

鉄筋コンクリート柱に接合される鉄骨梁端部を鉄筋コンクリート造で巻いた 混合構造梁構法による柱梁接合部のせん断耐力および変形性状

山野辺 宏治 金本 清臣 真瀬 伸治 神野 靖夫 正藤 倫宏
(技術研究所) (技術研究所) (技術研究所) (技術研究所) (設計本部)

Shear Strength and Structural Behavior of Reinforced Concrete Beam-column Joints Connected with Hybrid Steel Beam Ends Jacketed by Reinforced Concrete

by Koji Yamanobe, Kiyomi Kanemoto, Shinji Mase, Yasuo Jinno and Tomohiro Masato

Abstract

The authors have been developing the hybrid steel beam ends jacketed by reinforced concrete (RC) connected to RC columns. Some of the outstanding features are the versatile combination of RC and steel frames in a building for structural design because of conventional RC joints, and the higher stiffness in the vertical floor system and in the earthquake resistant lateral system of buildings. In order to confirm the hybrid RC beam-column joints can be conventionally designed as RC structures, this paper describes the experimental studies on the shear strength of the RC hybrid beam-column joints. As results, it was confirmed that the hybrid RC beam-column joints showed a relatively small increase in shear strength by 5-6% higher than the conventional RC beam-column joint. The shear strength of the hybrid RC beam-column joints also showed a good agreement with the estimation of the “Inelastic Displacement Concept Design” published by the Architectural Institute of Japan, in spite of the outranged application as is often the case in the hybrid RC beam-column joints with the same size in beam and column widths.

概 要

著者らは、鉄筋コンクリート(RC)造柱と鉄骨(S)造梁で構成される混合構造において、S造梁端部をRC造で巻いた混合構造梁構法を開発してきた。本構法のメリットは、柱梁接合部が通常のRC造となることからRC架構とS架構の組合せの自由度が高く、床剛性および水平剛性が高い建物を提供できることである。本報では、混合構造梁が取り付くRC造柱梁接合部が通常のRCとして設計が可能であることを確認するために、十字形柱梁接合部のせん断破壊を想定した2種類の架構についてせん断耐力確認実験を行なった。その結果、混合構造梁構法による柱梁接合部のせん断耐力はRC造架構より若干大きくなること(柱せん断力レベルで5~6%の耐力上昇)を確認した。さらに、混合構造梁構法では梁端RC造部の梁幅が柱幅と同じになる場合でも、同幅を適用範囲外としている現行の靱性保証型耐震設計指針(1999-AIJ)¹⁾によるせん断耐力評価式の適用可能であることを確認した。

§ 1. はじめに

著者らは、鉄筋コンクリート(RC)造柱と鉄骨(S)造梁で構成される混合構造において、S造梁端部をRC造で巻いた混合構造梁構法(Hy-ECOS 構法: Hybrid Economical & Ecological Structure)を開発してきた(図-1)^{2)~14)}。本構法のメリットは、柱梁接合部が通常のRC造となることからRC架構とS架構の親和性が高く、床剛性および水平剛性が高い建物を提供できることである。本報では、混合構造梁が取り付くRC造柱梁接合部が、通常のRCとして設計が可能であることを確認するために、十字形柱梁接合部のせん断破壊を想

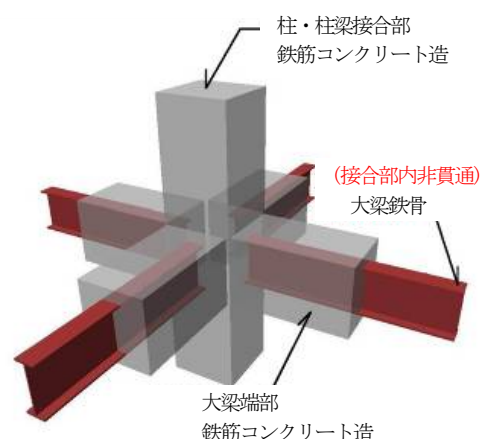


図-1 混合構造梁構法(Hy-ECOS 構法)の概要

定した2種類の架構についてせん断耐力確認実験を行ない、混合構造梁橋法による柱梁接合部のせん断耐力および変形状が従来のRC造柱梁接合部と比べて遜色ないことを確認する。また、「鉄筋コンクリート造建物の靱性保証方耐震設計指針・同解説」¹⁾(以下、靱性保証型指針式と略記)では、柱梁接合部のせん断耐力評価については梁幅が柱幅より小さいことを前提としており、本構法による柱梁接合部では梁幅が柱幅と同じとなることがあることから、適用対象外となる。そこで、梁幅が柱幅と同じとなる場合の柱梁接合部のせん断耐力および変形状についても併せて検討する^{15)~20)}。

§ 2. 実験概要

2.1 試験体

試験体一覧および使用材料の力学的特性をそれぞれ表-1、表-2に、各試験体の試験体配筋を図-2および図-3にそれぞれ示す。

表-1 試験体一覧

形状寸法等		試験体	混合構造梁橋法架構		RC造架構
			No. 1	No. 2	No. 3
柱	幅 Bc (mm)	475			
	せい Dc (mm)	450			
	構造階高 H (mm)	2500 (梁芯・反力点間距離:1250mm)			
	主 筋	18-D25 (SD390)			
	せん断補強筋	□ D10 (KSS785)			
導入軸力 N (kN)		0.15・Bc・Dc・σ B *1			
梁	RC造部	幅 Bb (mm)	475		
		せい Db (mm)	580		
		構造スパン L (mm)	5000 (柱芯・加力点間距離:2500mm)		
		長さ Lb (mm)	1000 (Lj=950mm)		
		主 筋	7-D22 (SD390)	7-D25 (SD390)	
		せん断補強筋	□□ D10@100 (KSS785)		□ D10@100 (KSS785)
		集中補強筋	2-□□ D10@100 (KSS785)		
	鉄 骨		BH-400×125×12×22 (SN490B)		
想定破壊形式		RC造梁 曲げ降伏先行	接合部 せん断破壊		
共通	柱梁接合部配筋		(柱と同等の補強筋を上下梁主筋間に配筋)		
	コンクリート強度 Fc (N/mm ²)		42		

