

論文 鉄筋コンクリート柱に接合される鉄骨梁端部をプレストレスト鉄筋コンクリートで巻いた混合構造梁構法の構造的な性能

金本 清臣*1・山野辺 宏治*2

要旨：梁中央断面を鉄骨造とし、鉄筋コンクリート（以下、RC と略記）柱に接合される当該梁の端部をプレストレスト鉄筋コンクリート（以下、端部 PRC と略記）で巻いた混合構造梁の構造的な性能を実験により確認した。試験体は実大の約 1/2 スケールで、端部 PRC 断面の形状寸法、主筋、PC 鋼材（PC 鋼棒）の配置、導入緊張力および付着の有無、せん断補強筋量を実験パラメータとした。実験の結果、本構法は PRC 造の挙動を示すこと、PC 鋼材の付着の有無が構造的な性能に与える影響は小さいことが分かった。また、実験結果に基づき本構法のせん断耐力評価式を提案し、その妥当性を確認した。

キーワード：混合構造、梁、PRC、PC 鋼材、緊張力、せん断耐力

1. はじめに

筆者らは、これまでに梁中央断面を鉄骨造とし、RC 造柱に接合される当該梁の端部を RC 造で巻いた混合構造梁構法を開発してきた^{1)~5)}。本構法の場合、大きな積載荷重に対応するためには RC 断面内の上端主筋量を増やす必要があり、その際には上端主筋の配置が困難となる。これに対処するため RC 断面の上端に PC 鋼材を配置し、これに緊張力を導入することで、積載荷重による曲げモーメントを負担させ、かつ、RC 造部のせん断耐力を向上させる構法を開発した。

本論では、鉄骨梁端部を RC 造で巻いた断面に PC 鋼材を併用した混合構造梁構法の構造的な性能確認実験の概要および結果と、実験結果に基づいて提案した本構法の耐力評価式の妥当性について述べる。

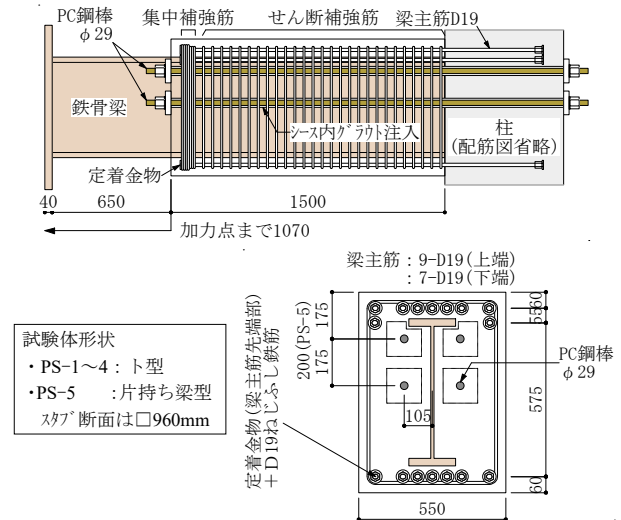


図-1 試験体の形状寸法および配筋図

2. PC 鋼材を併用した混合構造梁

2.1 実験概要

試験体の形状寸法および配筋図を図-1 に、試験体一覧を表-1 に示す。試験体 PS-1, 2 は断面形状寸法、主筋量、PC 鋼材の配置および導入緊張力は同一とし、せん断補強筋量をパラメータとした。試験体 PS-3~5 は試験体 PS-1, 2 に対し、断面幅、せん断補強筋量およびプレストレスト σ_g をパラメータとした。なお、全試験体とも、柱および鉄骨梁は降伏耐力以下となるように計画した。加力点は、想定スパンに作用する鉛直荷重および地震荷重による曲げモーメントの反曲点位置とした。

加力装置図を図-2 に示す。加力は長期荷重相当の初期荷重 220kN を載荷した後、部材角 R （試験体 PS-1~4：図-2 中に併記、試験体 PS-5： $R=\delta v/L$ 、 δv ：加力点における梁の鉛直変位、 L ：梁全長）で制御した。加力サイクルは、 $R=\pm 0.25, \pm 0.5, \pm 1.0, \pm 1.5, \pm 2.0\%$ までは 2 回繰返し、 $\pm 3.0\%$ で 1 回、 $+5.0\%$ とした。

