間変形角 $R=5, 10, 20, 30, 40, 50 (\times 10^{-3})$ rad. において2サイクルずつの正負交番繰り返し載荷を行った後、正加力方向へ $R=100 \times 10^{-3}$ rad. まで単調載荷とした。なお、試験体 No.1 (T字形, せん断補強筋形式) は、 $R=50 \times 10^{-3}$ rad. の2サイクルを省略し、 $R=100 \times 10^{-3}$ rad. まで単調載荷とした。実験における測定項目を表一五に示す。

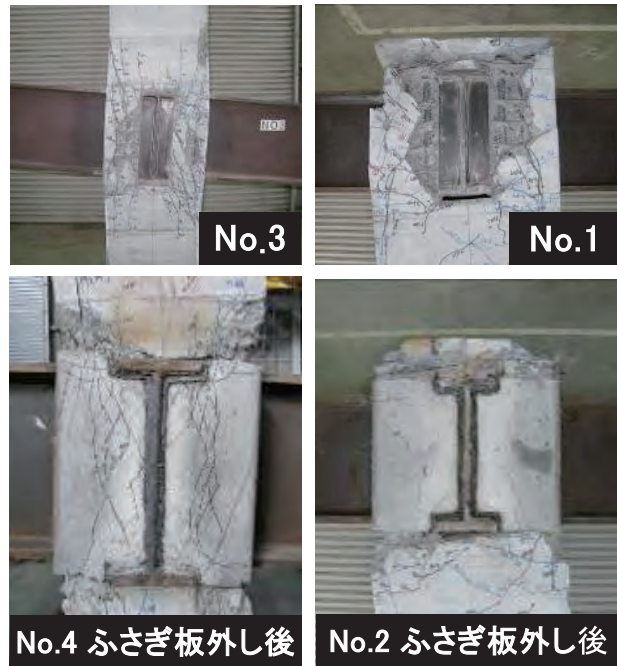
§3. 実験結果

3-1 破壊状況

実験終了後の柱梁接合部周辺の最終破壊状況とふさぎ板を外した接合部内部の損傷状況の代表例を写真一に示す。

(a) 十字形試験体 (No.3, No.4)

No.3では、柱曲げひび割れ発生後の $R=8.5 \times 10^{-3}$ rad. 時に、柱梁接合部に斜めひび割れが発生し、その後、柱材端部の柱主筋に沿って進展した。No.4では、柱材端部の曲げひび割れが多く生じたが、同ひび割れ幅は拡大せず、ふさぎ板に顕著な変形は見られなかった。実験後、ふさぎ板を外した接合部内部の損傷状況は、ひび割れ幅が1mmを超えるような斜めひび割れも見られず、ふさぎ



写真一 実験後の破壊状況

板の拘束効果により No.3 と比較して明らかに損傷が少ない状況であった。

(b) ト字形試験体 (No.5, No.6)

No.5では、柱曲げひび割れ発生前の $R=5.0 \times 10^{-3}$ rad. 時に、柱梁接合部に斜めひび割れが発生し、層間変形角が増大するとともに同ひび割れは進展した。梁鉄骨ウェブの局部座屈は、柱面から 1.0_bD ($_bD$: 梁鉄骨断面せい = 360 mm) 程度の範囲まで生じた。No.6では、柱材端部の曲げひび割れが多く生じたが、同ひび割れ幅は拡大しなかった。また、ふさぎ板の顕著な変形やふさぎ板内部の損傷も殆ど見られなかった。梁鉄骨ウェブの局部座屈は、柱面から 1.5_bD ($_bD=380$ mm) 程度の範囲まで生じた。

(c) T字形試験体 (No.1, No.2)

No.1では、柱曲げひび割れ発生後の $R=6.9 \times 10^{-3}$ rad. 時に、柱梁接合部に斜めひび割れが発生し、その後、柱材端部の柱主筋に沿って進展した。No.2では、ふさぎ板の顕著な変形は見られず、実験後、ふさぎ板を外した接合部内部の損傷状況は、柱主筋の抜け出しに伴い、接合部内コンクリートに扇状の膨らみが見られたが、斜めひび割れや柱材端部コンクリートの剥落について、接合部内部への進展は見られなかった。

