

# 端部 RC 造・中央部 S 造で構成される複合構造梁の開発

## － その 2 靱性能の向上と損傷の抑制 －

### Hybrid Beams Consisting of H-Shaped Steel and Reinforced Concrete Ends

#### - Part 2 : Improved toughness performance and damage suppression -

山上 聡\* 岸本 剛\* 小山慶樹\* 岡 靖弘\*\*

反町 敦\*\* 船津昌史\*\*\* 上田 遼\*\*\*

#### 要 旨

梁の両端部を RC 造、中央部を S 造とする複合構造梁（ハイブリッド梁）は、S 造単一の梁と比較して部材の剛性を高め変形を抑えることができる。既報においては、まず基礎梁を対象に S 造の梁（S 梁）を RC 造の梁（RC 梁）に S 梁せいの 2 倍埋め込んだハイブリッド梁の構造実験を行い、変形性能や終局強度の算定方法を確認した。今回は、建物の機能性や階高確保の点から基礎梁よりも RC 梁の断面形状を小さくすることが望まれる一般階の梁への適用範囲の拡大を目指し、構造性能を明らかにするための構造実験を行った。その結果、有効せん断補強筋比を 0.007 以上、せん断応力度レベルを 0.12 以下とすることで十分な変形性能を確保できることが確認された。これにより、ハイブリッド梁を一般階に適用できることとなった。

キーワード：ハイブリッド梁、損傷抑制、有効せん断補強筋比、せん断応力度レベル

#### 1. まえがき

近年、大型の物流倉庫などの建築物には、大スパン化、軽量化のため梁を S 造とし、柱を RC 造とする混合構造が用いられることが多い。しかし、S 造の梁を RC 造の柱に貫通させるため、柱梁接合部の収まりが複雑となり、施工の合理化が課題となっている。そこで、筆者らは、**図-1**に示すような柱と梁端を RC 造（以下、「RC 梁」）にして梁中央を S 造（以下、「S 梁」）とする複合構造梁（以下、「ハイブリッド梁」）の開発を目指した。まずは、S 梁に比べ RC 梁の断面形状の大きさの制約が少ない基礎梁を対象とし、構造実験によりせん断余裕度と靱性能の関係や終局強度の算定方法などを明らかにしたり。その際の S 梁に対する RC 梁のせいと幅の比は、試設計よりそれぞれ 1.6 倍、3.2 倍とした。

一方、ハイブリッド梁を一般階の梁に適用する際、建物の機能性や階高確保の制約等の点から RC 梁の断面を可能な限り小さくすることが望まれるが、変形性能を確保する設計条件や RC 梁の損傷制御の方法は明らかになっていない。そこで、今回、一般階の梁を対象に、S 梁に対する RC 梁の梁せいを 1.3 倍、梁幅を 2.5 倍とした場合の、変形性能の確保に必要な条件を明らかにする

