

# 端部 RC 造・中央部 S 造で構成される複合構造梁の開発

## －終局強度と靱性能の評価－

### Development of Hybrid Beam Consisted of H-Shaped Steel and Reinforced Concrete - Evaluating Ultimate Strength and Deformation Capacity -

岸本 剛\* 山上 聡\* 小山慶樹\*

#### 要 旨

梁の端部を RC 造、中央を 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。一方で、S 造の梁（S 梁）を RC 造の梁（RC 梁）に埋め込んで両者の応力伝達を図る場合、てこ機構により RC 梁に作用するせん断力が S 梁のせん断力よりも大きくなり、それは埋め込み長さが短いほど大きくなるため、一般的に埋め込み長さは鉄骨せいに対し 2.5 倍以上必要とされる。今回、埋め込み長さを鉄骨せいの約 2 倍と従来よりも短くしたハイブリッド梁の構造実験を行い、構造性能を明らかにするとともに、せん断余裕度と靱性能の関係や終局強度の算定方法の妥当性を確認した。

キーワード：複合構造梁、鉄筋コンクリート造、鉄骨造、せん断強度、靱性能

#### 1. まえがき

物流倉庫や事務所ビルなどの建築物には、RC 造よりも軽量で大スパンが可能となる S 造が多く利用される。さらに、近年の鉄骨の材料費や加工費の高騰などから経済的な設計を実現するために、梁を S 造としたままで柱のみ RC 造とする混合構造が用いられることも多くなっている。しかし、この構造形式では一般に異種構造間の応力伝達を柱梁接合部で行うため、接合部の収まりが複雑になり、施工性の悪さが課題となっている。

これを解決する方法として、図-1 に示す柱と梁端を RC 造（以下、RC 梁）とし、梁中央を S 造（以下、S 梁）として、S 梁を RC 梁に埋め込む複合構造梁（以下、ハイブリッド梁）が注目されている。ハイブリッド梁では柱梁接合部を RC 造とするため施工性が良いことに加え、梁端が RC 造なので部材の剛性が高まり、梁のたわみや架構の変形角を小さくできる利点がある。

一方、このような埋め込み形式で応力伝達を図る場合、図-2 に示すように、S 梁が RC 梁に埋め込まれる区間（以下、切り替え区間）では、S 梁のせん断力は支圧反力によるてこ機構により RC 梁へ伝達され、それに伴い RC 梁のせん断力は S 梁のせん断力よりも大きくなる。この支圧反力に対し、図-3 に示すように、切り替え区間の始端側（S 梁側）、終端側（柱フェース側）にせん

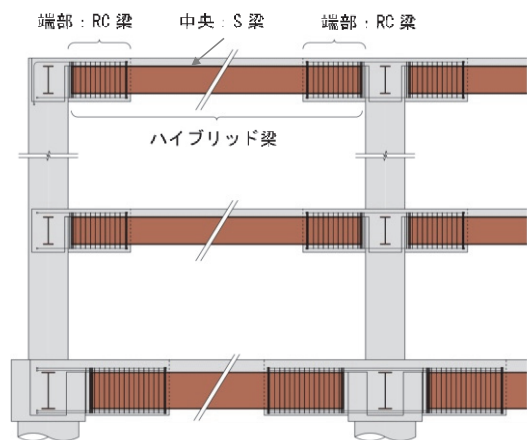


図-1 ハイブリッド梁を用いた架構例

断補強筋を高密度に配筋（以下、集中補強筋）し、その引張力で抵抗する方法が提案されている。しかし、てこ機構に伴う支圧反力は切り替え区間が短いほど大きくなることから、埋め込み形式では S 梁せいの 2.5 倍以上埋め込ませる必要がある。そのため、設計上の制約を大きく受けるものとなっている。

そこで、筆者らは切り替え区間を鉄骨せいの 2 倍程度まで小さくしたハイブリッド梁の開発を目指し、てこ機構を考慮したせん断力に対する集中補強筋量の算定方法

\*技術研究所建築研究グループ

や、せん断余裕度（曲げ強度に対するせん断強度の比）と靱性能の関係について明らかにするため構造実験を行った。

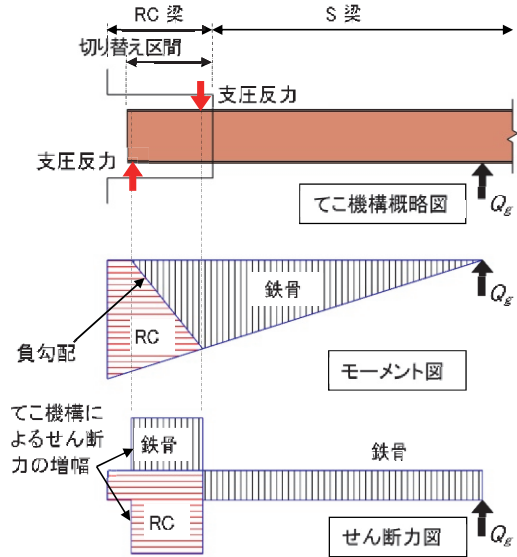
## 2. 実験概要

### 2.1 試験体概要

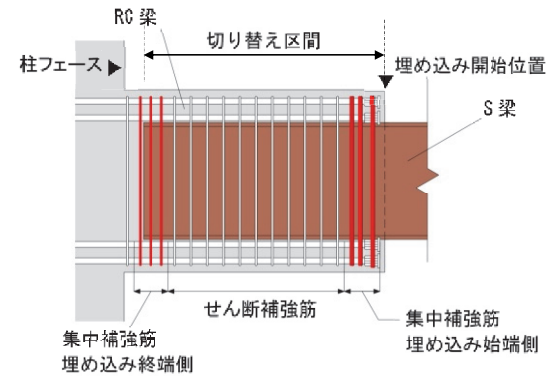
表一に試験体一覧を、表二に材料試験結果を、図一四に試験体形状を示す。試験体は実建物で適用するハイブリッド梁（梁内法長さが11～13m程度）の縮小モデルで、RC梁の曲げ降伏が先行するように計画した7体（No.1～7）、せん断破壊が先行するように計画した1体（No.8）の計8体である。