*1 σB: 接合部を含む柱のコンクリート圧縮強度 (実験時) とする。
(ちなみに、No. 1: N=1370kN, No. 2: N=1320kN, No. 3: N=1353kN)

表-2 使用材料の力学的性状

(a) コンクリート

使用箇所(試験体) <Fc42>	圧縮強度 σB (N/mm ²)	ヤング係数 Ec (kN/mm ²)	割裂強度 σt (N/mm ²)
No. 1 上柱	38.4	28.2	2.96
No. 1 下柱・梁	42.7	30.2	3.50
No. 2 上柱	37.7	28.1	3.08
No. 2 下柱・梁	41.2	30.0	3.38
No. 3 上柱	38.8	27.7	3.04
No. 3 下柱・梁	42.2	28.8	3.24

(b) 鋼材

鋼種	使用箇所	降伏強度 σy (N/mm ²)	ヤング係数 Es (kN/mm ²)	降伏ひずみ εy (μ)
D22 (SD390)	梁主筋 (No. 1)	445	190	2344
D25 (SD390)	梁主筋 (No. 2, No. 3) 柱主筋 (共通)	436	186	2349
D10 (KSS785)	せん断補強筋 (共通) 集中補強筋	1011	185	5466
PL-22 (SN490B)	鉄骨フランジ	321	193	1666
PL-12 (SN490B)	鉄骨ウェブ	349	187	1870

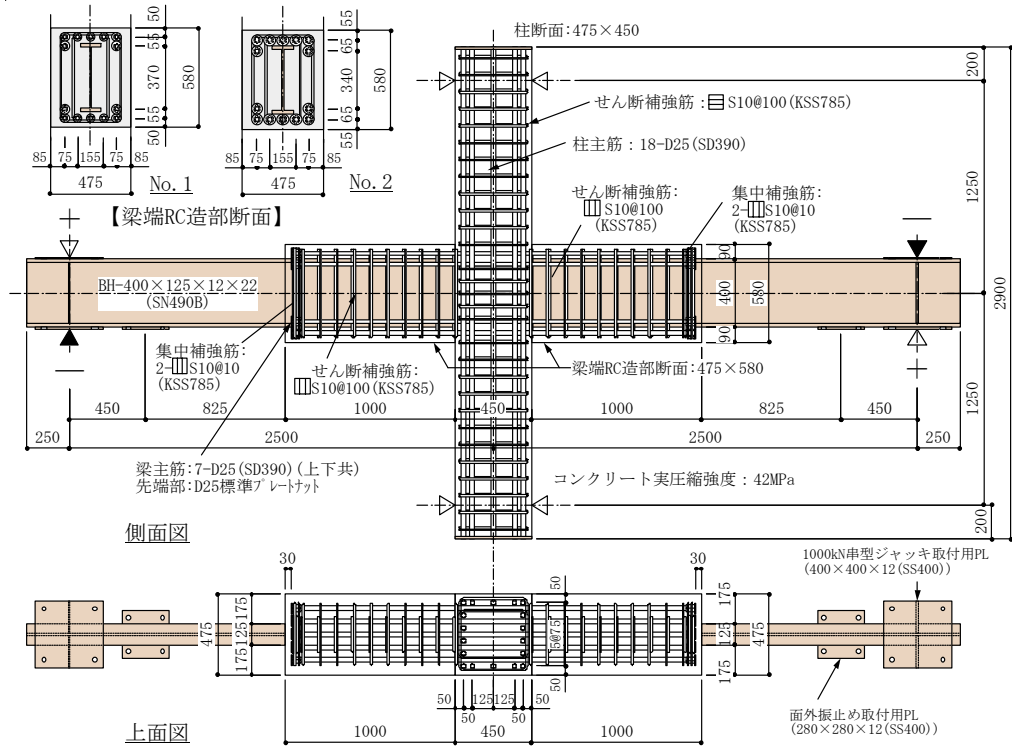


図-2 試験体形状および配筋 (No. 1 および No. 2)

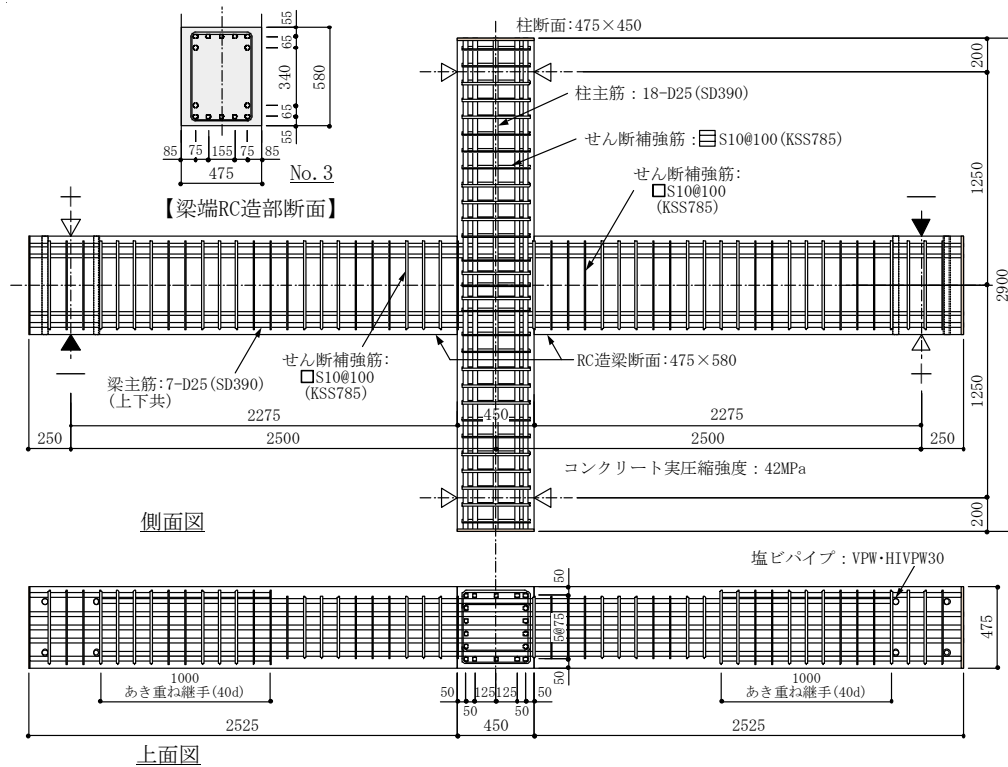


図-3 試験体形状および配筋 (No. 3)