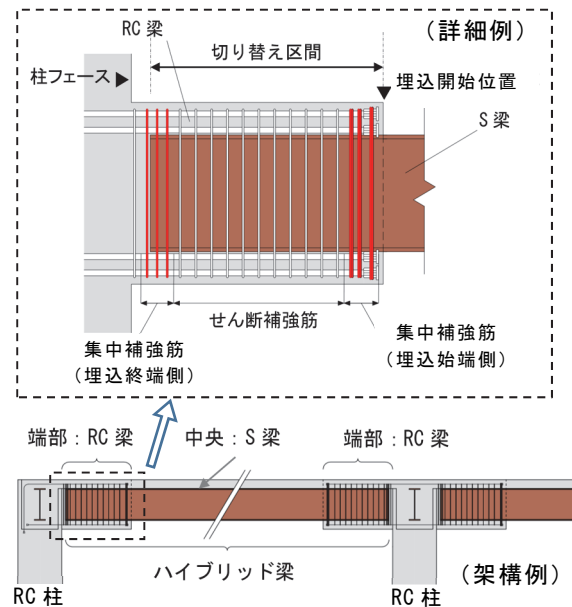


図-1 ハイブリッド梁構法の概要

ため、RC 梁のせん断余裕度、有効せん断補強筋比、およびせん断応力度レベルを要因として構造実験を行った。

\*技術本部技術研究所建築研究グループ \*\*東日本支社建築設計部 \*\*\*西日本支社建築設計部

表-1 試験体一覧

シリーズ	試験体	RC梁区間							S梁 <sup>※1</sup> 区間			せん断余裕度	せん断応力度レベル $\tau_u / F_c$			
		断面 $b \times D_c$ (mm)	RC区間長さ $L_{rc}$ (mm)	S梁埋込長さ <sup>※2</sup> $b_l$ (mm)	$F_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	主筋 <sup>※3</sup>	せん断補強筋 <sup>※4</sup>	$p_{we}$	集中補強筋 <sup>※4</sup>					S区間長さ $L_s$ (mm)		
									形状	埋込始端側 <sup>※5</sup>	埋込終端側					
I	No.7	650×800	1075	1000 (2.0)	36	8/2-D19	4-S8@60	0.008	C	3組 6-S8	4組 4-S8	BH-500×200×9×16	1350	1.55	0.092	
	No.9					5組 4-S10	5組 4-S8		1.67	0.094						
II	No.10	650×670				6/2-D19 (SD490)	4-S8@75		0.011	D	4組 4-S10			4組 4-S8	1.64	0.088
	No.11					1.00	0.125									
	No.12					0.99	0.129									
III	No.13	500×670			30	6/2-D19	36	0.010	3組 4-S10	3組 4-S8	H-500×200×10×16	0.76		0.181		
	No.14				24		4-D6@50					0.010		1.21	0.122	
	No.15				36		4-S8@75					0.011		1.22	0.106	
	No.16						4-S8@125					0.007		1.21	0.095	
	No.17						4-S8@150					0.006		1.22	0.091	
	No.18				48		4-S8@75					0.011		1.50	0.078	
	No.19		450×670	36	7/4-D19		4-S8@200					0.005	4組 4-S10	4組 4-S8	0.90	0.115

- ※1 S梁の材質は、SN490Bとする。
- ※2 ()内は、S梁せいに対するS梁埋込長さの比を示す。
- ※3 RC梁主筋の材質は、特記なき限りSD390とする。
- ※4 せん断補強筋、集中補強筋の材質は、No.14のみSD345,その他はKSS785とする。
- ※5 埋込始端側は、溶接閉鎖型とし、非貫通タイプ機械式定着具上にも配筋する。

2. 実験概要

2.1 試験体概要

既報の No.1~8 (実験シリーズ I) の実験結果を踏まえて、ハイブリッド梁を一般階に適用することを目的とした実験シリーズ II および III を計画した。試験体一覧を表-1に、試験体形状を図-2に、材料試験結果を表-2に示す。実建物を想定したハイブリッド梁は、内法長さ 11000mm、RC 梁断面 1300×1600~850×1000mm、RC 部長さ 2150mm、鉄骨部断面 H-1000×300~H-700×300、S 梁埋込長さは S 梁せいの 2 倍程度である。試験体は、これを 1/2~2/3 に縮小したモデルで、破壊形式は、RC 梁の曲げ降伏が先行する 10 体 (No.9~18) と、せん断破壊が先行する 1 体 (No.19) の計 11 体とした。

実験シリーズ II の No.9~No.13 では、S 梁の断面寸法と材種、鉄骨梁せいに対する S 梁埋込長さの比 (2.0)、埋込始端側の集中補強筋を共通とした。埋込始端側の集中補強筋は、外周部・中子筋ともに溶接閉鎖型とし、RC 梁内での増幅を考慮したせん断力を補う量とした。また、RC 梁の断面寸法、梁主筋の材種、コンクリート強度を実験因子とし、No.11 を基準試験体とした。

実験シリーズ III の No.14~19 では、シリーズ II の変形性能を改善するために、せん断余裕度 1.0 以上 (No.19 を除く) を確保する計画とした。ここで、せん断余裕度は、曲げ終局耐力に対するせん断終局耐力の比であり、せん断終局耐力は RC 梁内でのこ作用によるせん断力の増幅<sup>2)</sup>を考慮して低減している。また、No.11 の変形性能を改善した No.15 を基準試験体として、RC 梁のせん断応力度レベルに着目するとともに、有効せん断補強