No.1～No.6は、集中補強筋の配筋量や形状、せん断補強筋が曲げ強度や靱性能に与える影響を確認するための縮尺1/2.5の試験体である。No.1は基準試験体で、集中補強筋の中子筋形状を両端135°フック形状とし、外周筋と合わせ計4本掛けを1組とし、貫通型の機械式定着具の両側に計4組配筋している。No.1に対しNo.2は同形状の集中補強筋を5組にした試験体、No.3はせん断補強筋比を1/2にした試験体である。No.4、No.5はNo.3に対し、集中補強筋量を因子とした試験体で、梁主筋には非貫通型の機械式定着具を用い、その片側にNo.3と同様の形状でNo.4では3組、No.5では2組配筋している。ここで集中補強筋量は、後述する計算で求まる必要量に対する実際の配筋量の比（集中補強筋余裕度）が、埋め込み始端側でNo.1とNo.3が1程度、No.4とNo.5が1以下になるように計画している。また、No.6は集中補強筋の中子筋の形状を溶接閉鎖型とし計6本掛けを3組配筋した試験体である。

No.7、No.8は実大に近いスケールで曲げ強度やせん断強度を確認するため、載荷装置の上限となる縮尺1/2で計画した。集中補強筋の形状はNo.6と同じとし、できるだけ多く配筋できるように機械式定着具の直上にも



図一 応力伝達モデル



図二 RC梁の詳細例

集中補強筋の一部を配置している。No.8はせん断破壊となるようにRC梁幅とせん断補強筋を減らした試験体である。なお、試験体共通で設計基準強度は $Fc36$ とし、RC梁の切り替え区間を鉄骨せいの約2倍とした。

表一 試験体一覧

試験体	試験体長 $L$ (mm)	RC梁								S梁 <sup>4)</sup>							
		断面 $b_c \times D_c$ (mm)	長さ $L_{rc}$ (mm)	梁主筋 <sup>1)</sup>	せん断補強筋 <sup>2)</sup>		形状	集中補強筋 <sup>3)</sup>		断面	長さ $L_s$ (mm)	切り替え区間 $L_{src}$ (mm)					
					配筋	pw (%)		埋め込み始端側 配筋	埋め込み終端側 集中補強筋 余裕度								
No. 1	2480	400x560	800	6/2-D16	4-S6@50	0.64	A	4-S6x4組	1.04	4-S6x3組	1.07	BH-360x120 x6x12	1680	740 (2.06)			
No. 2								4-S6x5組	1.29		1.05						
No. 3								4-S6x4組	1.04		1.07						
No. 4					3-S6@75	0.32	B	4-S6x3組	0.73	1.00							
No. 5								4-S6x2組	0.50	4-S6x2組	0.69						
No. 6								4-S6@50	0.64	C	6-S6x3組				1.04	4-S6x3組	0.95
No. 7	2425	650x800	1075	8/2-D19	4-S8@60	0.51	C	6-S8x3組	0.98	4-S8x4組	1.39				BH-500x200 x9x16	1350	1000 (2.00)
No. 8		450x800		8/6-D19	4-S8@150	0.30		6-S8x4組	1.09	1.15	H-500x200 x10x16						

1) 梁主筋の鋼種、D16はSD390、D19はSD490、2) せん断補強筋の鋼種、全試験体785N/mm<sup>2</sup>級、3) 集中補強筋の形状、A:非溶接閉鎖型の中子筋を貫通タイプ機械式定着具の両側に配筋、B:非溶接閉鎖型の中子筋を非貫通タイプ機械式定着具の内側に配筋、C:溶接閉鎖型の中子筋を非貫通タイプ機械式定着具上に配筋、詳細は図一四参照、集中補強筋の鋼種、全試験体785N/mm<sup>2</sup>級、4) 鉄骨の鋼種はSN490B、切り替え区間 $L_{src}$ はRCへ埋め込まれた鉄骨の長さ、( )内は鉄骨せいに対する比率