3-2 荷重-変形関係

実験における、せん断力と層間変形角の関係を図一四に示す。 Q_g は梁せん断力、 Q_c は柱せん断力、 R は層間変形角を示し、限界層間変形角 R_{80} は、耐力が最大耐力の80%に低下した時の層間変形角を示す。

(a) 十字形試験体 (No.3, No.4)

両試験体ともに、 $R=5.0 \sim 5.5 \times 10^{-3}$ rad. 時に柱材端部

に曲げひび割れが発生した。その後、接合部内ウェブのせん断降伏などを経て、せん断補強筋形式の No.3 は接合部のせん断補強筋の引張降伏が生じた後に最大耐力に達し、ふさぎ板形式の No.4 はふさぎ板のせん断降伏が生じた後に最大耐力に達した。最大耐力後は、No.3 では接合部斜めひび割れ、No.4 では柱材端部コンクリートの剥落が進行して徐々に耐力が低下した。R80 は、No.3 で 100×10^{-3} rad. 以上、No.4 で 47.2×10^{-3} rad. であった。

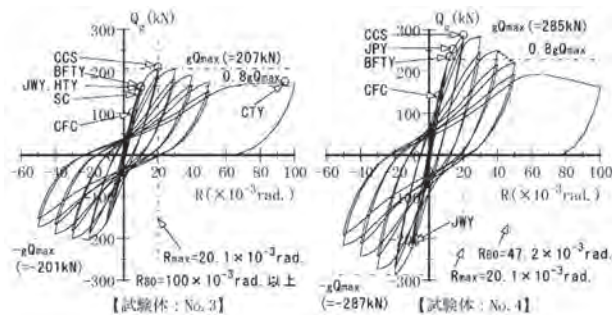
(b) ト字形試験体 (No.5, No.6)

両試験体ともに、 $R = 5.6 \sim 8.0 \times 10^{-3}$ rad. 時に柱材端部に曲げひび割れが発生し、梁フランジの引張降伏などを経て、 $R = 30 \sim 40 \times 10^{-3}$ rad. において梁材端ウェブの局部

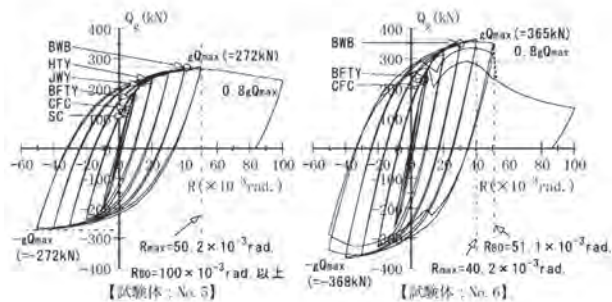
座屈が生じた後に最大耐力に達した。最大耐力後は、両試験体ともに梁鉄骨ウェブの局部座屈が進展して徐々に耐力が低下したが、局部座屈が 1.5 BD 程度の範囲まで生じた試験体 No.6 の方が耐力低下が大きかった。一方、せん断補強筋形式の No.5 では、梁フランジの引張降伏後、接合部内ウェブのせん断降伏と接合部せん断補強筋の引張降伏が発生したが、ふさぎ板形式の No.6 では、接合部内ウェブのせん断降伏およびふさぎ板のせん断降伏は発生しなかった。R80 は、せん断補強筋形式の No.5 で 100×10^{-3} rad. 以上、ふさぎ板形式の No.6 で 51.1×10^{-3} rad. であった。いずれも紡錘形の履歴性状を示した。

(c) T字形試験体 (No.1, No.2)