試験体は、柱および梁の反曲点位置までをモデル化した約 1/2 スケールの十字形柱梁接合部架構とし、混合構造梁構法による柱梁接合部 2 体 (No. 1 および No. 2)、RC 造柱梁接合部 1 体 (No. 3) の計 3 体とした。いずれの試験体でも直交梁は設けない。基本的なパラメータは破壊モードとし、No. 1 は RC 造梁の曲げ降伏先行型、No. 2 および No. 3 は柱梁接合部のせん断破壊型となるように計画した。なお、No. 1 の試験体計画時において、規格強度に基づく柱梁接合部のせん断余裕度 ($\phi = 0.85$ としてせん断耐力を算定) が 1.07 であったことから、RC 造梁の曲げ降伏後に接合部がせん断破壊することも想定範囲内である。

各試験体のコンクリートは縦打ちとし、下柱と柱梁接合部天端から 150mm までを含む梁のコンクリート打設を行ない、約 1 週間後に上柱のコンクリート打設を行なった。

2.2 加力方法

加力装置を図-4 に示す。加力は、上下柱の反曲点を想定した位置に水平反力を取り、一定軸力 ($N=0.15 \cdot Bc \cdot Dc \cdot \sigma B$ 、 Bc : 柱幅、 Dc : 柱せい、 σB : 実験時コンクリート圧縮強度) を载荷した状態で、梁の反曲点を想定した位置に互いに逆向きの正負交番繰返し鉛直荷重を与えることで、梁に逆対称曲げモーメントを作用させ、左右梁の変形角を常に同じ変形角 ($=R$) となるように制御した。加力サイクルは、地震時を想定し、架構としての層間変形角 R (図-4 参照) で制御し、 $R=\pm$

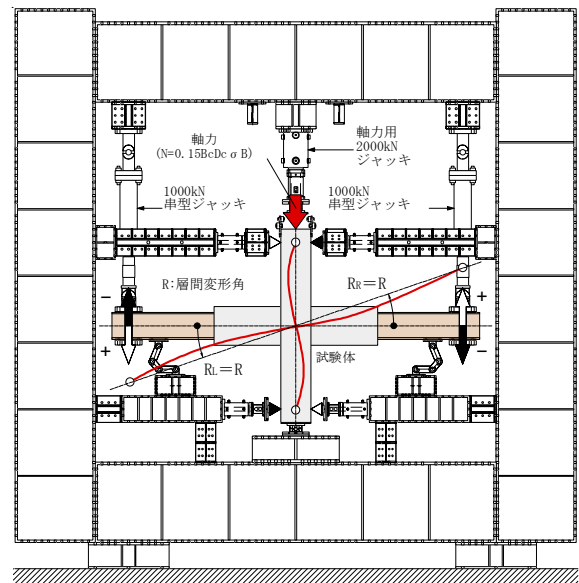


図-4 加力装置

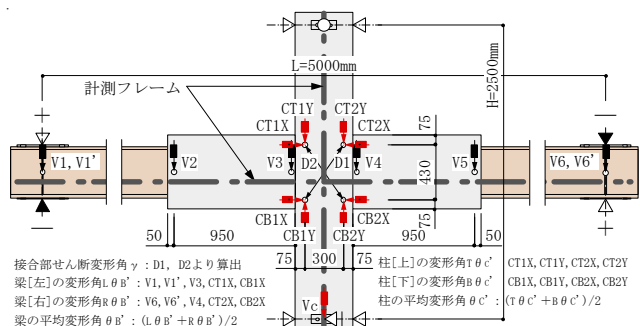


図-5 代表的な変位計測位置

0.25%で1回、 $R=\pm 0.5\%$ 、 $\pm 1.0\%$ 、 $\pm 1.5\%$ 、 $\pm 2.0\%$ でそれぞれ2回、 $R=\pm 3.0\%$ で1回繰返した後、 $R=+5.0\%$ まで加力した。

2.3 計測計画

柱梁接合部架構における各部位の変形状態を調べるために各部位の変位を計測する。図-5に代表的な変位計測位置を示す。また、鉄筋および鋼材の応力状態(降伏状況)を把握するためにひずみを計測する。図-6に代表的なひずみゲージ位置を示す。

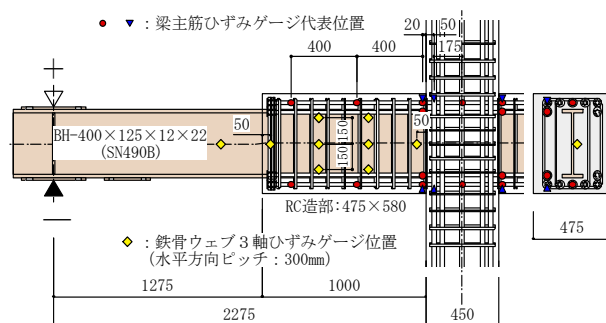


図-6 代表的なひずみ計測位置 (No. 1, No. 2)

§ 3. 実験結果

3.1 柱せん断力と層間変形角関係

各試験体の柱せん断力-層間変形角(Q_c-R)関係を図-7に示す。

共通な破壊経過としては、 $R=0.25\%$ までに梁の危険断面において曲げひび割れが発生し、柱梁接合部にせん断ひび割れが $R=0.5\%$ (変位計測から求められるせん断変形角では $\gamma=0.1\%\sim 0.17\%$ に相当)あたりで観察された。その後、RC造梁にはせん断ひび割れが $R=1.0\%$ (RC造梁の変形角 ${}_{RC}\theta_B'=0.5\%$ 前後に相当)で発生した。それ以降の破壊経過としては、次の通りである。

No. 1 では、 $R=1.0\%$ (${}_{RC}\theta_B'=0.4\%$)近傍で柱梁接合部内の梁主筋の1段目が降伏し始めたが、それ以降でも耐力低下はみられず $R=2.0\%$ (${}_{RC}\theta_B'=0.7\%$)で全梁主筋が降伏し、最大耐力に至った。それ以降では層間変形角の増大に伴い、接合部のせん断ひび割れが顕著になり耐力低下がみられた。