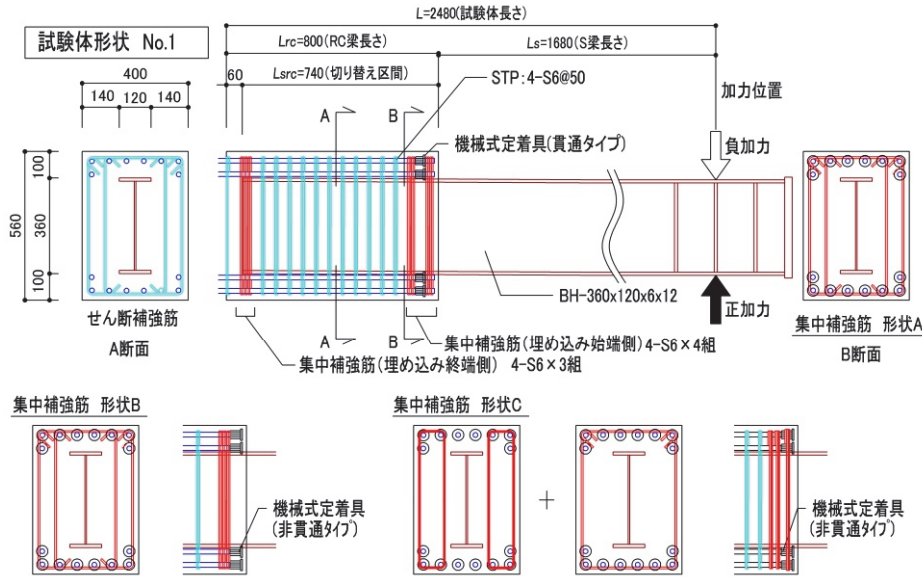


図-4 試験体形状

2.2 加力方法

載荷装置を図-5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て片持ち梁形式で載荷した。その際、載荷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。

3. 実験結果および検討

3.1 荷重-部材角関係および破壊性状

写真-1にNo.1、No.5、No.8の $R=30.0 \times 10^{-3} \text{rad}$ における破壊状況を、図-6に試験体の荷重と部材角の関係を示す。また、図中には、各ひび割れ発生時期、および鉄筋の降伏時期も併せて示す。

No.1では、 $R=3.7 \times 10^{-3} \text{rad}$ にRC梁の側面に曲げひび割れが発生し、埋め込み始端側の小口面（以下、小口面）には $R=5.0 \times 10^{-3} \text{rad}$ に上フランジから斜めに伸びるひび割れが、 $R=7.3 \times 10^{-3} \text{rad}$ に下フランジから斜めに伸びるひび割れが発生し側面に繋がった。また、 $R=7.3 \times 10^{-3} \text{rad}$ に側面の中央にせん断ひび割れが発生して剛性が低下し、 $R=9.3 \times 10^{-3} \text{rad}$ に埋め込み始端近傍のS梁のフランジが、 $R=18.7 \times 10^{-3} \text{rad}$ に梁主筋が降伏ひずみに達し、 $R=30.0 \times 10^{-3} \text{rad}$ で最大荷重となった。その後、小口面のひび割れが大きく開き荷重が低下した。集中補強筋は降伏ひずみには達していない。S梁のフランジは降伏ひずみに達したものの、その後のひずみの伸びは梁主筋のひずみの伸びに比べ小さかったことから（図-8参照）、RC梁の曲げ降伏先行後のせん断破壊と判断した。

集中補強筋の少ないNo.5は、 $R=17.9 \times 10^{-3} \text{rad}$ に集中補強筋が降伏ひずみに達し、 $R=20.0 \times 10^{-3} \text{rad}$ に最大荷重に達した。最大荷重時には梁主筋は降伏ひずみに達していない。

表-2 材料試験結果

(a)鉄筋、鉄骨			
呼び名	試験体	$\sigma_y$ N/mm <sup>2</sup>	$\epsilon_y$ ×10 <sup>-3</sup>
S6	No.1,2,3	979	5.09
	No.4,5	945	4.96
	No.6	905	4.64
S8	No.7,8	1037	5.41
	No.1,2,3	439	2.29
D16	No.4,5	438	2.23
	No.6	448	2.37
D19	No.7,8	452	2.43
PL12	No.1,2,3	365	1.79
	No.4,5	352	1.92
	No.6	367	1.76
PL6	No.1,2,3	398	1.95
	No.4,5	403	2.30
	No.6	383	1.76
PL16	No.7	371	1.77
	No.8	394	1.87
PL9	No.7	381	1.84
PL10	No.8	414	1.88
(b)コンクリート			
試験体	$\sigma_B$ N/mm <sup>2</sup>	$E_c$ kN/mm <sup>2</sup>	
No.1	38.2	30710	
No.2	42.7	31980	
No.3	38.2	30410	
No.4	42.3	31600	
No.5	38.9	29800	
No.6	41.3	32560	
No.7	40.0	31260	
No.8	37.7	31660	

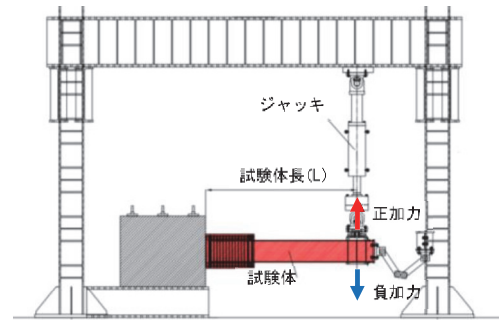


図-5 載荷装置

その後、RC梁の埋め込み始端側において鉄骨フランジ上下のコンクリートの剥落が進み荷重が低下し、小口面での支圧破壊となった。一方、No.1より集中補強筋量を増したNo.6は、最大荷重時 ( $R=30.0 \times 10^{-3} \text{rad}$ ) まではNo.1と同様の破壊状況を示した。さらに、 $R=40.0 \times 10^{-3} \text{rad}$ まで荷重低下が緩やかであった。