表-1 試験体一覧

試験体	PS-1	PS-2	PS-3	PS-4	PS-5
柱 (mm)	□650×1728				—
鉄骨梁 ^{*1} (SN490B) (mm)	BH-550×175×12×28				
端部PRC幅b (mm)	550		450		
端部PRCせいd (mm)	750				
端部PRC長さLj (mm)	1500				
梁主筋 ^{*2} (SD390)	上端：7 (1段筋)+2 (2段筋)-D19, 下端：7-D19				
コンクリート圧縮強度 (MPa)	50.1	52.4	53.5	49.0	53.7
(Fc42)弾性係数 (GPa)	37	37	34	29	35
グラウト材圧縮強度 (MPa)	34.6			25.9	
弾性係数 (GPa)	29			13	
PC鋼棒 ^{*3} (SBPR930/1080)	2-φ29 (上下共)				
プレストレス σ_g (MPa)	4.75	4.75	5.81		
せん断補強筋 ^{*4}	□S10@50	□S6@100	□S6@50	□S6@150	□D6@100
せん断補強筋比 p_w (%)	0.91	0.21	0.61	0.20	0.32
せん断補強筋量 $p_w \sigma_y$ (MPa)	9.1	2.1	6.1	2.0	1.3
集中補強筋 ^{*5}	7-□S10 @10	7-□S10 @10	6-□S10 @10	7-□S10 @10	9-□D10 @10

*1： $\sigma_y=341\text{MPa}$ [フジツヅ], $\sigma_y=361\text{MPa}$ [ウヅツヅ] (PS-1~4)

$\sigma_y=319\text{MPa}$ [フジツヅ], $\sigma_y=360\text{MPa}$ [ウヅツヅ] (PS-5)

*2： $\sigma_y=435\text{MPa}$ (PS-1~4), $\sigma_y=457\text{MPa}$ (PS-5)

*3： $\sigma_y=981$ (PS-1~4), $\sigma_y=990\text{MPa}$ (PS-5), 導入緊張力は490kN/本

*4： $\sigma_y=1013\text{MPa}$ (KSS785) (PS-1~4), $\sigma_y=347\text{MPa}$ (SD295A) (PS-5)

*5： $\sigma_y=970\text{MPa}$ (KSS785) (PS-1~4), $\sigma_y=469\text{MPa}$ (SD295A) (PS-5)

*1 清水建設（株） 技術研究所安全安心技術センター主任研究員 修(工)（正会員）

*2 清水建設（株） 技術研究所建設基盤技術センター上席研究員 博(工)

2.2 実験結果

各試験体の荷重-部材角関係を図-3 に示す。横軸の細い破線は部材角 R ，細い実線は端部 PRC 先端（端面-50mm）での部材角 R_{RC} を表している。いずれの試験体も $R=\pm 0.25\%$ で端部 PRC に曲げひび割れが発生した後， $R=\pm 0.5\%$ で曲げせん断ひび割れが発生した。それ以降の破壊経過は以下のとおりであった。

試験体 PS-1： $R=\pm 1.0\%$ でせん断ひび割れが発生した。 $R=+1.5\%$ で梁主筋が降伏し， $R=+3.0\%$ で最大耐力に至ったが，それ以降 $R=+5.0\%$ まで耐力はほとんど低下しなかった。

試験体 PS-2： $R=\pm 1.0\%$ でせん断ひび割れが発生し， $R=+1.5\%$ で梁主筋が降伏した後， $R=+2.0\%$ で最大耐力に至った。 $R=+3.0\%$ ， $R=-2.0\%$ で梁主筋に沿って写真-1 に示すような付着割裂ひび割れが発生した。最大耐力に達した後， $R=+5.0\%$ まで緩やかに耐力が低下した。

試験体 PS-3： $R=\pm 1.0\%$ でせん断ひび割れが発生するとともに梁主筋が降伏し， $R=+3.0\%$ で最大耐力に至った。以降， $R=+5.0\%$ まで耐力はほとんど低下しなかった。

試験体 PS-4： $R=\pm 1.0\%$ でせん断ひび割れが発生した。 $R=+1.5\%$ で梁主筋が降伏するとともに梁主筋に沿って付着割裂ひび割れが発生し，最大耐力に至った。それ以降 $R=+5.0\%$ まで耐力低下は極僅かであった。

試験体 PS-5： $R=\pm 1.0\%$ でせん断ひび割れが， $R=\pm 1.5\%$ で梁主筋に沿って付着割裂ひび割れが発生した。 $R=+1.5\%$ に向かう途中で梁主筋が降伏し， $R=\pm 1.5\%$ で最大耐力に達した後，以降緩やかに耐力低下した。 $R=+2.0\%$ で PC 鋼棒が降伏し， $R=+3.0\%$ に向かう途中でせん断補強筋が降伏した。

2.3 せん断耐力評価

せん断耐力評価式は，文献 6) に示されている式を基に構築した。正側加力では，塑性変形の進展に伴う耐力低下がかなり小さく PRC 造特有の性状を示す傾向が見られたため，コンクリート圧縮強度の有効係数 ν は文献 7) に準拠することとした（式(1)，(2)）。

$$\nu_0 = \alpha L_r S_g \quad (0.65 \leq \nu \leq 1.0) \quad (1)$$

$$S_g = C_1 + C_2 \frac{\sigma'_g}{\sigma_B} \quad (C_1 = C_2 = 1.0) \quad (2)$$

トラス機構の角度を表す係数 μ および ν は端部 PRC の塑性変形角 R_p の進展にかかわらず一定とし，せん断耐力評価式には端部 PRC において H 形鋼に囲まれたコンクリート部分（断面積： A_{sc} ）のアーチ機構のうち，せん断耐力寄与分（ $\nu \sigma_B A_{sc} \tan \theta'/2$ ）も考慮することとした。 $\nu \sigma_B A_{sc} \tan \theta'/2$ は，文献 6) に示されているアーチ機構のせん断耐力寄与分 V_a において bD を A_{sc} に読み替えたもので， θ' は当該アーチ機構の角度である。