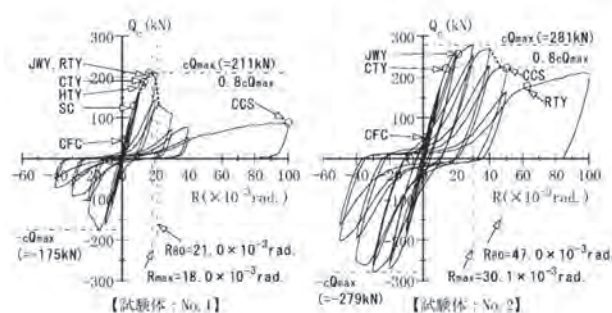
両試験体ともに、 $R = 1.6 \sim 1.7 \times 10^{-3}$ rad. 時に柱頭部に曲げひび割れが発生し、柱主筋の引張降伏などを経て、接合部内ウェブがせん断降伏して最大耐力に達した。最大耐力後は、せん断補強筋形式の No.1 では柱主筋の定着部破壊に伴って耐力が急激に低下し、ふさぎ板形式の No.2 では柱端部におけるコンクリートのひび割れなどの進行に伴って徐々に耐力が低下した(柱主筋の定着部破壊については後で述べる)。R80 は、せん断補強筋形式の No.1 で 21.0×10^{-3} rad., ふさぎ板形式の No.2 で 47.0×10^{-3} rad. であった。



(a) 十字形試験体 (No.3, No.4)



(b) ト字形試験体 (No.5, No.6)



(c) T字形試験体 (No.1, No.2)

- | | |
|------------------------------|--------------------|
| 【柱】 | 【柱梁接合部】 |
| CFC : 曲げひび割れ | SC : 斜めひび割れ |
| CCS : 梁鉄骨フランジ直下の材端部コンクリートの圧壊 | JWY : 梁鉄骨ウェブのせん断降伏 |
| CTY : 主筋の引張降伏 | PY : ふさぎ板のせん断降伏 |
| 【梁】 | HTY : せん断補強筋の引張降伏 |
| BFTY : フランジの引張降伏 | RTY : 定着部拘束筋の引張降伏 |
| BWB : ウェブの局部座屈 | |

図一四 荷重-変形関係

3-3 変形成分比の推移および破壊形式

各変形成分比の推移を図一5に示す。 $\theta ga/R$, $\gamma pa/R$, $\theta ca/R$ は、梁の部材角, 柱梁接合部のせん断変形角, 柱の部材角をそれぞれ層間変形角 R で除した値である。ただし、T字形試験体の柱変形成分比は、柱主筋の抜け出しによる回転を除いた成分 $\theta coa/R$ と、柱主筋の抜け出しによる回転成分 $\theta sa/R$ に分けて示した。

(a) 十字形試験体 (No.3, No.4)