No.7は、 $R=1.6 \times 10^{-3} \text{rad}$ にRC梁の側面に曲げひび割れが発生し、小口面には $R=2.5 \times 10^{-3} \text{rad}$ に上フランジから斜めに伸びるひび割れが、 $R=5.0 \times 10^{-3} \text{rad}$ に下フランジから斜めに伸びるひび割れが発生しRC梁側面に繋がった。その後、S梁のフランジ、梁主筋が降伏ひずみに達した後、 $R=30.0 \times 10^{-3} \text{rad}$ で最大荷重に達した。その後、荷重が低下し、No.1と同様にRC梁の曲げ降伏後のせん断破壊となった。一方、No.8は、 $R=15.0 \times 10^{-3} \text{rad}$ で最大荷重に達した後、RC梁側面のひび割れが進展するとともに荷重が急落した。梁主筋の降伏はみられず、RC梁でのせん断破壊となった。

図-7に正加力時における包絡線の比較を示す。荷重は4章に示すRC梁曲げ強度時の梁せん断力 ( $v_c Q_{mu}$ ) で

無次元化している。集中補強筋の異なるNo.1、No.2、No.6では、 $R=20.0 \times 10^{-3} \text{rad}$ まで同様の包絡線を示したが、それ以降の荷重および変形性能に差がみられた。No.1に対し、集中補強筋量を増加させたNo.2、No.6は、No.1に比べ最大荷重は大きくなり、荷重低下も緩やかになった。同様に、集中補強筋の異なるNo.3、No.4、No.5の比較では、No.3とNo.4の包絡線はほとんど変わらないが、支圧破壊したNo.5のみ最大荷重が小さくなった。また、せん断補強筋比の異なるNo.1、No.3の比較では、せん断補強

筋の多いNo.1の方が荷重低下が緩やかであり、せん断補強筋比の増加により靱性能を向上させる効果がみられた。

### 3.2 切り替え区間の曲げモーメントの伝達

図-8に  $R=10 \times 10^{-3}$ 、 $20 \times 10^{-3} \text{rad}$  における切り替え区間の鉄骨のフランジと RC 梁の梁主筋のひずみ分布を試験体 No.1、No.7 について示す。フランジのひずみは埋め込み開始位置を最大とし固定端側に向かい概ね直線的に減少している。一方、梁主筋のひずみはフランジのひずみに対し逆勾配で大きくなっており、 $R=20 \times 10^{-3} \text{rad}$  では

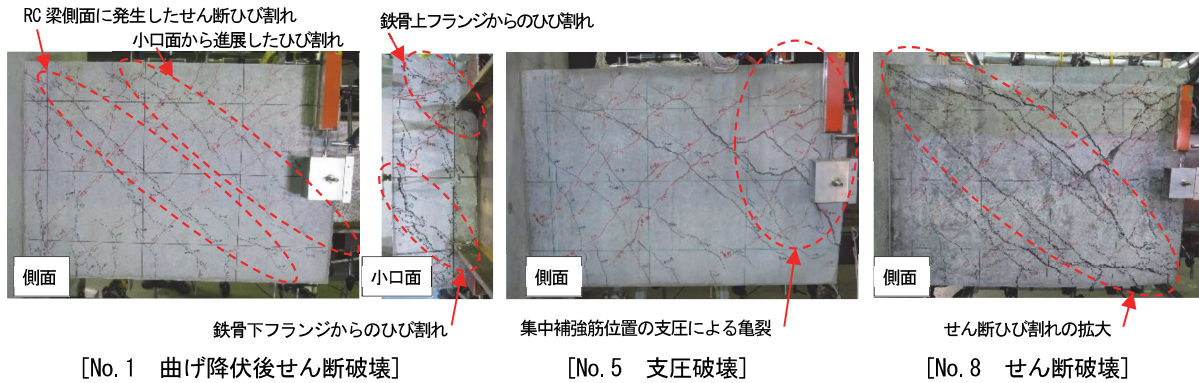


写真-1 破壊状況 ( $R=30.0 \times 10^{-3} \text{rad}$ )