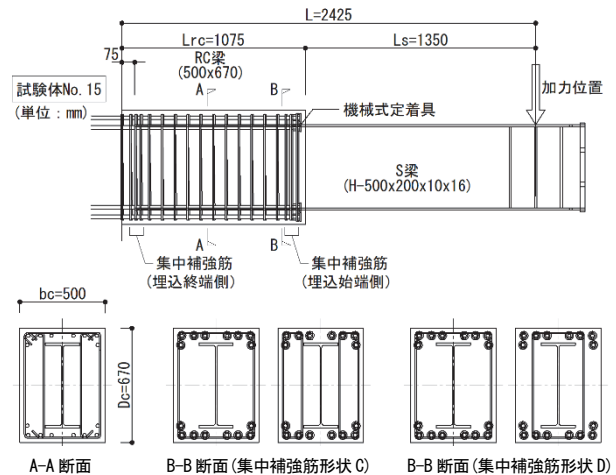


図-2 試験体形状

表-2 材料試験結果

(a) 鉄筋・鉄骨				(b) コンクリート		
呼び名	試験体	$\sigma_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\epsilon_y \times 10^{-6}$	試験体	$c\sigma_B$ (N/mm <sup>2</sup> )	$E_c$ (N/mm <sup>2</sup> )
D6	No.14	477.1*	2648	No.7	40.0	31260
	No.14	457.5	2456	No.9	42.2	31000
D19	No.7	452.0	2430	No.10	42.7	31100
	No.9~11	436.0	2130	No.11	40.8	31500
	No.15~19	421.6	2363	No.12	38.8	29300
	No.12,13	540.0	2630	No.13	26.7	24700
	No.7	1037.0	5410	No.14	23.6	28320
S8	No.9~13	928.0	4530	No.15	36.8	33000
	No.14~19	1066.4*	5767	No.16	39.1	32160
	No.9~13	998.0	4870	No.17	41.7	32220
S10	No.14~19	1025.6*	5387	No.18	55.4	36720
	No.7	381.0	1840	No.19	44.9	32460
PL9	No.9~13	395.0	1930			
	No.14~19	380.9	1880			
PL10	No.7	371.0	1770			
	No.9~13	340.0	1660			
	No.14~19	368.7	1930			

\*は0.2%オフセットひずみによる

筋比、コンクリート強度を実験因子とした。ここで、せん断応力度レベル（以下、「 $tu/Fc$ 」）は、RC 梁の断面に生じる平均せん断応力度（RC 梁内での増幅を考慮したせん断力を RC 梁の有効断面積（ $b \times j$ ）で除した値）をコンクリートの設計基準強度で除した値である。また、有効せん断補強筋比（以下、「 $p_{we}$ 」）は、靱性保証型指針<sup>3)</sup>に示されており、梁幅は根巻き柱脚の設計<sup>4)</sup>を参考に RC 梁断面から鉄骨の梁幅分を除外している。

## 2.2 加力方法

加力装置を図-3に示す。ハイブリッド梁の自由端側の先端に取り付けた 1000kN 押し引きジャッキにより、片持ち梁形式で加力した。その際、加力に伴う変形により梁にねじれが生じないように、先端に面外振れ止め装置を取り付けた。加力パターンを図-4に示す。部材角  $R=40 \times 10^{-3} \text{rad}$  まで漸増し、その後は破壊状況により最大  $R=100 \times 10^{-3} \text{rad}$  まで片押しで加力した。加力方向は、梁の上端が引張となる方向を正加力とした。