No. 2 では、 $R=1.5\%$ (${}_{RC}\theta_B'=0.6\%$)近傍で柱梁接合部内の梁主筋の1段目が降伏し始め、 $R=1.8\%$ (${}_{RC}\theta_B'=0.7\%$)を超えたあたりで梁主筋のうち1段筋が降伏し、 $R=2.0\%$ (${}_{RC}\theta_B'=0.76\%$)で最大荷重に至った。なお、 $R=2.0\%$ ($\gamma=1.0\%$)の繰返しサイクル内において接合部のせん断補強筋の降伏を確認した。それ以降では層間変形角の増大に伴い、接合部のせん断ひび割れが顕著になり耐力低下がみられた。

No. 3 では、 $R=1.4\%$ (${}_{RC}\theta_B'=\theta_B'=0.6\%$)近傍で柱梁接合部内の梁主筋の1段目が降伏し始め、 $R=1.5\%$ で最大荷重に至った。その後、 $R=2.0\%$ ($\theta_B'=0.7\%$)で梁主筋のうち1段筋が降伏したが、それ以降は、接合部のせん断ひび割れが顕著になり耐力低下も顕著であった。

3.2 各部位の変形成分比の推移

柱梁接合部を構成している各部位の層間変形角に占める変形成分比の推移を図-8に示す。なお、混合構造梁構法による試験体(No. 1 および No. 2)では、梁によ

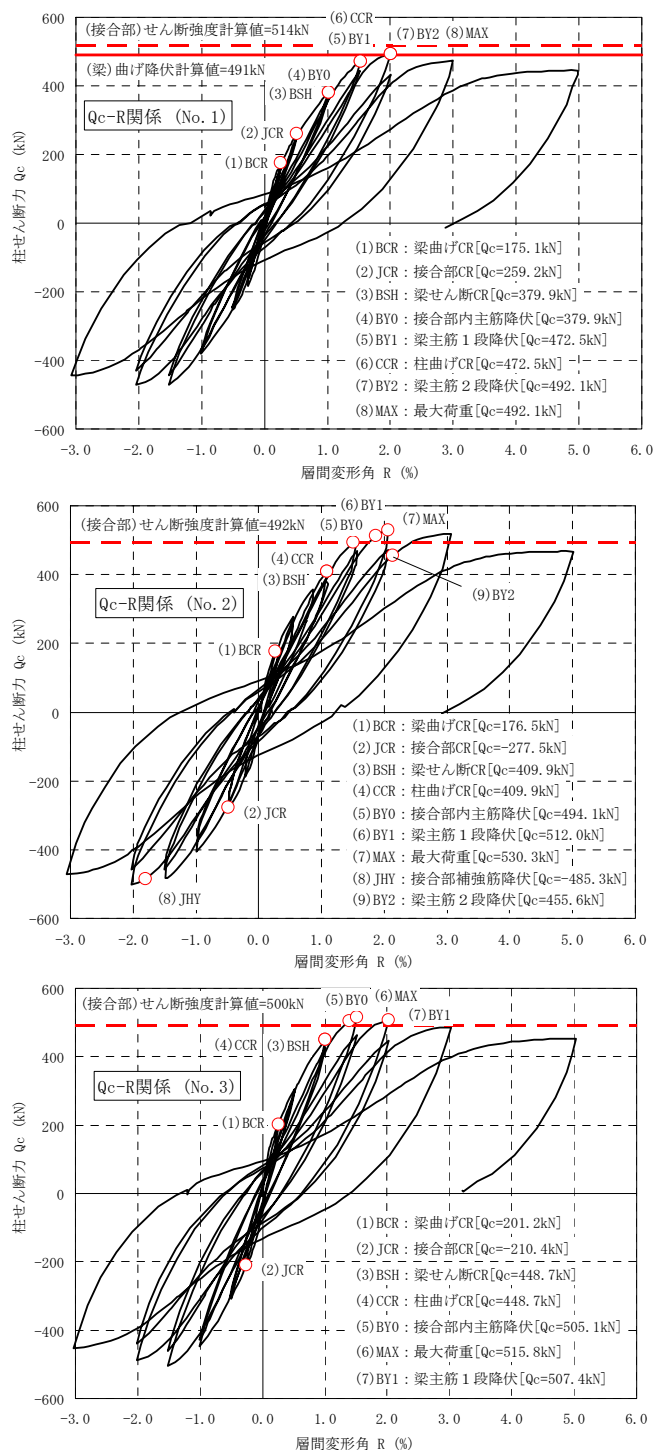


図-7 柱せん断力-層間変形角関係 (Q_c-R)

る変形角成分をさらに RC 造梁と鉄骨梁に分離する。本報では梁単体の部材変形角 (θ_B') が RC 造梁の変形角 (θ_{RC}) と鉄骨梁による変形角 (θ_S) で構成されているものとする。参考までに梁単体の変形角と層間変形角との関係を図-9 に示す。

層間変形角は以下の式で構成されているものとする。

$$R = R\langle RC \text{ 造梁} \rangle + R\langle S \text{ 造梁} \rangle + R\langle \text{柱} \rangle + R\langle \text{接合部} \rangle$$

$$= (1-u) \cdot \{ \theta_{RC}' + \theta_S' \} + (1-v) \cdot \theta_c' + (1-u-v) \cdot \gamma \quad (1)$$

ここで、 $u = D_c / L$ ($= 450 / 5000$, D_c : 柱せい、 L : 梁構造スパン)、 $v = D_b / H$ ($= 580 / 2500$, D_b : RC 造梁せい、 H : 柱構造高さ)、 θ_c' : 柱危険からの柱部材変形角、 γ : 柱梁接合部のせん断変形角、とする。

No. 1 および No. 2 の柱梁接合部の変形成分比は、 $R = 2.0\%$ までであれば No. 3 (RC 造架構) ほど大きく進行していないことがわかる。No. 1 では、梁の曲げ降伏が $R = 2.0\%$ で確認されているものの、それ以降接合部破壊に移行していることが確認できる。