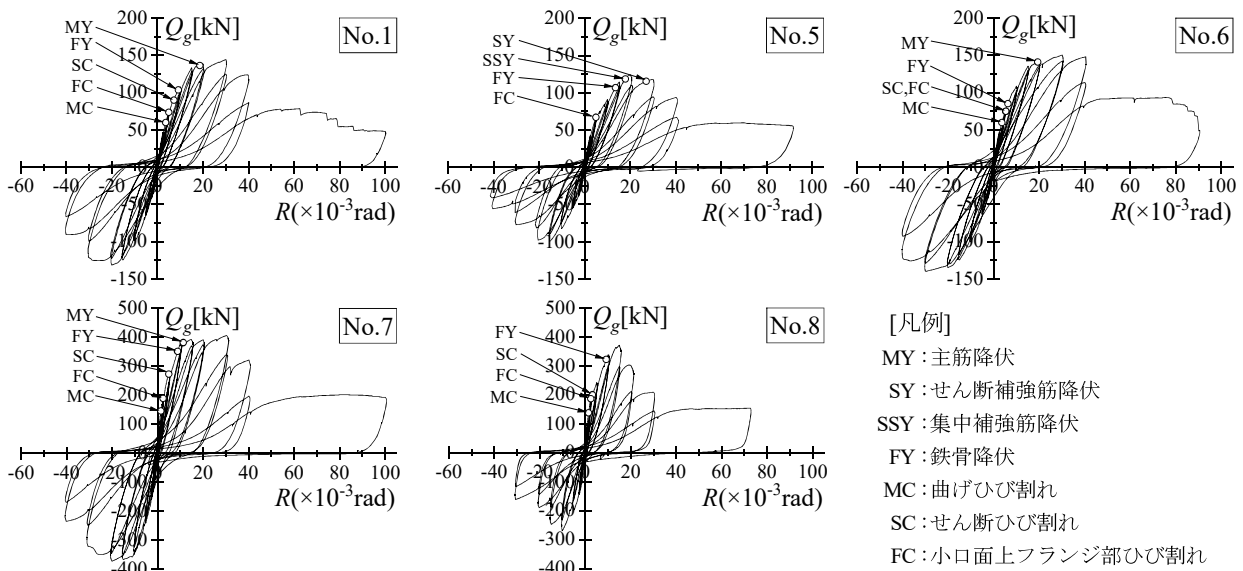


図-6 荷重-一部材角関係

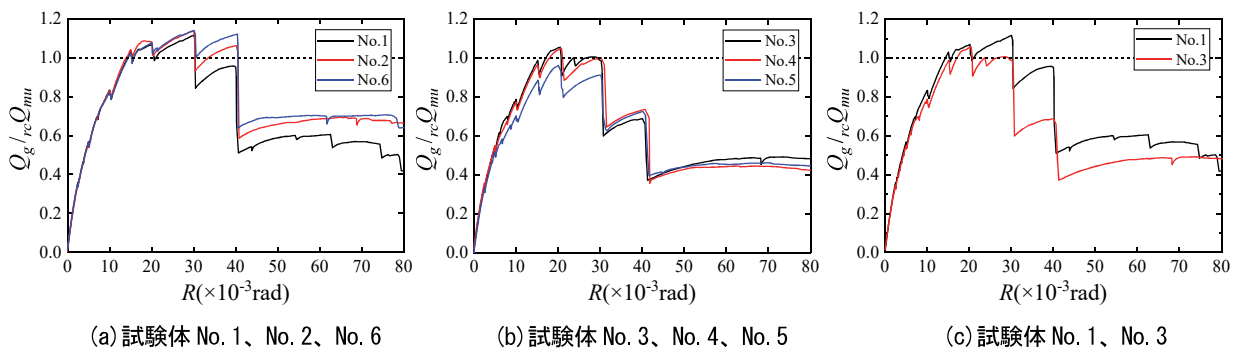


図-7 包絡線の比較



どちらの試験体も固定端側で降伏ひずみを大きく超えていた。これにより、S梁からRC梁に曲げモーメントが伝達され、RC梁の端部で曲げ降伏に至ったことがわかる。

3.3 切り替え区間の鉄骨のせん断力倍率

図-9に切り替え区間における鉄骨ウェブのひずみ測定位置とせん断力倍率を、図-10に試験体 No.1、No.6、No.7のR=10×10<sup>-3</sup>、20×10<sup>-3</sup>、最大荷重時のR=30×10<sup>-3</sup>radにおける鉄骨のせん断力倍率αを示す。αは切り替え区間の鉄骨に生じるせん断力(Q<sub>s</sub>)をS梁のせん断力(Q<sub>g</sub>)で除した値とする。ここで、Q<sub>s</sub>は鉄骨ウェブに貼り付けたゲージからせん断応力度を計算し、各断面位置の応力分布を図-9のように仮定して求めた。各試験体ともほとんどの位置でαは1を上回った。また、最大荷重時にはNo.1やNo.6で、αは最大で2倍以上、No.7で1.5倍程度となっており、切り替え区間の鉄骨に生じるせん断力がS梁のせん断力よりも大きくなっていることがわかる。

同図に合わせて、計算による倍率(計算値)を実線で示す。計算値(α<sub>c</sub>)は、図-9に示す支圧反力(Q<sub>B1</sub>、Q<sub>B2</sub>)が埋め込み始端側、終端側の集中補強筋位置に互いに逆向きに作用すると仮定し、切り替え区間の鉄骨に生じる曲げモーメントが集中補強筋の終端側で0になるとして、力の釣合いより式(1)で求めた。いずれの実験結果も式(1)による計算値を下回っていることから、式(1)によるせん断力倍率は実験値を安全に評価することがわかる。

$$\alpha_c = \frac{l_{B1}}{l_{B2}} \quad (1)$$

ここで、l<sub>B1</sub>:加力点から集中補強筋(始端側)までの距離(mm)、l<sub>B2</sub>:集中補強筋間距離(mm)

3.4 せん断補強筋、集中補強筋のひずみの推移

図-11に曲げ降伏後せん断破壊したNo.1、小口面で支圧破壊したNo.5、せん断破壊したNo.8の集中補強筋も含めたせん断補強筋のひずみ分布を示す。No.1とNo.5では埋め込み始端側のひずみが大きくなっており、埋め込み側の支圧反力が大きくなっていることがわかる。No.1はせん断補強筋と集中補強筋は降伏ひずみには達していないが、No.5は最大荷重時に降伏ひずみに達し