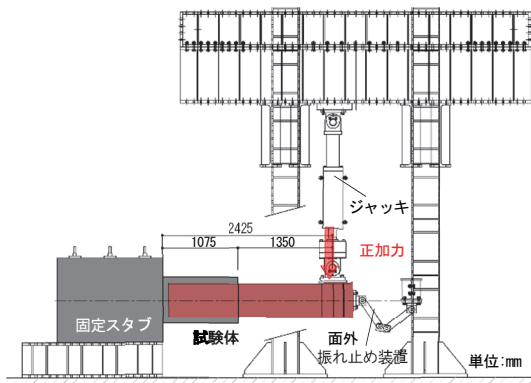


図-3 加力装置

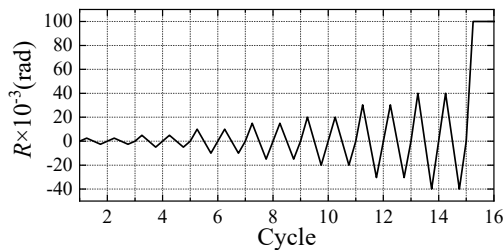


図-4 加力パターン

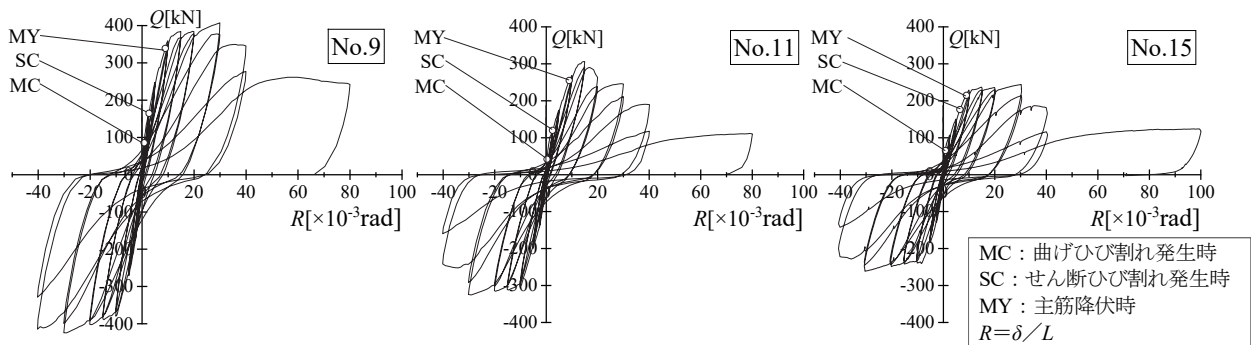


図-5 荷重部材角関係例

## 3. 実験結果および検討

### 3.1 荷重一部材角関係および破壊性状

試験体の荷重部材角関係の一例を図-5に示す。図中には、曲げひび割れとせん断ひび割れの発生時、および主筋降伏時を併せて示している。No.11、15はNo.9に比べ梁せいが小さくなっていること、No.15はさらに梁主筋量が少ないことから、それぞれの RC 梁の曲げ耐力は異なっている。また、RC 断面が基礎梁相当の No.9 は  $R=30 \times 10^{-3} \text{rad}$  で荷重が低下したのに対し、RC 断面を一般階相当にした No.11 は主筋降伏後  $R=16 \times 10^{-3} \text{rad}$  で早期に荷重低下を示した。詳しくは後述するが、これは  $tu/Fc$  が大きいことが原因と考えられ、これを一定値以下に抑えることで、No.15 のように一般階相当の RC 断面においても  $R=30 \times 10^{-3} \text{rad}$  まで荷重を維持できた。

### 3.2 実験因子の影響

各因子による包絡線の比較を図-6に、ひび割れ状況を写真-1に示す。各因子を比較した結果、以下のことがわかった。

#### a. 埋込始端側の集中補強筋量

埋込始端側の集中補強筋量の影響を調べるために、No.7、9を比較して図-6(a)に示す。No.7(3組 6S8)は主筋降伏後  $R=20 \times 10^{-3} \text{rad}$  で荷重低下が見られたが、No.9(5組 4S10)の荷重低下は  $R=30 \times 10^{-3} \text{rad}$  であり、埋込始端側の集中補強筋量は、RC 梁内での増幅を考慮したせん断力を補う量とすることで変形性能が改善した。

#### b. RC 断面の大きさ

RC 断面の大きさの影響を調べるために、No.9、10、11を比較して図-6(b)に示す。No.10(650×670mm)とNo.9(650×800mm)を比較すると、RC 梁せいの違いによる曲げ耐力の差はあるものの、S 梁のかぶり厚さの違いによる荷重低下への影響は見られなかった。一方、No.11(500×670mm)では、 $R=9.0 \times 10^{-3} \text{rad}$  の主筋降伏後に最大荷重を迎え、早期に荷重が低下した。これは、RC 断面を狭めたことでせん断余裕度が下がり、せん断応力度レベルが上がった影響と考えられる。

#### c. RC 梁主筋の材種とコンクリート強度

RC 梁主筋の材種とコンクリート強度の影響を調べるために、No.11、12、13を比較して図-6(c)に示す。

No.11 (SD390) と No.12 (SD490) を比較すると、主筋の材種の違いによる包絡線への影響は見られなかった。また、No.12 (SD490, Fc36) と No.13 (SD490, Fc30) の比較では、最大荷重を迎えた  $R=15 \times 10^{-3} \text{rad}$  までは有意な差は見られなかったが、それ以降で No.13 が荷重低下を示した。これは、コンクリート強度を低くしたことで、せん断余裕度が下がり、せん断応力度レベルが上がったことが影響していると考えられる。

d. せん断応力度レベル ( $\tau u / F_c$ )

$\tau u / F_c$  の影響を調べるために、No.14, 15, 18 を比較して図-6 (d) に示す。ここでは、各試験体の曲げ強度が異なるため、図中縦軸は各試験体の RC 梁の曲げ強度時のせん断力 ( $\tau_c Q_{mu}$ ) で除した値で基準化している。