実験において端部 PRC に梁主筋に沿って付着割裂破

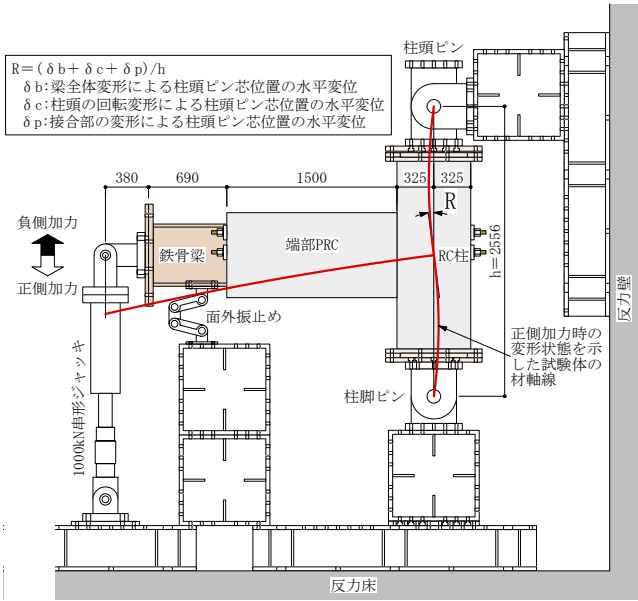


図-2 加力装置図

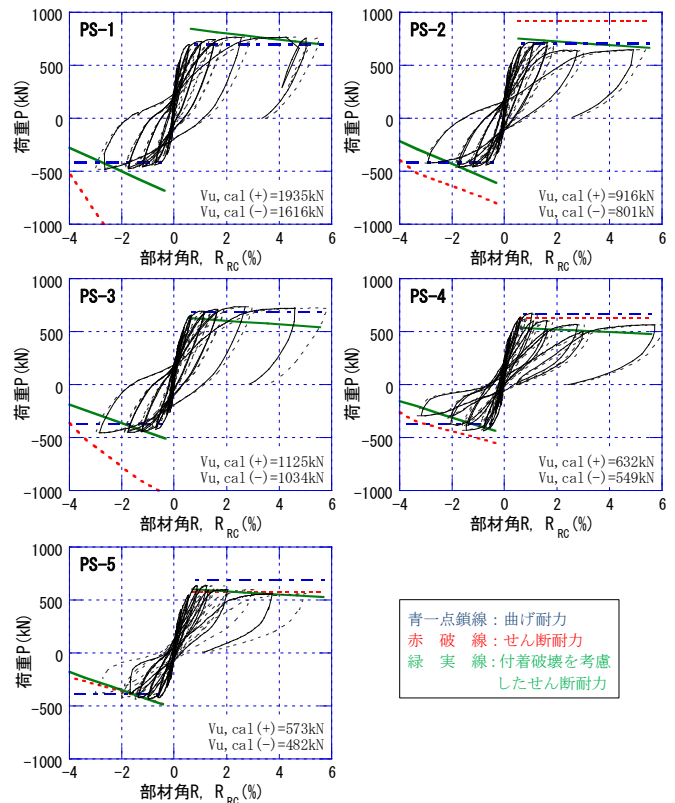


図-3 荷重-部材角関係

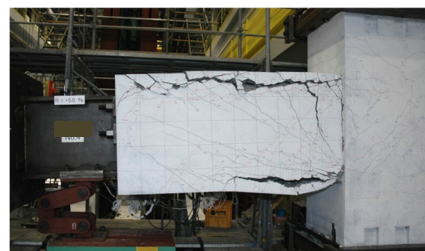


写真-1 付着割裂ひび割れの状況（ $R=+5.0\%$ 時）

壊が観察されたため、文献 6) に基づき付着破壊の影響を考慮したせん断耐力評価式についても検討を行った。原式によるせん断耐力は実験結果を過大評価し、危険側となるため付着強度および 2 段目主筋の付着強度低減係数 α_2 の修正を試みた。