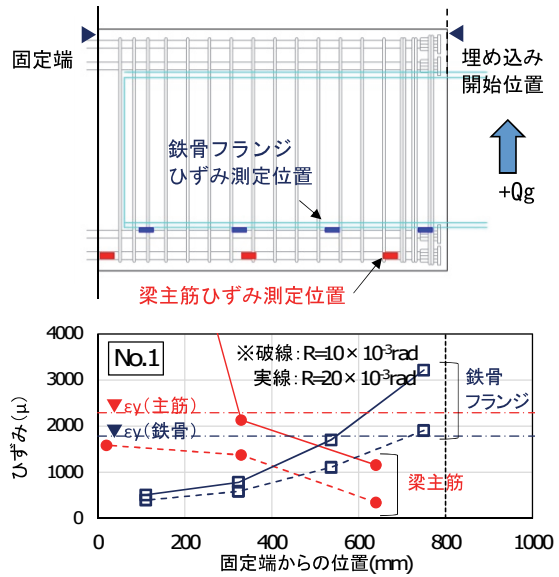


図-8 鉄骨フランジ、梁主筋のひずみ分布

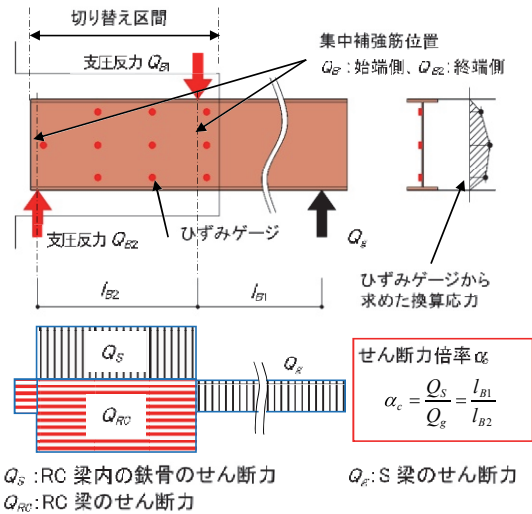


図-9 鉄骨のひずみ測定位置とせん断力倍率

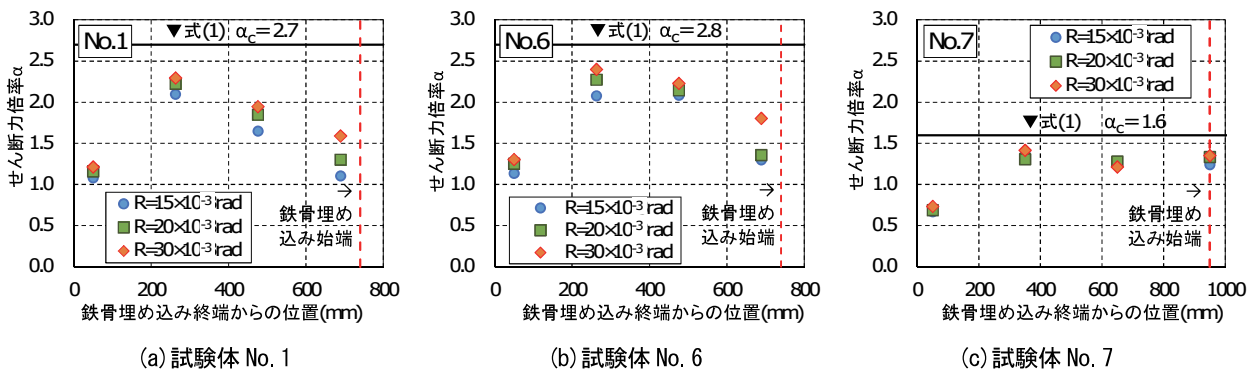


図-10 切り替え区間のせん断力倍率

ていた。また、No.8 は最大荷重時には集中補強筋よりもせん断補強筋のひずみが大きくなっていったが、それでも降伏ひずみの6割程度であった。せん断補強筋に高強度材料を使用したがる、RC 梁の破壊状況を見るとコンクリートの圧壊でせん断強度が決まったと推測される。

#### 4. 耐力評価

##### 4.1 RC 梁の曲げ強度およびせん断強度

###### a. 曲げ強度の評価

RC 梁の曲げ強度、および曲げ強度時のせん断力は文献<sup>2)</sup>に準拠した式(2)、(3)による。

$${}_{rc}M_u = 0.9 \cdot m a_t \cdot m \sigma_y \cdot {}_{rc}d \quad (2)$$

$${}_{rc}Q_{mu} = {}_{rc}M_u / L_0 \quad (3)$$

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)、 $L_0$  : 試験体長さ(mm)

###### b. せん断強度の評価

図-9のような応力状態を考えると、RC 梁の切り替え区間では鉄骨と鉄骨以外の RC 梁に作用するせん断力の方向が異なる。そのため、RC 梁のせん断強度には鉄骨幅を除いた幅が応力伝達に有効と考え、文献<sup>3)</sup>のせん断強度式において、RC 梁の有効幅を全幅から鉄骨フランジ幅を引いた幅とする式(4)で評価する。また、せん断強度をハイブリッド梁のせん断力に換算すると、式(5)となる。

$${}_{rc}V_u = \min({}_{rc}V_{u1}, {}_{rc}V_{u2}, {}_{rc}V_{u3}) \quad (4)$$

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

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

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

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

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

$${}_{rc}Q_{su} = {}_{rc}V_u \times \frac{l_{B2}}{l_{B1} + l_{B2}} \quad (5)$$

ここで、 ${}_{rc}j_e$  : トラス機構に関与する断面の有効せい(mm)、 ${}_{rc}b_e$  : トラス機構に関与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>)、 $\beta$  : せん断補強筋有効係数で実験結果より 0.6 とする、 $p_{we}$  : 有効せん断補強筋比、 $\mu$  : トラス機構の角度を表す係数で、終局限界状態でのヒンジ領域の回転角 (rad) を曲げ降伏先行型の場合 0.01、