No.14 (0.122) は、 $R=8.2 \times 10^{-3} \text{rad}$  で曲げ降伏後、側面に埋込始端側から斜めに伸びるせん断ひび割れが進展し (写真-1 (a))、 $R=20 \times 10^{-3} \text{rad}$  で荷重が低下した。No.15 (0.106) は、 $R=9.1 \times 10^{-3} \text{rad}$  で曲げ降伏後、側面の埋込終端側の曲げひび割れが進展したが (写真-1 (b))、 $R=30 \times 10^{-3} \text{rad}$  から No.14 と同様に埋込始端側からのせん断ひび割れが進展し、荷重が低下した。No.18

(0.078) は、 $R=7.4 \times 10^{-3} \text{rad}$  で曲げ降伏後、側面の埋込終端側の曲げひび割れが進展し、 $R=40 \times 10^{-3} \text{rad}$  から荷重が低下しており、せん断応力度レベルを抑えることで曲げ破壊型の傾向が強くなり、靱性能が向上する効果が見られた。

e. 有効せん断補強筋比 ( $p_{we}$ )

$p_{we}$  の影響を調べるために、No.15, 16, 17 を比較して図-6 (e) に示す。No.15 (0.011) は、 $R=30 \times 10^{-3} \text{rad}$  で荷重低下した。No.16 (0.007)、No.17 (0.006) は  $R=9.0 \times 10^{-3} \text{rad}$  で曲げ降伏後、側面に埋込始端側から斜めに伸びるせん断ひび割れが進展し (写真-1 (c))、 $R=15 \times 10^{-3} \text{rad}$  で荷重低下しており、せん断余裕度が 1.2、 $\tau u / F_c$  が 0.095 程度でも変形性能が低くなった。

4. 耐力評価と変形性能

4.1 RC 梁の曲げ強度およびせん断強度

a. 終局曲げ強度の評価

RC 梁の終局曲げ強度 ( $\tau_c M_u$ )、および終局曲げ強度時のせん断力 ( $\tau_c Q_{mu}$ ) は、文献(6)に準拠した次の式(1)、