PC 鋼材が試験体の PRC 断面の上端に偏在配置されているため、負側加力は RC 造に近い履歴性状を示した。そこで、負側加力のせん断耐力評価式では w を正側加力の 0.8 倍とし、 μ および w は R_p の進展に伴う低下勾配をそれぞれ 10, 20 とした (式(3))。図-3 中に併記した式(3)による計算値は、試験体 PS-3, 4 で過小評価となるものの、いずれの試験体も塑性域を含めて実験結果とよく整合していることが分かる。なお、曲げ耐力は文献 7) に示されている耐力式で実験結果を精度よく評価できることを確認した。

$$\sum (\tau_{bu} \psi) = \phi_b (1 - \xi_{(+)} R_p) \left(\tau_{bu1} \sum \psi_1 + \tau_{bu2} \sum \psi_2 \right) \quad (3)$$

$$\phi_b = 0.6, \quad \xi_{(+)} = 10$$

$$\alpha_2 = A_{s2} / (A_{s1} + A_{s2})$$

ここに、 A_{s1} : 最外縁主筋の断面積 (mm²)、 A_{s2} : 2 段目主筋の断面積 (mm²) である。

3. PC 鋼材の導入緊張力を变化させた混合構造梁

3.1 実験概要

試験体の形状寸法および配筋図を図-4 に、試験体一覧を表-2 に示す。試験体の鉄骨梁は終局まで弾性範囲に留めるものとし、端部 PRC のせん断破壊が先行するように計画した。試験体の断面寸法および配筋、鉄骨梁の H 形鋼 BH-550×175×12×28 (SN490B) は全試験体共通で、断面せいは 750mm、断面幅は 450mm とした。上端主筋は 9-D19 (SD390) で 1 段筋 7 本、2 段筋 2 本とし、下端主筋は 7-D19 で 1 段配筋とした。主筋は先端に定着金物を用いて定着した。せん断補強筋は 2-D6 (SD295A) で 150mm 間隔とした。PC 鋼材は $\phi 29$ (SBPR930/1080) で、PRC 断面の上端に 4 本平行配置した。導入緊張力は試験体 PS-1 の所定の緊張力 (1960kN) を基準に、試験体 PS-2~5 は順に、その 75%、50%、25%、0% とした。

加力方法および加力サイクルは、2.1 節と同様である。

3.2 実験結果

各試験体の荷重-部材角関係を図-5 に、 $R=+5.0\%$ 時の破壊状況を写真-2 に示す。横軸の細い破線は載荷点での部材角 R 、細い実線は端部 PRC 先端 (端面-50mm) での部材角 R_{RC} を表している。いずれの試験体も $R=\pm 0.25\%$ で端部 PRC に曲げひび割れが、 $R=\pm 0.5\%$ で曲げせん断ひび割れが発生した。それ以降の破壊経過は以下のとおりであった。

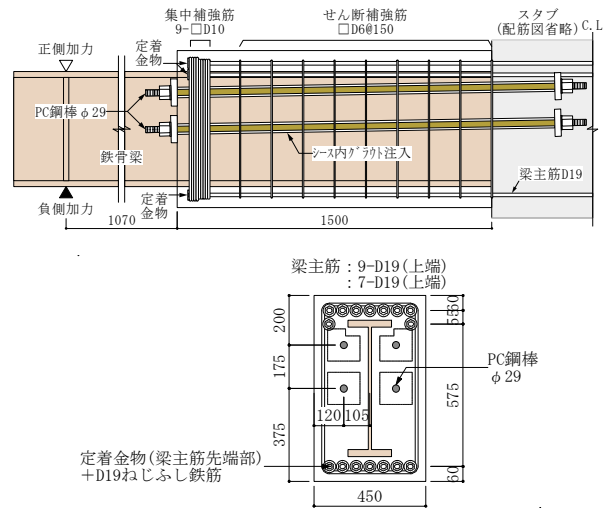


図-4 試験体の形状寸法および配筋図

表-2 試験体一覧

試験体	PST-1	PST-2	PST-3	PST-4	PST-5
スタブ (mm)	960 (幅) × 960 (奥行き) × 1200 (高さ)				
鉄骨梁*1 (mm)	BH-550×175×12×28				
端部 PRC 幅 b (mm)	450				
端部 PRC せい d (mm)	750				
端部 PRC 長さ Lj (mm)	1500				
梁主筋*2	上端 : 7 (1 段筋) + 2 (2 段筋) - D19 下端 : 7 - D19				
コンクリート圧縮強度 (Fc42) (MPa)	53.7	51.7		53.3	
コンクリート弾性係数 (GPa)	35	33		34	
クワッド材圧縮強度 (MPa)	25.9				
弾性係数 (GPa)	13				
PC 鋼棒*3	2- $\phi 29$ (上下共)				
プレストレス σ'_{pg} (MPa)	5.81	4.37	2.92	1.46	0
せん断補強筋*4	$\square D6@150$				
せん断補強筋比 p_w (%)	0.21				
せん断補強筋量 $p_w \sigma_y$ (MPa)	0.87				
集中補強筋*5	9- $\square D10@10$				

*1 : $\sigma_y = 319 \text{ MPa}$ [フランチ], $\sigma_y = 360 \text{ MPa}$ [ウエブ] (SN490B)