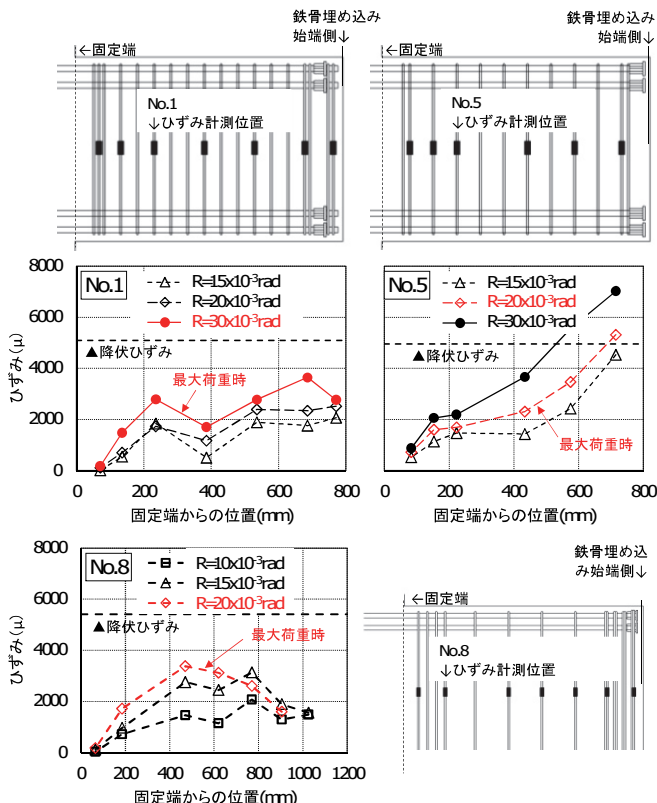


図-11 せん断補強筋、集中補強筋のひずみ分布

せん断破壊型の場合 0 として求める、 $l_{B1}$ 、 $l_{B2}$  : 支圧反力の作用位置 (mm) で図-9による、他の記号は文献<sup>3)</sup>を参照。

##### 4.2 集中補強筋量の算定

S 梁のせん断力、および曲げモーメントは、切り替え区間で鉄骨フランジからの支圧力により RC 梁へ伝達される。そのため、図-9に示す切り替え区間の始端位置、終端位置において支圧反力に見合う集中補強筋を式(6)により算定する。

$$\left. \begin{aligned} a_{B1} &= Q_{B1} / w \sigma_{py} \\ a_{B2} &= Q_{B2} / w \sigma_{py} \end{aligned} \right\} \quad (6)$$

ここで、 $a_{B1}$ 、 $a_{B2}$  : 埋め込み始端側、終端側の集中補強筋断面積(mm<sup>2</sup>)、 $Q_{B1}$ 、 $Q_{B2}$  : てこ機構による支圧反力(N)で図-9による、 $w \sigma_{py}$  : 集中補強筋の降伏強度(N/mm<sup>2</sup>)

##### 4.3 実験値と計算値の比較

表-3に実験値と計算値の比較を示す。表中のせん断余裕度とは、式(5)によるせん断強度 ( ${}_{rc}Q_{su}$ ) を、式(3)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。せん断余裕度が 1 以上、すなわち  ${}_{rc}Q_{mu}$  が  ${}_{rc}Q_{su}$  以下となる No.1~7 では、No.5 を除き RC 梁の曲げ降伏後のせん断破壊となり、想定通り曲げ降伏が先行する結果となった。また、計算値 ( $Q_u$ ) に対する実験値 (最大荷重  $Q_{max}$ ) は 1.05~1.14 となり実験

値は計算値を上回った。No.5 については、集中補強筋の配筋量が少なく、小口面で支圧破壊が先行し梁主筋が曲げ降伏していないことから、せん断余裕度が1以上にもかかわらず実験値は計算値を下回ったと考えられる。また、せん断余裕度が1未満であるNo.8では、RC梁がせん断破壊し、 $Q_U$ に対する最大荷重  $Q_{max}$  は1.05となり、実験値は計算値を上回った。

また、せん断余裕度と  $Q_{max}$  を  $rcQ_{mu}$  で無次元化した  $rcQ_{su} / rcQ_{mu}$  の関係を図-12に示す。同図中の実線は  $Q_{max}$  と計算値 ( $rcQ_{su}$  または  $rcQ_{mu}$ ) が等しい値であることを示す。すなわち、せん断余裕度が1以上の領域では、実験値が実線を上回ってれば曲げ強度に対する計算値 ( $rcQ_{mu}$ ) 以上であることを示し、同様に、せん断余裕度が1未満であれば、実験値がせん断強度に対する計算値 ( $rcQ_{su}$ ) 以上であることを示している。No.5を除き、RC梁が曲げ降伏後にせん断破壊した試験体、RC梁でせん断破壊した試験体のいずれも実験値は実線を上回っていることから、今回の実験の範囲では、RC梁の曲げ強度は式(3)で、せん断強度は式(5)で評価できると考えられる。