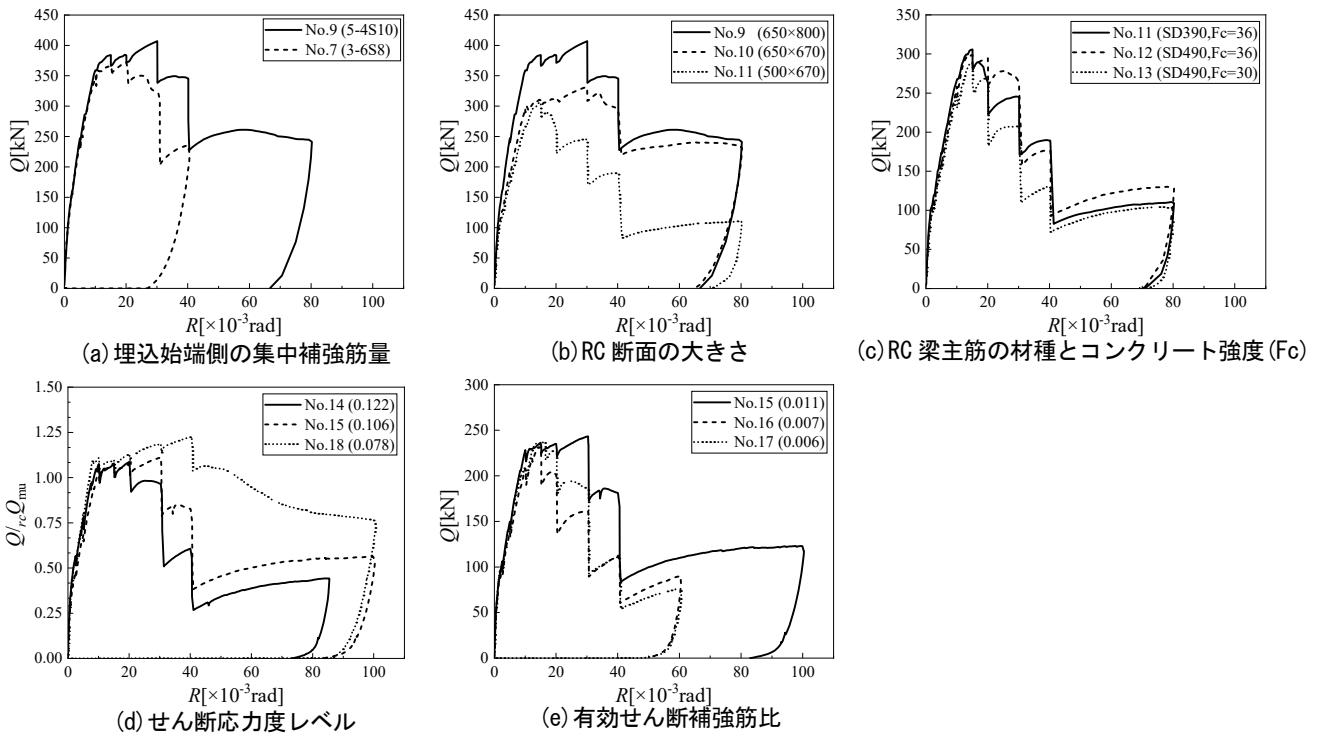


図-6 包絡線の比較

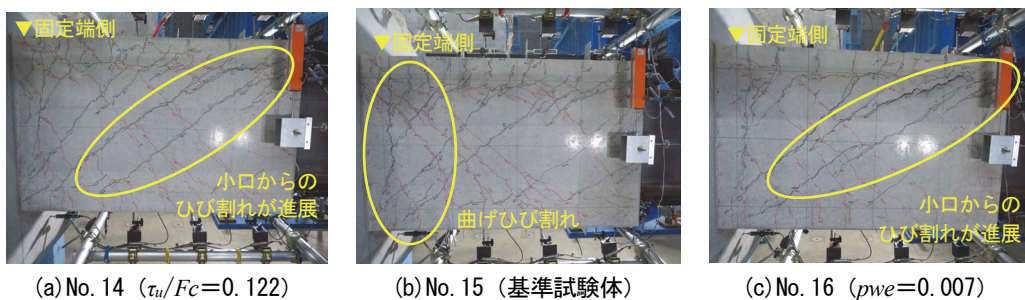


写真-1 試験体のひび割れ状況例 ( $R=20 \times 10^{-3} \text{rad}$ )

(2)により求められる。

$${}_{rc}M_u = 0.9 \cdot m a_t \cdot m \sigma_y \cdot {}_{rc}d \quad (1)$$

$${}_{rc}Q_{mu} = {}_{rc}M_u / L \quad (2)$$

ここで、 $m a_t$ :引張鉄筋断面積(mm<sup>2</sup>)、 $m \sigma_y$ :引張鉄筋降伏強度(N/mm<sup>2</sup>)、 ${}_{rc}d$ :RC 梁の有効せい(mm)、 $L$ :梁の長さ(mm)

b. 終局せん断強度の評価

RC 梁の終局せん断強度 ( ${}_{rc}V_u$ ) には鉄骨幅を除いた幅が応力伝達に有効であると考え、文献 3) の終局せん断強度式において、全幅から鉄骨フランジ幅を引いたものを RC 梁の有効幅として式(3)で評価する。また、ハイブリッド梁のせん断強度 ( ${}_{rc}Q_{su}$ ) は、RC 梁内でのせん断力の増幅を考慮し式(4)で評価する。このとき鉄骨に作用する支圧力は三角形分布になると仮定し、てこ作用の反力位置を求めた。

$${}_{rc}V_u = \min({}_{rc}V_{u1}, {}_{rc}V_{u2}, {}_{rc}V_{u3}) \quad (3)$$

$${}_{rc}V_{u1} = {}_{rc}Q_{tr} + {}_{rc}Q_{ar}$$

$${}_{rc}V_{u2} = \frac{\lambda \cdot v \cdot c \sigma_B + p_{we} \cdot w \sigma_y}{3} {}_{rc}b_e \cdot {}_{rc}j_e$$

$${}_{rc}V_{u3} = \frac{\lambda \cdot v \cdot c \sigma_B}{2} {}_{rc}b_e \cdot {}_{rc}j_e$$

$${}_{rc}Q_{tr} = \mu \cdot p_{we} \cdot w \sigma_y \cdot {}_{rc}b_e \cdot {}_{rc}j_e$$

$${}_{rc}Q_{ar} = \left( v \cdot c \sigma_B - \frac{(1 + \cot^2 \phi) p_{we} \cdot w \sigma_y}{\lambda} \right) \frac{{}_{rc}b \cdot {}_{rc}D}{2} \tan \theta$$