*2 : $\sigma_y = 457 \text{ MPa}$ (SD390) *3 : $\sigma_y = 990 \text{ MPa}$ (SBPR930/1080)

*4 : $\sigma_y = 347 \text{ MPa}$ (SD295A) *5 : $\sigma_y = 469 \text{ MPa}$ (SD295A)

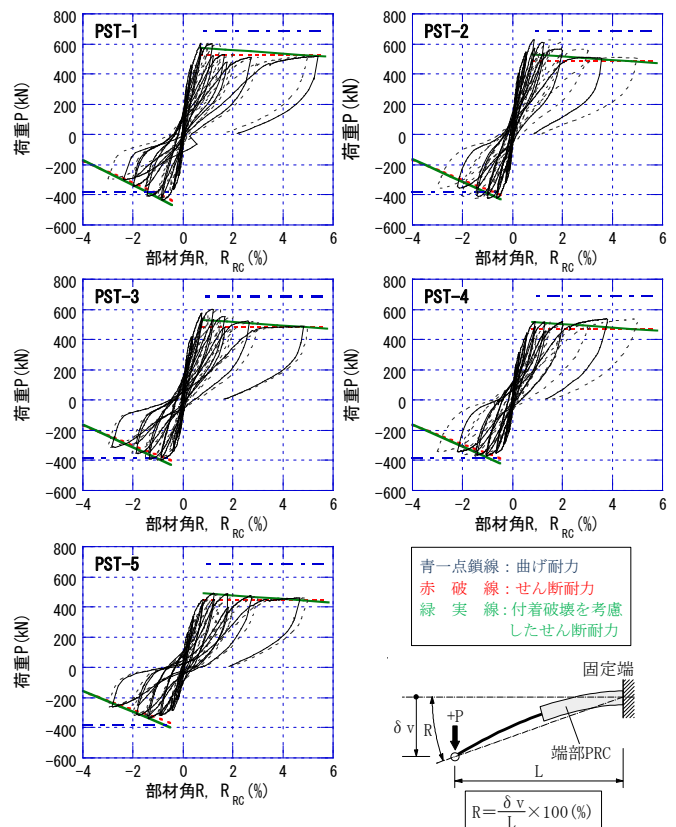
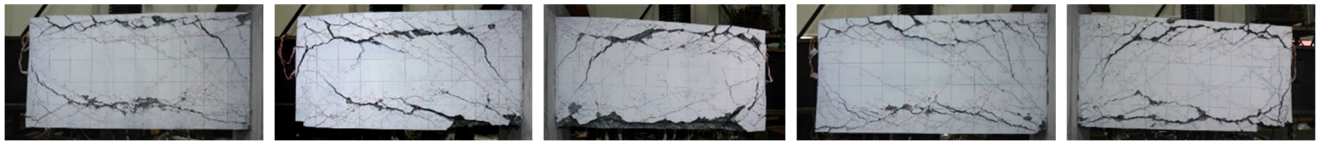


図-5 荷重-部材角関係



(a) PST-1 (b) PST-2 (c) PST-3 (d) PST-4 (e) PST-5

写真-2 破壊状況 (R=+5.0%時)

試験体 PST-1 : R=+1.0%で最大耐力に至った後, R=-1.0%直前で梁主筋が降伏し, R=±1.5%で端部 PRC に梁主筋位置に沿って付着割裂ひび割れが発生した。PC 鋼棒は R=+1.0%を超えた後, 降伏した。正側加力では, 最大耐力に達した後, 緩やかに耐力低下した。一方, 負側加力では最大耐力に達した後, 急激に耐力低下した。

試験体 PST-2 : R=-1.0%直前でせん断補強筋が, R=+1.5%で梁主筋が降伏して最大耐力に至った。R=-1.5%で2段目主筋位置に沿って端部 PRC に付着割裂ひび割れが発生した。PC 鋼棒は R=+2.0%で降伏した。最大耐力に達した後の耐力低下は試験体 PST-1 と同様の傾向を示した。

試験体 PST-3 : R=+1.5%直前でせん断補強筋が降伏し, R=±1.5%で梁主筋に沿って付着割裂ひび割れが発生するとともに梁主筋が降伏して最大耐力に至った。PC 鋼棒は R=+2.0%を超えた後, 降伏した。R=±1.0%で最大耐力に達し, その後の耐力低下は PST-1 と同様の傾向を示した。

試験体 PST-4 : R=+1.5%直前で梁主筋が, R=+2.0%の繰返し加力でせん断補強筋が降伏した。R=±2.0%で梁主筋位置に沿って付着割裂ひび割れが発生した。正側加力の場合は最終サイクルまで耐力低下は見られなかった。PC 鋼棒は R=+3.0%で降伏した。負側加力の場合は R=-2.0%で最大耐力に達し, それ以降急激に耐力が低下した。