3.3 梁端 RC 造部内のせん断伝達性状

混合構造梁橋法による架構を対象に梁端 RC 造部の上端主筋 (引張側主筋のうち中央位置の主筋) の応力度分布を $R = 0.5\%$ 、 1.0% 、 2.0% について図-10 に示す。なお、主筋の応力度は、応力-ひずみ関係を完全バイリニアモデルに従うものとして求める。その結果、接合部内の主筋の応力度分布も含めて、各試験体とも同様な分布を示しており、顕著な差は認められなかった。なお、主筋の応力度分布形状が上に凸であることや、梁主筋先端部 (集中補強筋位置) の引張応力度の負担状況から判断すると、RC 造部内のせん断耐力を構成しているマクロモデルにおけるトラスおよびアーチ機構の水平成分として負担しており、鉄骨のフランジ幅内にある主筋でも RC 造部内のせん断伝達機構に寄与しているものと判断できる。

梁端 RC 造部内における鉄骨のせん断力分布を図-11 に示す。せん断力は次のような手順で計算する。鉄骨

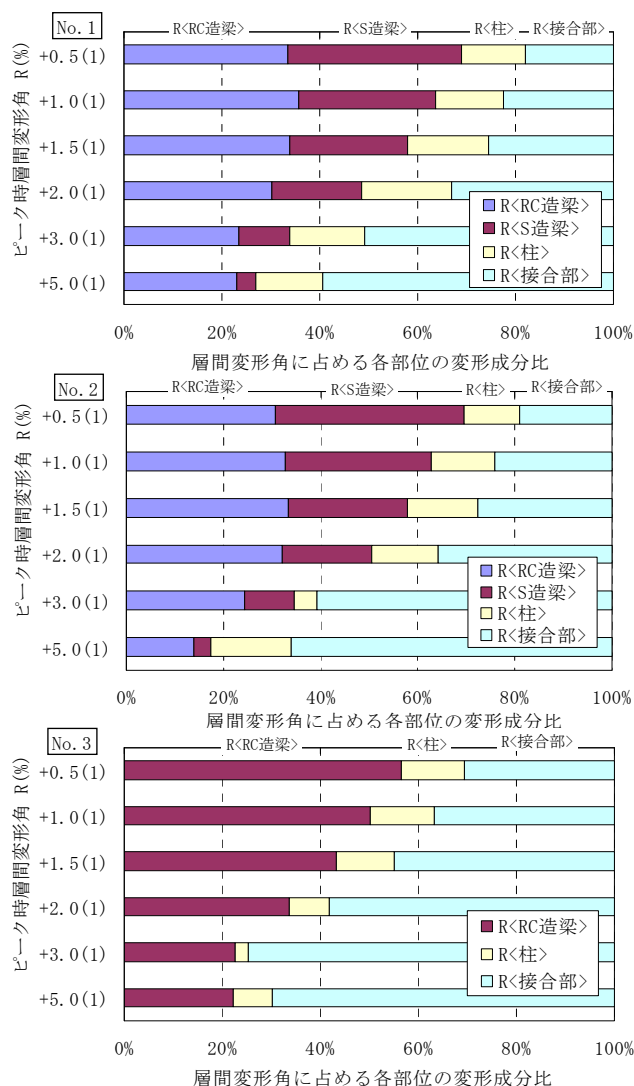


図-8 各部位の変形成分比の推移

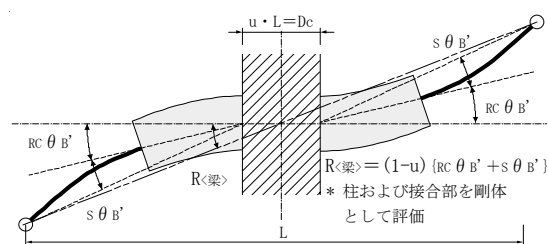


図-9 梁単体の変形角と層間変形角との関係

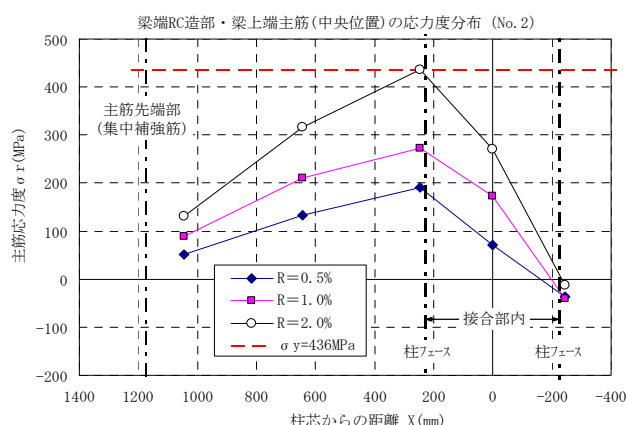
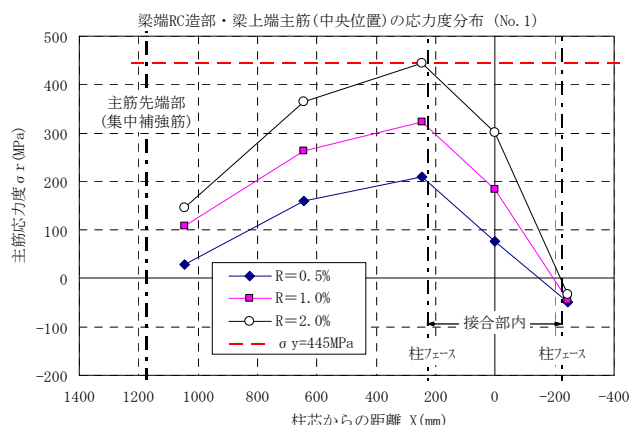


図-10 梁端 RC 造部における上端主筋の応力度分布 (No. 1 および No. 2)