$${}_{rc}Q_{su} = {}_{rc}V_u \times \frac{4_b l}{6_s l - b_l} \quad (4)$$

ここで、 ${}_{rc}j_e$ :トラス機構に関する断面の有効せい(mm)、 ${}_{rc}b_e$ :トラス機構に関する断面の有効幅で外側のせん断補強筋芯々間距離から鉄骨フランジ幅を引いた値(mm)、 $w \sigma_y$ :せん断補強筋降伏強度(N/mm<sup>2</sup>)、 $p_{we}$ :有効せん断補強筋比、 $\mu$ :トラス機構の角度を表す係数、 $R_p$ :終局限界状態での塑性回転角(rad)で曲げ降伏先行型の場合 0.015、せん断破壊型の場合 0 とした、 $l_s$ ,  $l_b$ :部材長さ(mm)で表-1による、他の記号は文献 3) を参照。

4.2 実験値と計算値の比較と変形性能

各試験体の計算値と実験結果を表-3に示す。表中のせん断余裕度とは、式(4)によるハイブリッド梁のせん断強度 ( ${}_{rc}Q_{su}$ ) を式(2)による RC 梁の曲げ強度時のせん断力 ( ${}_{rc}Q_{mu}$ ) で除した値 ( ${}_{rc}Q_{su} / {}_{rc}Q_{mu}$ ) を示す。 ${}_{rc}Q_{su}$  の算定の際、せん断破壊型を目標とした No.19 を除き、塑性回転角  $R_p$  を 0.015rad としている。耐力余裕度とは、 $Q_{max}$  を  ${}_{rc}Q_{mu}$  で除し無次元化した値 ( $Q_{max} / {}_{rc}Q_{mu}$ ) を示す。限界変形角は、2 サイクル目の荷重が急落した時点、または荷重が 80%以下となった時点での変形角とし、優れた変形性能が要求される部材種別 FA の限界変形角 1/40 (25×10<sup>-3</sup>rad) 以上<sup>5)</sup>を目標変形角とした。

せん断余裕度と耐力余裕度の関係を図-7に示す。同

表-3 計算値と実験結果

試験体	計算値			実験結果		最大耐力時変形角 ×10 <sup>-3</sup> (rad)	限界変形角 $R_u$ ×10 <sup>-3</sup> (rad)
	${}_{rc}Q_{mu}$ (kN)	${}_{rc}Q_{su}$ (kN)	せん断 余裕度 ${}_{rc}Q_{su} / {}_{rc}Q_{mu}$	$Q_{max}$ (kN)	耐力 余裕度 $Q_{max} / {}_{rc}Q_{mu}$		
No.9	344	573	1.67	407	1.18	30	40
No.10	284	464	1.64	331	1.17	30	40
No.11	284	285	1.00	306	1.08	15	30
No.12	279	276	0.99	299	1.07	15	30
No.13	279	213	0.76	289	1.03	15	20
No.14	165	199	1.21	179	1.09	20	30
No.15	219	267	1.22	243	1.11	30	30
No.16	219	265	1.21	232	1.06	15	20
No.17	219	267	1.22	238	1.09	15	20
No.18	219	330	1.50	269	1.22	40	57
No.19	298	269	0.90	254	0.85	15	15

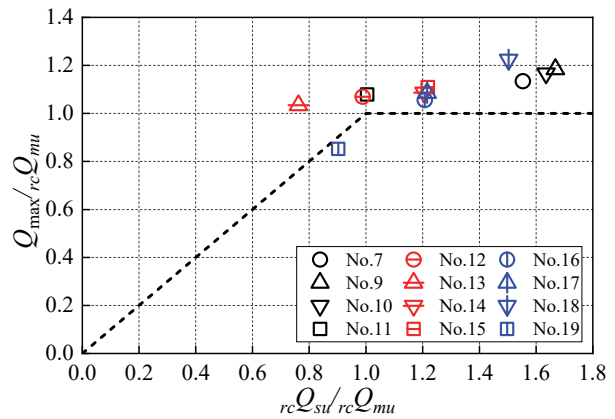
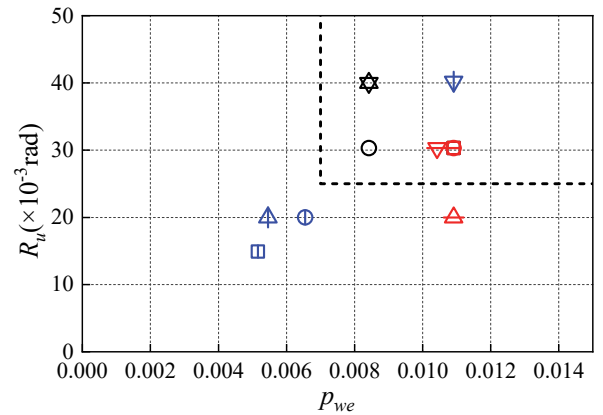
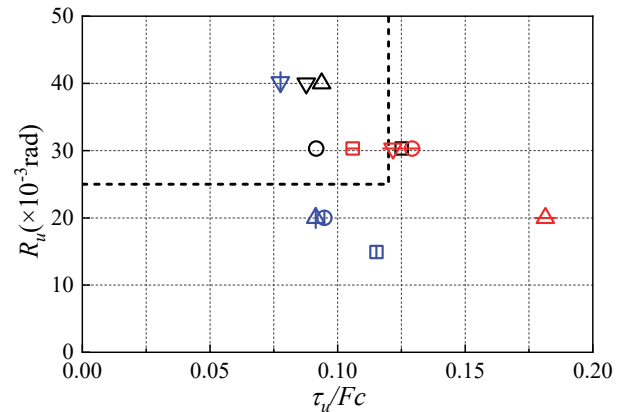