試験体 PST-5 : R=+1.0%直前で梁主筋が, R=+1.5%でせん断補強筋が降伏して最大耐力に至った。R=±2.0%で梁主筋位置に沿って付着割裂ひび割れが発生した。PC 鋼棒は R=+4.0%に向かう直前で降伏した。最大耐力到達後の耐力低下は試験体 PST-1 と同様の傾向を示した。

いずれの試験体も梁の変形の進展に伴い, 鉄骨梁から端部 PRC に切替わる端部 PRC 木口面に鉄骨フランジ位置から端部 PRC 断面の外側に向かってひび割れが発生した。梁主筋位置に沿って発生する付着割裂ひび割れは, このひび割れにより誘発されたものであると考えられる。

最大耐力と緊張力の関係をみると, 所定の緊張力を導入した試験体 PST-1 では (正側 605kN, 負側-432kN) に対する比で, 導入緊張力 75%の試験体 PST-2 では (1.04, 0.98), 導入緊張力 50%の試験体 PST-3 では (1.00, 0.92), 導入緊張力 25%の試験体 PST-4 では (0.89, 0.86), 導入緊張力 0%の試験体 PST-5 では (0.81, 0.78) となり, 正側, 負側ともに導入緊張力に比例して最大耐力が低下す

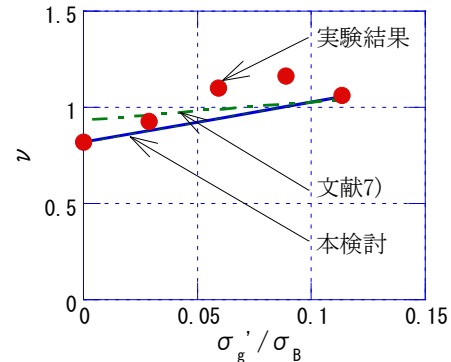


図-6 $\nu - \sigma'_g / \sigma_B$ 関係

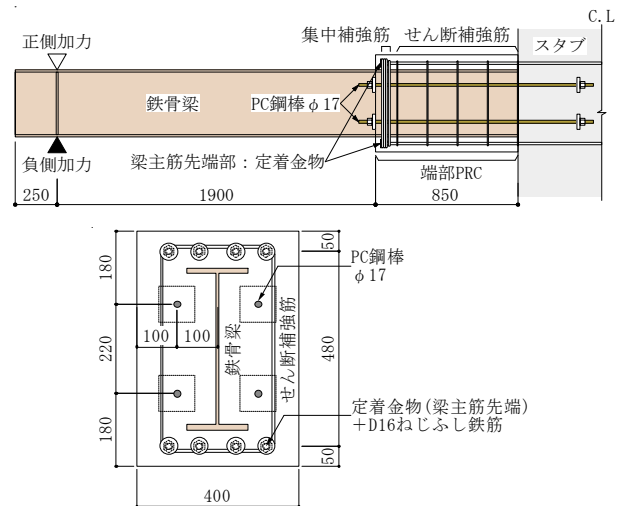


図-7 試験体の形状寸法および配筋図

表-3 試験体一覧

試験体	PS0-1	PS0-2	PS0-3	PS0-4	PS0-5	PS0-6
鉄骨梁 ^{*1} (mm)	H-400×150×8×13					
端部PRC幅b (mm)	400	350	400	350	400	400
端部PRCせりD (mm)	580					
端部PRC長さLj (mm)	850					
梁主筋 ^{*2}	4-D16 (上下共)					
コンクリート圧縮強度 (MPa)	51.5 (Fc42)		53.2 (Fc42)		40.6 (Fc30)	
弾性係数 (GPa)	32		32		27	
PC鋼棒 ^{*3}	2-φ17 (上下共)					
プレストレスσ'g (MPa)	0					
せん断補強筋 ^{*4}	□D6 @180	□D6 @250	□D6 @180	□D6 @250	□D6 @150	□D6 @180
有効せん断補強筋比pwe' (%)	0.21	0.21	0.21	0.21	0.54	0.21
集中補強筋 ^{*5}	4-□D10 @10	3-□D10 @10	4-□D10 @10	3-□D10 @10	3-□D10 @10	
備考	ボンドPC		アンボンドPC		ボンドPC	

*1 : $\sigma_y = 431 \text{ MPa}$ [フランジ], $\sigma_y = 485 \text{ MPa}$ [ウェブ] (SN490B)

*2 : $\sigma_y = 447 \text{ MPa}$ (SD390) *3 : $\sigma_y = 1054 \text{ MPa}$ (SBPR930/1080)

*4 : $\sigma_y = 357 \text{ MPa}$ (SD295A) *5 : $\sigma_y = 374 \text{ MPa}$ (SD295A)