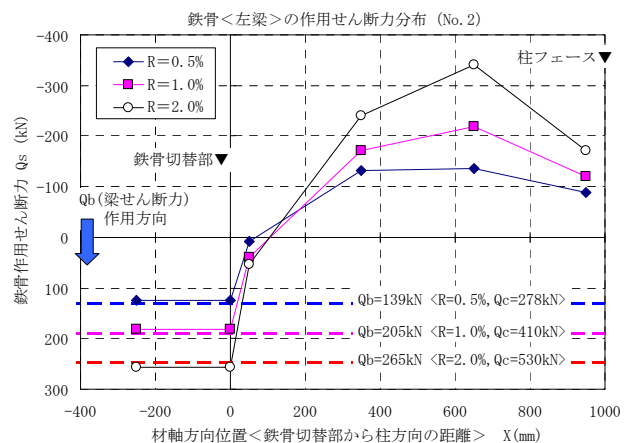
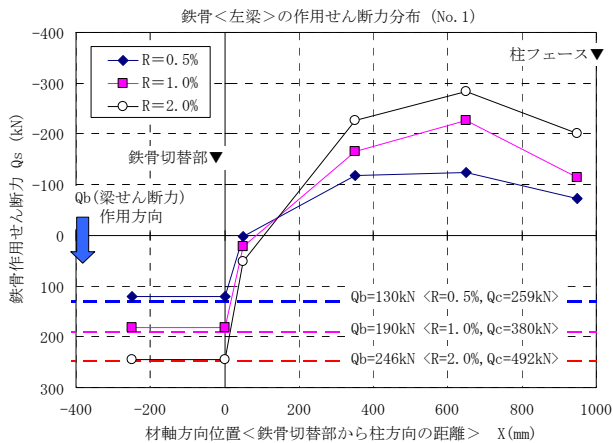


図-11 梁端RC造部内の梁鉄骨のせん断力分布 (No. 1 およびNo. 2)

ウェブの3軸ゲージによるひずみ計測よりせん断応力度を計算し、対象断面内で3点のせん断応力度が得られる場合は、パラボラ分布と仮定して鉄骨梁全せい h_s を積分区間とし計算し、1箇所だけの断面においては、 $Q_s = 0.85 \cdot h_s \cdot t_w \cdot \tau$ (t_w : ウェブ厚、 τ : 3軸ゲージより計算されるせん断応力度)により計算する。No. 2では、柱梁接合部近傍(柱フェース側)のせん断力分布の勾配が $R=2.0\%$ でNo. 1より大きくなっている。これより判断すると、 $R=2.0\%$ 以降において、柱フェース近傍での鉄骨からのせん断伝達機構に多少の変化が生じたものと考えられ、No. 2のほうが鉄骨先端部(柱フェース側)の支圧領域がより鉄骨先端部に集中しやすくなっていくものと推測できる。

§ 4. 考 察

4. 1 各部位の耐力評価

各部位の耐力計算結果一覧を表-3に示す。また、梁端RC造部の曲げ強度時柱せん断力と柱梁接合部せん断強度の耐力評価結果をすでに図-7に示してある。No. 1においては、梁端RC造部の曲げ降伏強度には達しているものの、最終的には接合部破壊を示していることから、せん断余裕度(梁端RC造部の曲げ強度と接合部強度が接近している)が影響しているものと考えられる。No. 2およびNo. 3においては、靱性保証型設計指針¹⁾による接合部せん断強度は、実験結果をよく表していることがわかる。No. 2の最大荷重はNo. 3より約5%程度大きい結果となっていることから、混合構造梁構法による柱梁接合部のせん断耐力は、純RC造の柱梁接合部よりわずかに高くなることを示している。しかしながら、この耐力上昇が有意義であるかどうかは議論の余地があることから、安全率に含まれるものとして考えるのが妥当と思われる。

表-3 各部位の耐力計算結果一覧

試験体			混合構造梁構法架構			RC造架構
			No. 1	No. 2	No. 3	No. 3
各部材の耐力			() 内: 柱せん断力 Q_c 換算値			
柱	上柱	曲げ強度 *1 cMu (kN·m)	872 (908kN)	868 (904kN)	874 (910kN)	
		せん断強度 *2 $cQsu$ (kN)	(1121kN)	(1111kN)	(1126kN)	
	下柱	曲げ強度 cMu (kN·m)	898 (935kN)	889 (926kN)	895 (932kN)	
		せん断強度 $cQsu$ (kN)	(1176kN)	(1157kN)	(1170kN)	
梁	RC造	曲げ強度 *3 bMu (kN·m)	558 (491kN)	705 (620kN)	705 (620kN)	
		せん断強度 $bQsu$ (kN)	448 (896kN)	435 (870kN)	1150 (2300kN)	
		せん断強度 $bQsu$ (kN)	359 (718kN)	348 (696kN)	969 (1938kN)	
	S造	曲げ強度 *4 sMy (kN)	388 (586kN)	388 (586kN)		
		曲げ強度 *5 sMp (kN)	466 (703kN)	466 (703kN)		
		せん断強度 *6 $sQsu$ (kN)	860 (1720kN)	860 (1720kN)		
接合部	せん断強度 *7 Vju (kN)		2012 (514kN)	1963 (492kN)	1996 (500kN)	
	梁通し筋 *8 τ_{jd} (N/mm ²)		12.0	10.0	10.0	
	付着係数 *9 τ_{jd} (N/mm ²)		12.3	12.0	12.2	
	1.25 τ_u (N/mm ²)		1.03	1.20	1.22	

*1 $cMu = 0.8 \cdot \sigma_y \cdot d + 0.5 \cdot N \cdot D_c \cdot \{1 - N / (\sigma_B \cdot B_c \cdot D_c)\}$ 。柱せん断力換算値: $Q_c < cMu \rangle = cMu / h_o$ 。at: 引張鉄筋断面積、 σ_y : 主筋降伏強度、 d : 有効せい、 N : 軸力、 h_o : 柱反力点と対象断面までの距離、とする。

*2 $cQsu$: 靱性保証型設計指針¹⁾によるせん断強度。

*3 $bMu = 0.9 \cdot at \cdot \sigma_y \cdot d$

*4 $bQsu$: 混合構造梁構法の設計式¹⁴⁾による梁端RC造部のせん断強度。ただし、 R_p : 当該部の塑性回転角とする。柱せん断力換算値: $Q_c < bQsu \rangle = (L/H) \cdot (L_j/L_o) \cdot bQsu$ 。L: 梁構造スパン、H: 構造階高、 L_j : 梁端RC造部有効長さ、 L_o : 梁加力点から柱フェースまでの距離、とする。