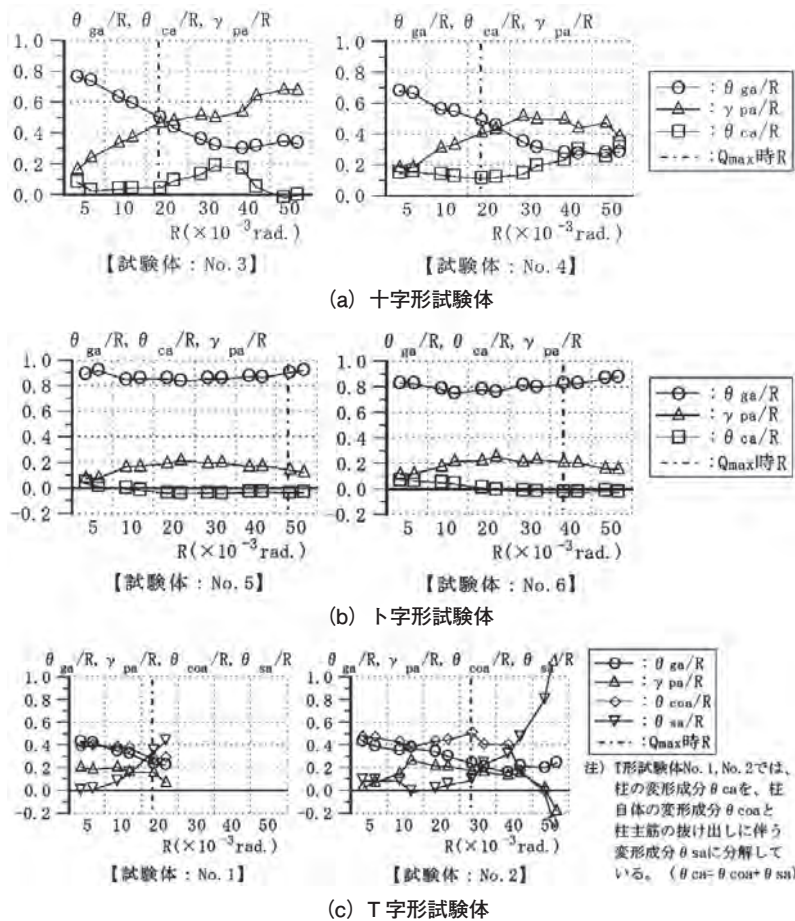
両試験体ともに、層間変形角の増大に伴い、梁の成分 $\theta ga/R$ が減少し、最大耐力後は接合部の成分 $\gamma pa/R$ が卓越した。荷重-変形関係も併せて考慮すると、両試験体の破壊形式は、梁曲げ降伏後の接合部せん断破壊型と考えられる。

(b) ト字形試験体 (No.5, No.6)

両試験体ともに、梁の成分 $\theta ga/R$ が大部分を占めており、0.7~0.9 程度を保持して推移した。荷重-変形関係も併せて考慮すると、両試験体の破壊形式は、梁曲げ破壊型と考えられる。

(c) T字形試験体 (No.1, No.2)

せん断補強筋形式の No.1 では、層間変形角の増大に伴い、柱自体の成分 $\theta coa/R$ および梁の成分 $\theta ga/R$ が減少し、最大耐力付近で柱主筋の抜け出しによる成分 $\theta sa/R$ が急激に増大した。ふさぎ板形式の No.2 では、最大耐力時までは $\theta coa/R$ が 0.5 程度と卓越したが、その後徐々に減少し、 $R = 40 \sim 50 \times 10^{-3}$ rad. 程度から $\theta sa/R$ が急激に増大した。荷重-変形関係も併せて考慮すると、No.1 の破壊形式は、柱曲げ降伏後の柱主筋定着破壊型、



図一五 変形成分比の推移

No.2は、柱主筋の抜け出しを伴う柱曲げ破壊型であったと考えられる。柱主筋にSD490を用いたNo.2の定着部破壊が抑制されているのは、既往の文献⁴⁾にもあるように、ふさぎ板の拘束効果によるものと考えられる。

§4. 接合部構造性能

4-1 実験最大耐力と計算値耐力との関係

最大耐力の実験値と計算値との比較を表一六に示す。計算値は、柱(曲げ)、梁(曲げ)、柱梁接合部(せん断)の各終局耐力計算値の最小値(表中網掛けした数値)を用いた。なお、柱の曲げ終局耐力は「建築物の構造関係技術基準解説書²⁾」の略算式、梁の曲げ終局耐力は全塑性モーメント、柱梁接合部のせん断終局耐力は「鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説³⁾」(以下、SRC規準と称す)の柱梁接合部のせん断終局パネルモーメントに準拠した式(1)で算定した。

$${}_j s M_U = {}_c V_e \cdot ({}_j F_s \cdot {}_j \delta + w \phi \cdot w \sigma_y) + \frac{1.2 \cdot {}_s V_s \sigma_y}{\sqrt{3}} \quad (1)$$

$${}_j F_s = \min \left(0.12 \cdot F_c, 1.8 + \frac{3.6 \cdot F_c}{100} \right), \quad {}_c V_e = \frac{c b}{2} \cdot {}_s b d \cdot m c d,$$

$${}_s V = {}_j t_w \cdot {}_s b d \cdot m c d$$

F_c : コンクリートの実圧縮強度(N/mm²)