る傾向が見られた。ただし, 導入緊張力 50%以上の試験体では正側加力の最大耐力に有意差は見られなかった。

3.3 セン断耐力評価

せん断耐力評価式および付着破壊の影響を考慮したせん断耐力評価式は、式(3)を適用すると過小評価となるケースがあることから、コンクリート圧縮強度の有効係数 ν の定義式のうち、導入緊張力に係る係数 S_g を最大耐力実験値の下限値に適合するよう $C_1=0.88$, $C_2=22$ に修正した。

最大耐力実験値を用いてせん断耐力評価式あるいは付着破壊の影響を考慮したせん断耐力評価式から逆算した ν のうち小さい方の値と上記修正を行った計算式による値の関係を図-6に示す。同図より、緊張力が所定値の50%以上導入された試験体では修正式、文献7)に示されている式とも $\nu \geq 1.0$ となっており、 ν の上限値に達しているため同じ値となる。

図-6中に併記した耐力線から、導入緊張力が所定値の25%以下の試験体では、文献7)に示されている式による計算値は最大耐力実験値を上回り危険側の評価となるが、修正式による計算値は、導入緊張力が所定値の25%~75%の試験体で僅かに過小評価となるものの、いずれの試験体も塑性域を含めて実験結果とよく整合していることが分かる。

4. PC 鋼材無緊張の混合構造梁

4.1 実験概要

試験体の形状寸法および配筋図を図-7に、試験体一覧を表-3に示す。試験体の鉄骨梁は終局まで弾性範囲に留めるものとし、端部PRCのせん断破壊が先行するように計画した。断面せい、主筋、PC鋼材(上下共2- $\phi 17$, 導入緊張力0)は全試験体共通で、断面幅は試験体PS0-2, 試験体PS0-4が350mm, その他の試験体は400mmとした。試験体PS0-1, PS0-2はPC鋼材をボンドし、せん断補強筋の間隔をパラメータとした。試験体PS0-3, 4は試験体PS0-1, 2と断面形状寸法を同一とし、PC鋼材をアンボンドとした。試験体PS0-5, 6はコンクリート強度をパラメータとした。主筋は先端に定着金物を用いて定着した。鉄骨梁は全試験体共通で、H-400 $\times$ 200 $\times$ 8 $\times$ 13の形鋼のフランジをカットし、フランジ幅は150mmとした。

加力方法および加力サイクルは、2.1節と同様である。

4.2 実験結果

各試験体の荷重一部材角関係を図-8に示す。横軸の細い破線は載荷点での部材角 R , 細い実線は端部PRC先端(端面-50mm)での部材角 R_{RC} を表している。なお、同図中の青一点鎖線, 赤破線, 緑実線の凡例は図-3, 図-5と同様である。いずれの試験体も $R=\pm 0.25\%$ で端部PRCに曲げひび割れが発生した後, $R=\pm 0.5\%$ で曲げせん断ひび割れが発生した。それ以降の破壊経過は以下のとおりである。

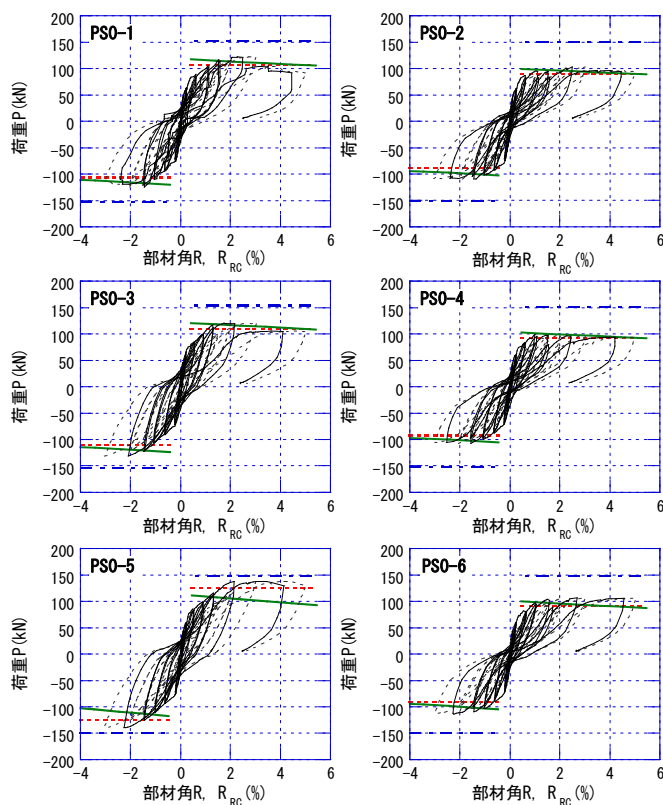


図-8 荷重一部材角関係

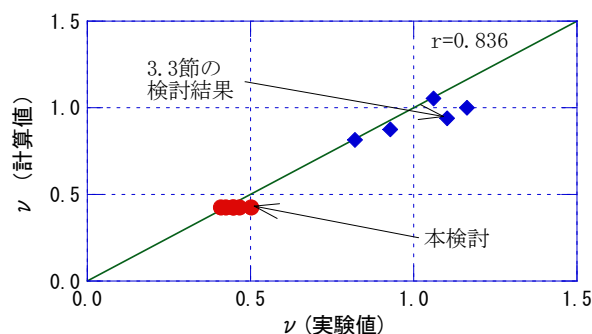


図-9 ν 実験値と計算値の比較

試験体 PS0-1: $R=\pm 1.0\%$ でせん断ひび割れが発生し, $R=\pm 3.0\%$ でせん断ひび割れ幅が拡幅した。耐力は $R=\pm 2.0\%$ まで増大した後、それ以降緩やかに低下した。