*5 $sQsu = 0.85 \cdot h \cdot t_w \cdot w \cdot \sigma_y / \sqrt{3}$ 。ただし、 h : 梁鉄骨せい、 t_w : 鉄骨ウェブの厚さ、 $w \cdot \sigma_y$: 鉄骨ウェブの降伏強度、とする。柱せん断力換算値: $Q_c < sQsu \rangle = (L/H) \cdot (L_j/L_o - L_j) \cdot sQsu$ 。

*6 Vju : 靱性保証型設計指針¹⁾による柱梁接合部せん断強度 $[= \kappa \phi F_j \cdot b_j \cdot D_j]$ 。ただし、 $\kappa = 1.0$ 、 $\phi = 0.85$ 、コンクリートせん断強度 $F_j = 0.8 \cdot \{\sigma_B (N/mm^2)\}^{0.7} = 10.8 \sim 11.1 N/mm^2$ 、 b_j : 接合部有効幅 $[= B_c]$ 、 D_j : 接合部せい $[= D_c]$ 、とする。なお、柱せん断力換算値: $Q_c < Vju \rangle = Vju / \{(1-u)H / j_b - 1\}$ 、 u : 柱幅に対する梁構造スパン比、 j_b : 梁断面における応力中心間距離、とする。

*7 τ_{jd} : 設計用付着応力度 $[= (1+\gamma) \cdot \sigma_y \cdot db / 4D_c]$ 、 $1.25 \tau_u$: 接合部内梁主筋の付着強度 [緩和規定 $= 1.25 \times 0.7 (1+\sigma/\sigma_B) \cdot \sigma_B^{(2/3)}$]、 γ : 複筋比、 σ_y : 上層強度 $(= 1.1F)$ と仮定)、 db : 梁主筋公称直径、 σ/σ_B : 軸力比、とする。

4. 2 柱梁接合部のせん断余裕度と塑性率

No. 1における塑性率と柱梁接合部のせん断余裕度の関係を表-4に示す。なお、柱梁接合部せん断余裕度は、せん断強度時柱せん断力評価値($Q_c < Vju \rangle$)を最大柱せん断力実験値($Q_c < \max \rangle$)で除した値と定義し、塑性率

については、柱せん断力が $0.95 \cdot Q_{c<max>}$ まで低下したときの層間変形角 (R_{95}) を梁端 RC 造部の曲げ降伏変形角実験値 (R_y) で除した値と定義する。通常の RC 造梁柱接合部において、梁の曲げ降伏後に接合部せん断破壊を示した既往の実験結果¹⁾とあわせて、せん断余裕度と塑性率の関係を図-12 に示す。

混合構造梁構法による柱梁接合部では、わずかな耐力上昇を示すことから、No. 1 における破壊モードが、混合構造梁構法特有なことではなく、梁幅が柱幅と同等であることがその要因のひとつであると判断できる。同図によると、No. 1 の接合部せん断余裕度と塑性率の関係は、既往の実験結果の傾向よりも塑性率が小さい。したがって、これは、架構形式にかかわらず、梁幅と柱幅が同等となる柱梁接合部の場合には、通常の柱梁接合部よりもさらにせん断余裕度を高く設定する必要があることを示している。

§ 5. まとめ

混合構造梁が取り付く RC 造柱梁接合部が、通常の RC として設計が可能であることを確認するために、十字形柱梁接合部のせん断破壊を想定した 2 種類の架構についてせん断耐力確認実験を行なった。その結果、以下の知見が得られた。

- (1) 混合構造梁構法による柱梁接合部のせん断耐力は、通常の RC 造柱梁接合部と遜色はなく、逆にわずかな上昇 (5%程度) を示すが、安全率に含まれるものとして考えるのが妥当である。
- (2) 梁と柱が同幅となっている場合でも、混合構造梁構法による柱梁接合部のせん断耐力は、同幅の適用が範囲外となっている「鉄筋コンクリート造建物の靱性保証方耐震設計指針・同解説」¹⁾の柱梁接合部のせん断強度式により評価できる。
- (3) 架構形式にかかわらず、梁と柱が同幅となる RC 造柱梁接合部の場合には、十分な塑性率を確保するために、通常の柱梁接合部よりもさらにせん断余裕度を高く設定する必要がある。

表-4 接合部せん断余裕度と塑性率

接合部せん断強度時 柱せん断力	$Q_{c<V_{ju}>}$ (kN)	514.0
最大柱せん断力 実験値	$Q_{c<V_{max}>}$ (kN)	490.3
$0.95 \cdot Q_{c<V_{max}>}$	(kN)	465.8
梁端RC造部 曲げ降伏時変形角	R_y (%)	1.97
$0.95Q_{c<max>}$ 時 変形角	R_{95} (%)	2.66
せん断余裕度 (V_{ju}/V_{max})	α	1.10
塑性率	R_{95}/R_y	1.35