${}_j \delta$: 柱梁接合部の形状係数

表一六 最大耐力の実験値と計算値の比較

試験体	架構形状	接合部補強形式	実験値		計算値*			exp Q _{max} / c Q _{cal}	
			実験最大耐力 exp Q _{max}	変形角 R	柱曲げ耐力時 c Q _{col} (kN)	梁曲げ耐力時 c Q _{ca} (kN)	接合部せん断耐力時 c Q _{ca} (kN)		
			c Q(kN)	c Q(kN) (× 10 ⁻³ rad)	c Q _{col} (kN)	c Q _{ca} (kN)	c Q _{ca} (kN)		
No.3	十字形	せん断補強筋形式	-	207	20.1	387	205	186	1.11
ふさぎ板形式		-	287	-20.1	391	286	235	1.22	
No.5	T字形	せん断補強筋形式	-	272	50.2	589	204	305	1.33
No.6		ふさぎ板形式	-	368	-40.1	595	286	396	1.28
No.1	T字形	せん断補強筋形式	211	-	18.0	180	346	279	1.17
No.2		ふさぎ板形式	281	-	30.1	223	346	352	1.26

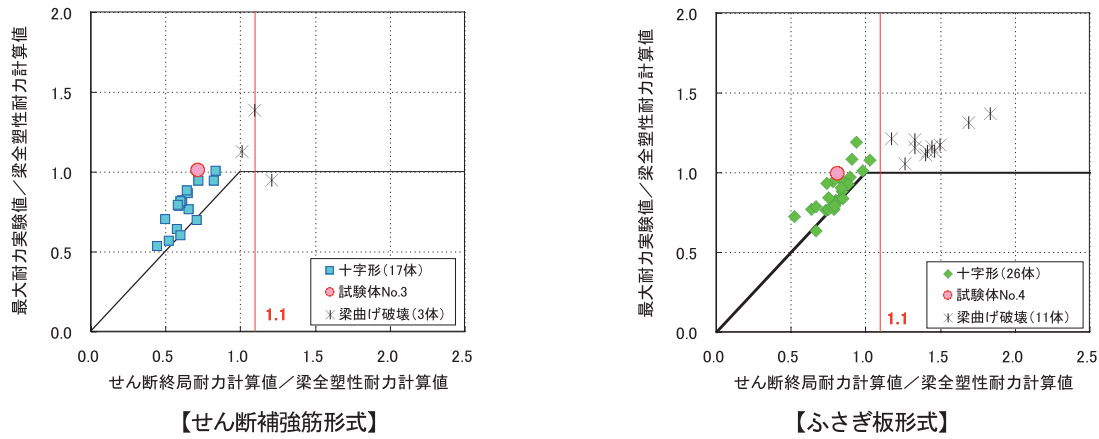
*計算値は、実験に合わせて、試験体No.3~No.6は梁せん断耐力、試験体No.1およびNo.2は柱せん断耐力に換算している。

$w \phi$: せん断補強筋比(ふさぎ板形式: $2 \cdot f_t / c b$,
 f_t : ふさぎ板厚(mm))

$w \sigma_y$: 接合部せん断補強鋼材(せん断補強筋, ふさぎ板)の実降伏強度(N/mm²)

${}_s \sigma_y$: 接合部内ウェブの実降伏強度(N/mm²)

それぞれの計算値は、実際の破壊形式と概ね一致しており、実験値と良い対応を示した。ここで、接合部せん断破壊型の十字形試験体を比較すると、せん断補強筋形式のNo.3の方が計算値に対する余裕度が小さい。3-1の破壊状況から推察して、No.4は、ふさぎ板による接合部内コンクリートの拘束効果でせん断耐力が増大していると考えられ、せん断補強筋形式と比較して補強効果が大きいと考えられる。