4.4 せん断余裕度と限界部材角の関係

図-13に、せん断余裕度と限界部材角の関係を示す。限界部材角 ( $R_{80}$ ) は、荷重一部材角関係において最大荷重の80%まで荷重が低下した時の部材角とした。ここで、梁部材の十分な靱性能を有する限界部材角を  $R_{80}=40 \times 10^{-3} \text{rad}$  とした場合、それ以上の限界部材角を有する試験体のせん断余裕度の最低値は1.16であった。また、図-14に、集中補強筋余裕度と限界部材角の関係を示す。ここで、集中補強筋余裕度は、式(5)で求める必要量に対する実際の配筋量とした。同図によるとRC梁がせん断破壊したNo.8を除くと、集中補強筋余裕度の増加に伴い限界部材角も大きくなる傾向がみられる。限界部材角が小さいNo.4とNo.5は、集中補強筋余裕度が計算上大きく1を下回っており、靱性能確保に必要な集中補強筋が不足していたと考えられる。このことは、No.5の集中補強筋が降伏ひずみに達し、最終的に小口面で支圧破壊した結果からもわかる。以上より、今回の実験から、せん断余裕度1.16以上、集中補強筋余裕度を0.98以上、すなわち約1以上とすることにより、目標とする靱性能を確保できることがわかる。

5. まとめ

今回の実験により以下のことが確認でき、RC梁の靱性能確保に必要な集中補強筋量を提案する方法で配筋することによって、埋め込み長さを鉄骨せいの2倍程度に短くすることが可能となった。

- i. RC梁の曲げ降伏が先行した試験体の実験値/計算値は1.05~1.14となり、計算値は実験値を安全に評価する

表-3 実験値と計算値の比較

試験体名	計算値			実験結果		比較 $Q_{max} / Q_U$	
	$rcQ_{mu}$ (kN)	$rcQ_{su}$ (kN)	$rcQ_{su} / rcQ_{mu}$ せん断余裕度	$Q_{max}$ (kN)	$R_{max}$ ( $\times 10^{-3} \text{rad}$ )		破壊形式
No.1	129	218	1.68	144	30.1	FS	1.12
No.2	129	225	1.74	147	30.1	FS	1.14
No.3	129	150	1.16	137	20.5	FS	1.06
No.4	129	149	1.16	135	20.8	FS	1.05
No.5	129	184	1.43	124	20.0	P	0.96
No.6	132	221	1.67	150	30.1	FS	1.14
No.7	358	660	1.84	406	30.4	FS	1.13
No.8	492	353	0.72	371	15.0	S	1.05

$Q_{max}$ :最大荷重、 $R_{max}$ : $Q_{max}$ 時部材角、 $rcQ_{mu}$ :RC梁の曲げ強度時せん断力、 $rcQ_{su}$ :RC梁のせん断強度計算値、 $Q_U = \min(rcQ_{mu}, rcQ_{su})$ 、破壊形式:FSはRC梁の曲げ降伏後せん断破壊、PはRC梁の埋め込み始端面での支圧破壊、SはRC梁のせん断破壊

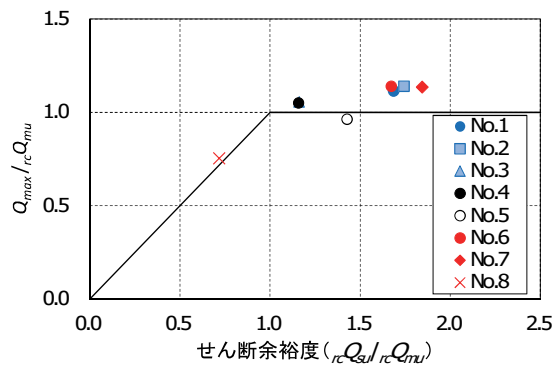


図-12 せん断余裕度と  $Q_{max} / rcQ_{mu}$  の関係

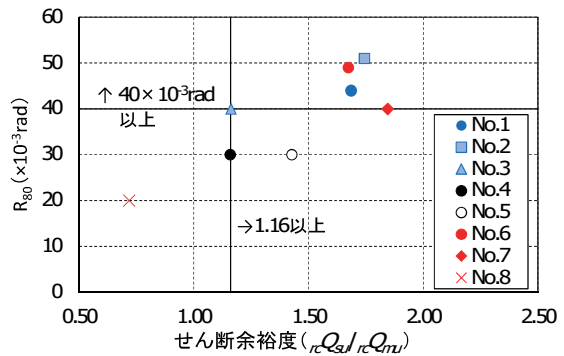


図-13 せん断余裕度と限界部材角の関係

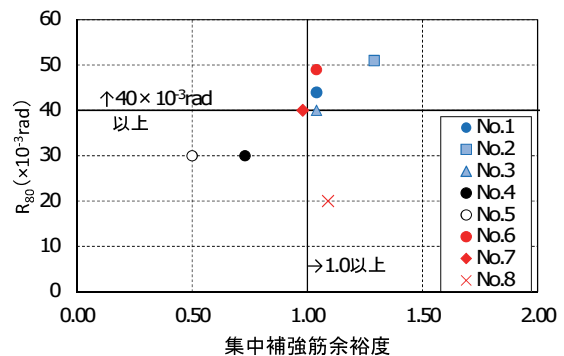


図-14 集中補強筋余裕度と限界部材角の関係

- ii. RC梁でせん断破壊した試験体の実験値/計算値は1.05となり、提案するせん断強度式により実験値を安全に評価する
- iii. せん断余裕度を1.16以上、集中補強筋余裕度を約1以上としたハイブリッド梁は、曲げ降伏先行型となり、必要な靱性能を確保できる

## 6. あとがき

S梁の端部をRC梁とするハイブリッド梁の構造性能を実験により明らかにした。今回の開発を機に、積極的に実建物へ提案していきたい。

### 【参考文献】

- 1) 日本建築学会、「鋼コンクリート構造接合部の応力伝達と抵抗機構」、2011
- 2) 日本建築学会、「鉄筋コンクリート構造計算基準・同解説」、2018
- 3) 日本建築学会、「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」、1999