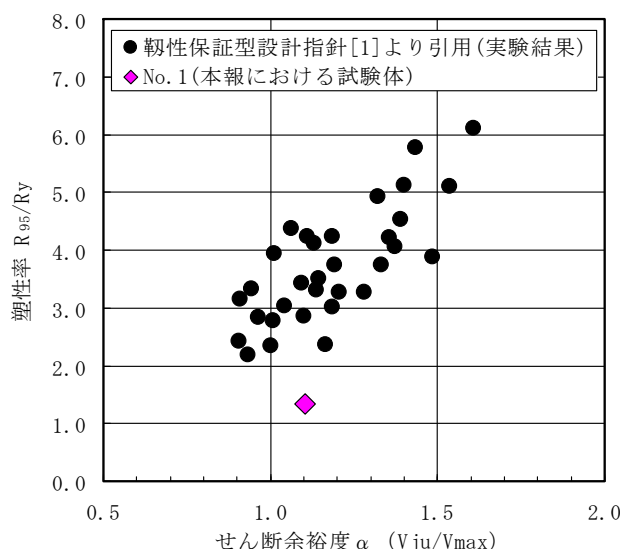


図-12 既往の実験結果におけるせん断余裕度と塑性率の関係と今回の実験結果との比較

<参考文献>

- 1) “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年，pp. 241～277
- 2) 中澤春生，金本清臣，真瀬伸治，山野辺宏治：“鉄筋コンクリート柱への接合端部を鉄筋コンクリートで巻いた混合構造梁構法の構造性能 その1．構法および実験の概要”，日本建築学会大会学術講演梗概集 C-1，構造Ⅲ，2008年9月，pp. 1219～1220
- 3) 金本清臣，中澤春生，真瀬伸治，山野辺宏治：“鉄筋コンクリート柱への接合端部を鉄筋コンクリートで巻いた混合構造梁構法の構造性能 その2．耐力の評価”，日本建築学会大会学術講演梗概集 C-1，構造Ⅲ，2008年9月，pp. 1221～1222
- 4) 金本清臣，真瀬伸治，山野辺宏治：“鉄筋コンクリート柱への接合端部を鉄筋コンクリートで巻いた混合構造梁構法の構造性能 その3．梁主筋先端部定着金物の影響”，日本建築学会大会学術講演梗概集 C-1，構造Ⅲ，2009年8月，pp. 1179～1180
- 5) 真瀬伸治，金本清臣，山野辺宏治：“鉄筋コンクリート柱への接合端部を鉄筋コンクリートで巻いた混合構造梁構法の構造性能 その4．スラブによる効果”，日本建築学会大会学術講演梗概集 C-1，構造Ⅲ，2009年8月，pp. 1181～1182
- 6) 山野辺宏治，真瀬伸治，金本清臣：“鉄筋コンクリート柱への接合端部を鉄筋コンクリートで巻いた混合構造梁構法の構造性能 その5．高強度コンクリートおよび鋼板補強による効果”，日本建築学会大会学術講演梗概集 C-1，構造Ⅲ，2009年8月，pp. 1183～1184
- 7) 金本清臣，真瀬伸治，山野辺宏治：“鉄筋コンクリート柱への接合端部を鉄筋コンクリートで巻いた混合構造梁構法の構造性能 その6．RC造部長さの影響”，日本建築学会大会学術講演梗概集 C-1，構造Ⅲ，日本建築学会大会学術講演梗概集 C-1，構造Ⅲ，2010年9月，pp. 1275～1276
- 8) 山野辺宏治，真瀬伸治，金本清臣：“鉄筋コンクリート柱への接合端部を鉄筋コンクリートで巻いた混合構造梁構法の構造性能 その7．鋼板によるせん断補強効果およびせん断伝達指標”，日本建築学会大会学術講演梗概集 C-1，構造Ⅲ，2010年9月，pp. 1277～1278
- 9) 有田康正，金本清臣，真瀬伸治，山野辺宏治，正藤倫宏，久保山寛之：“鉄筋コンクリート柱への接合端部を鉄筋コンクリートで巻いた混合構造梁構法の構造性能 その8．PC鋼材を併用した場合”，日本建築学会大会学術講演梗概集 C-1，構造Ⅲ，日本建築学会大会学術講演梗概集 C-1，構造Ⅲ，2010年9月，pp. 1279～1280
- 10) 正藤倫宏，金本清臣，真瀬伸治，山野辺宏治，有田康正，久保山寛之：“鉄筋コンクリート柱への接合端部を鉄筋コンクリートで巻いた混合構造梁構法の構造性能 その9．PC鋼材を併用した場合の緊張力の影響”，日本建築学会大会学術講演梗概集 C-1，構造Ⅲ，2010年9月，pp. 1281～1282
- 11) 真瀬伸治，金本清臣，山野辺宏治：“鉄筋コンクリート柱への接合端部を鉄筋コンクリートで巻いた混合構造梁構法の構造性能 その10．PC鋼材に緊張力を導入しない場合”，日本建築学会大会学術講演梗概集 C-1，構造Ⅲ，2010年9月，pp. 1283～1284
- 12) 久保山寛之，金本清臣，真瀬伸治，山野辺宏治，正藤倫宏，有田康正：“鉄筋コンクリート柱への接合端部を鉄筋コンクリートで巻いた混合構造梁構法の構造性能 その11．PC圧着接合した場合”，日本建築学会大会学術講演梗概集 C-1，構造Ⅲ，2010年9月，pp. 1284～1285
- 13) 金本清臣，真瀬伸治，山野辺宏治：“鉄筋コンクリート柱に接合する鉄骨梁端部を鉄筋コンクリートで巻いた混合構造梁構法の構造性能”，コンクリート工学年次論文集，Vol. 31，2009年7月，pp. 1129～1134
- 14) 金本清臣，真瀬伸治，山野辺宏治：“鉄筋コンクリート柱に接合する鉄骨梁端部を鉄筋コンクリートで巻いた混合構造梁構法の耐力評価”，日本建築学会構造系論文集，第76巻，第659号，2011年1月，pp. 202～208
- 15) 塩原 等：“鉄筋コンクリート柱梁接合部：見逃された破壊機構”，日本建築学会構造系論文集，第73巻，第631号，2008年9月，pp. 1641～1648
- 16) 塩原 等：“鉄筋コンクリート柱梁接合部：終局強度と部材端力の相互作用”，日本建築学会構造系論文集，第74巻，第635号，2009年1月，pp. 121～128
- 17) 浅井勇太，楠原文雄，塩原 等：“鉄筋コンクリート造柱梁接合部の終局強度におよぼす梁および柱主筋量の影響(その1：柱・梁のせいが等しい場合)”，日本地震工学会大会 2009 梗概集，2009年11月，pp. 28～29
- 18) 朴星 勇，楠原文雄，塩原 等：“鉄筋コンクリート造柱梁接合部の終局強度におよぼす梁および柱主筋量の影響(その2：柱せいが梁せいに対して大きい場合)”，日本地震工学会大会 2009 梗概集，2009年11月，pp. 30～31
- 19) 藤原圭佑，朴星 勇，楠原文雄，塩原 等：“鉄筋コンクリート造柱梁接合部の終局強度におよぼす梁および柱主筋量の影響(その3：主筋量の影響)”，日本地震工学会大会 2009 梗概集，2009年11月，pp. 32～33
- 20) 楠原文雄，塩原 等：“鉄筋コンクリート造柱梁接合部の終局強度におよぼす梁および柱主筋量の影響(その4：9自由度モデルに基づく柱梁接合部の終局強度)”，日本地震工学会大会 2009 梗概集，2009年11月，pp. 34～35