図一六 せん断終局耐力設計式の妥当性の検証

4-2 柱梁接合部のせん断終局耐力

試験体 No.3 (せん断補強筋形式) の実験値が式 (1) による計算値に対して余裕度が小さいことから、本構法の柱梁接合部におけるせん断設計では、柱梁接合部の補強形式に応じた補強効果の低減を考慮できる設計式として、式(2)を満足することとした。

$${}_j M_U = \alpha \cdot \left\{ c V_e \cdot ({}_j F_s \cdot j \delta + {}_w p \cdot {}_w \sigma_y) + \frac{1.2 \cdot V_s \cdot \sigma_y}{\sqrt{3}} \right\} \quad (2)$$

$$\geq \alpha_s \cdot \frac{h'}{h} \cdot ({}_B M_{U1} + {}_B M_{U2})$$

α : 補強形式による低減係数, α_s : 割増係数
 h, h' : 層高および柱の内法高さ
 ${}_B M_{U1}, {}_B M_{U2}$: 左右梁の全塑性モーメント

α は柱梁接合部の補強形式による低減係数であり、せん断補強筋形式は $\alpha = 0.8$ 、ふさぎ板形式は $\alpha = 1.0$ とした。

4-3 せん断終局耐力の妥当性検討

図一六に、本実験および既往の研究における十字形実験結果について、実験の最大耐力と式 (2) による ${}_j M_U$ の値を、それぞれ梁あるいは柱曲げ耐力計算値で基準化した関係を示す。図より、横軸 (せん断終局耐力計算値 / 梁あるいは柱曲げ耐力計算値) の値が、1.0 付近を境に接合部せん断破壊と梁あるいは柱曲げ破壊に分類されていることがわかる。よって、 ${}_j M_U$ を梁曲げ耐力に対して 1.1 倍以上 ($\alpha_s \geq 1.1$) 確保すれば、接合部せん断破壊を抑制できると考えられる。

§ 5. まとめ

柱 RC 梁 S ハイブリッド構法の性能を確認するために行った構造実験、実験値と計算値との比較などを行った結果、以下の知見を得た。

- 1) 試験体の架構形状によらず、せん断補強形式では柱梁接合部に多くのせん断ひび割れが生じたのに対し、ふさぎ板形式ではふさぎ板の拘束効果により柱梁接合部の損傷が大幅に抑えられることがわかった。

- 2) 柱主筋の定着部破壊となった試験体 No.1 (T 字形、せん断補強筋形式) を除き、本構法の柱梁接合部が十分な変形性能を有していることがわかった。
- 3) 各試験体について、最大耐力実験値と柱、梁、柱梁接合部における終局耐力計算値を比較した結果、実験での破壊形式が計算で予測される破壊形式と概ね一致し、実験値と計算値は良い対応を示した。
- 4) 本構法の柱梁接合部のせん断終局耐力に関して、SRC 規準に基づくせん断設計式を示し、本実験と既往の研究結果との比較を通して、本設計式による評価が妥当であることを示した。

謝辞. 本構法の開発は、RCS ハイブリッド構法研究会 (青木あすなろ建設, 浅沼組, 奥村組, 西武建設, 大末建設, 東亜建設工業, 西松建設, ハザマ, 長谷工コーポレーション) により行われました。開発に当たってご尽力頂きました各社委員の皆様へ深く感謝いたします。また、本構法の開発に関して様々なご指導およびご教示を頂きました財団法人日本建築総合試験所の益尾潔審議役・工博, 構造実験でご尽力頂きました足立将人主査・博士(工学), 堂下航氏をはじめとする同試験所の皆様へ深く感謝いたします。

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) 国土交通省他：建築物の構造関係技術基準解説書, 2007
- 3) 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, 2001
- 4) 神野靖夫, 富永博夫, 村井義則, 坂口 昇, 山野辺宏治, 野崎次男：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 (その 14 柱主筋の引き抜き試験), 日本建築学会学術講演梗概集 構造 II, pp.1189-1190, 1990