図-7 せん断余裕度と耐力余裕度



(a) 有効せん断補強筋比と限界変形角



(b)  $\tau_u / F_c$  と限界変形角

図-8 実験因子と限界変形角の関係

図中の破線は、 $Q_{max}$  と計算値 ( $rcQ_{mu}$  または  $rcQ_{su}$ ) が等しい値であることを示す。せん断余裕度が 1 以上では、実験値は曲げ強度に対する計算値以上であった。また、各試験体の限界変形角、最大変形角を比較すると、ハイブリッド梁の有効せん断補強筋比とせん断応力度レベルが、変形性能に及ぼす影響が大きいことがわかった。

有効せん断補強筋比 ( $p_{we}$ ) と限界変形角の関係を図-8 (a) に示す。 $p_{we}$  が高いほど限界変形角が大きい傾向が見られ、コンクリート強度が低く、 $\tau u/Fc$  が高かった No.13 を除き、 $p_{we}=0.007$  以上で目標性能が満たされている。

せん断応力度レベル ( $\tau u/Fc$ ) と限界変形角の関係を図-8 (b) に示す。 $\tau u/Fc$  が低いほど限界変形角が大きい傾向が見られ、 $p_{we}$  が 0.007 以下の試験体を除き、 $\tau u/Fc=0.12$  以下で目標性能が満たされている。

以上のことから、目標性能を確保するには、埋込始端側の集中補強筋は、部材に作用するせん断力と曲げモーメントの伝達時にアーチ機構が負担するせん断力を補う量とし、せん断余裕度を 1.0 以上、 $p_{we}$  を 0.007 以上、 $\tau u/Fc$  を 0.12 以下とする必要があると考えられる。

## 5. まとめ

構造実験を行い、変形性能の確保や損傷制御の方法について以下のことが確認でき、ハイブリッド梁の一般階への適用が可能となった。

- i. 一般階を想定した RC 梁断面において、せん断応力度レベルを 0.12 以下、有効せん断補強筋比を 0.007 以上とすることで、 $R=25 \times 10^{-3} \text{rad}$  以上の変形性能を確保できる
- ii. 終局せん断強度の算定において、塑性回転角  $R_p=0.015$  を考慮するとともに、せん断余裕度を 1.0 以上とすることで、耐力余裕度は 1.05 以上となり、計算値は実験値を安全に評価する

## 6. あとがき

S 梁の端部を RC 梁とするハイブリッド梁に関して、S 梁の埋込長さを S 梁せいの 2 倍とした場合の構造性能を実験により明らかにし、「奥村式ハイブリッド梁構法」として日本建築総合試験所の建築技術性能証明を取得した。この開発を機に積極的に実建物へ提案していきたい。

### 【参考文献】

- 1) 岸本 剛、山上 聡、小山慶樹、端部 RC 造・中央部 S 造で構成される複合構造梁の開発、奥村組技術研究年報、No.46、2020.9
- 2) 鋼コンクリート構造接合部の応力伝達と抵抗機構、日本建築学会、2011

- 3) 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
- 4) 鋼構造接合部設計指針」、日本建築学会、2021.2
- 5) 鉄筋コンクリート構造保有水平耐力計算規準・同解説、日本建築学会、2021.2
- 6) 2020 年版 建築物の構造関係技術基準解説書、建築行政情報センター