試験体 PS0-2: $R=\pm 1.0\%$ でせん断ひび割れが, $R=\pm 1.0\%$ で梁上端主筋に沿って付着割裂ひび割れが, $R=-3.0\%$ で梁下端主筋に沿って付着割裂ひび割れが発生し、それ以降ひび割れ幅が拡幅した。耐力は $R=\pm 3.0\%$ まで保持したが, $R=+5.0\%$ で僅かに低下した。

試験体 PS0-3: $R=\pm 1.5\%$ でせん断ひび割れが発生し, $R=\pm 3.0\%$ でせん断ひび割れ幅が拡幅した。耐力は $R=\pm 3.0\%$ まで増大した後、それ以降緩やかに低下した。試験体 PS0-1 との性状の差異は認められなかった。

試験体 PS0-4: $R=\pm 1.5\%$ でせん断ひび割れが、正側加力時に梁上端主筋に沿って付着割裂ひび割れが, $R=-2.0\%$ で梁下端主筋に沿って付着割裂ひび割れが発生し、それ以降ひび割れ幅が拡幅した。耐力は $R=\pm 3.0\%$ まで保

持し、 $R=+5.0\%$ でも極僅かしか低下しなかった。試験体 PS0-2 との性状の差異は認められなかった。

試験体 PS0-5： $R=\pm 1.0\%$ でせん断ひび割れが発生し、 $R=\pm 3.0\%$ でせん断ひび割れ幅が拡幅した。 $R=+5.0\%$ で梁上端主筋に沿って付着割裂ひび割れが発生した。耐力は $R=+4.0\%$ まで保持し、それ以降も極僅かしか低下しなかった。

試験体 PS0-6： $R=\pm 1.0\%$ でせん断ひび割れが、 $R=-3.0\%$ で梁下端主筋に沿って付着割裂ひび割れが発生し、それ以降ひび割れ幅が拡幅した。耐力は $R=+5.0\%$ まで低下することなく保持した。

4.3 せん断耐力評価

試験体 PS0-1～6 は試験体 PST-5 に比べて $L_f/2D$ が小さいため、3.3 節で検討したせん断耐力および付着破壊の影響を考慮したせん断耐力評価式を適用すると過大評価となる。そのため、コンクリート強度の有効係数 ν の定義式のうち、 $L_f/2D$ に関わる L_r を実験結果と適合するように補正係数を導入し、導入緊張力の影響係数 S_g の修正を試みた。

最大耐力実験値から逆算した ν と修正式による計算値の関係を図-9 に示す。なお、同図中には 3.3 節で検討した結果も併せて示す。同図より、計算値は実験結果とよく整合していることが分かる。図-8 中に併記した修正式による計算値は、試験体 PS0-5 で過小評価となるものの、いずれの試験体も塑性域領域を含めて高い精度で実験結果と整合していることが分かる。

5. まとめ

鉄骨梁端部を RC 造で巻いた断面に PC 鋼材を併用した混合構造梁構法の構造性能確認実験の概要および結果を示すとともに、実験結果に基づいて提案した端部 PRC のせん断耐力評価式の妥当性について検討した。

実験および検討結果から得られた知見を以下に列記する。

- (1) せん断耐力および付着破壊の影響を考慮したせん断耐力は塑性変形が進展してもあまり低下せず、PRC 造の特徴である靱性能に優れた挙動を示す。
- (2) 提案したせん断耐力評価式による計算値は、塑性変形領域を含めて高い精度で実験結果と整合する。

(3) PC 鋼材は曲げ耐力に寄与する。

(4) PC 鋼材の付着の有無が構造性能に与える影響は小さい。

参考文献

- 1) 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 1，2），日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.1219-1222，2008.9
- 2) 山野辺宏治，金本清臣，真瀬伸治：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 5），日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.1183-1184，2009.8
- 3) 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，No.2，pp.1129-1134，2009.7
- 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 6），日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.1275-1276，2010.9
- 5) 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された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，Vol.76，No.659，pp.205-211，2011.1
- 6) 一般社団法人日本建築学会：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，丸善，1999.9
- 7) 一般社団法人日本建築学会：プレストレストコンクリート設計施工規準・同解説，2022.3
- 8) 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 8，9），日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.1279-1282，2010.9
- 9) 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），日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.1283-1284，2010.9