

# 論文 超高強度材料を用いた鉄筋コンクリート造柱梁接合部に関する実験的研究

傳野 悟史\*1・菊田 繁美\*1・濱田 聡\*2・竹中 啓之\*1

**要旨:** 柱に設計基準強度 200 および 150N/mm<sup>2</sup>の超高強度コンクリート, 梁に 100 および 60N/mm<sup>2</sup>の高強度コンクリート, 梁主筋に SD590 材を用いた柱梁部分架構の履歴性状および破壊性状を確認するため, 一定軸力下における静的加力実験を行った。試験体は鉄筋コンクリート建物のアウトフレームを対象とした片側直交梁付十字形およびト形の約 1/2 縮尺模型である。実験の結果, 柱梁部分架構は層間変形角 1/20rad.において急激な耐力低下をしなかった。梁の降伏変形の算定には菅野式を修正する必要があること, 梁の履歴モデルに武田モデルを用いる場合は除荷剛性パラメータを適切に評価する必要があることを示した。

**キーワード:** 高強度材料, 高強度コンクリート, 高強度鉄筋, 柱梁接合部, 十字形

## 1. はじめに

筆者らは超高層鉄筋コンクリート造建築物の設計施工システムの研究開発を行っており, さらなる高層化および居住空間の拡大等を目指し, より高強度材料の適用性について検討している。その一環として, Fc200N/mm<sup>2</sup>レベルのコンクリートを用いた柱については竹中ら<sup>1)</sup>が報告した。

コンクリートと鉄筋が高強度になるに従い, それらを用いた柱および梁部材の強度, 剛性および履歴性状の評価に既往の評価式が適用できなくなる可能性がある。本報では, 超高強度コンクリートと高強度鉄筋を用いた柱および梁部材からなる架構の復元力特性を把握する目的で行った柱梁部分架構の実験を基に, 架構の復元力特性について検討した結果を報告する。

## 2. 実験概要

### 2.1 試験体概要

実験に供した試験体の概要, 諸元および材料特性を図-1, 表-1, 表-2(a), (b)に示す。試験体はアウトフレームの中柱を対象とした片側直交梁付十字形試験体 HRPC28,29 と, 隅柱を対象とした片側直交梁付ト形試験体 HRPC-T6 の計 3 体であり, 縮尺を約 1/2 とした。コンクリート強度として, HRPC28 と HRPC-T6 の柱に Fc150, 梁に Fc60, HRPC29 の柱に Fc200, 梁に Fc100 を用いた。

表-1 試験体諸元

試験体		HRPC28 十字形	HRPC29 十字形	HRPC-T6 ト形
梁	主筋(P <sub>t</sub> %) D19(SD590)	上 1.99 下 2.21	上 2.64 下 2.91	上 1.99 下 2.21
	Str 筋(p <sub>w</sub> %) D6(USD685)	4-D6@45 0.94		4-D6@65 0.65
柱	主筋(P <sub>g</sub> %) D19(USD685)	2.54		3.81
	Hoop 筋(p <sub>w</sub> %) U6.4(ウルボン 1275)	4-U6.4@50 0.61		
接合部	Hoop 筋(p <sub>pw</sub> %) U6.4(ウルボン 1275)	4-U6.4×3 0.38, 0.41, 0.38		
直交梁	主筋(P <sub>t</sub> %) D19(SD590)	上 1.49 下 1.35		
	軸力(kN)	-2112	-2845	2503
接合部のせん断余裕度*1 (せん断強度/設計用せん断力)		1.82	1.75	2.61
接合部付着余裕度*1,4 (付着強度/設計用付着応力度)		1.51	1.87	-
柱・梁耐力比*2 (柱曲げ/梁曲げ)	上	-	-	2.96
	下	2.73	2.54	3.29
梁せん断余裕度 (梁せん断*3/梁曲げ*2)	上	1.66	1.31	1.20
	下	1.84	1.45	1.34

※1:靱性指針 ※2:保有耐力と変形性能(1990)※3:終局指針による計算値※4:  $\tau_u=0.7(1+\sigma_p/\sigma_B)\sigma_B^{2/3}$ \*

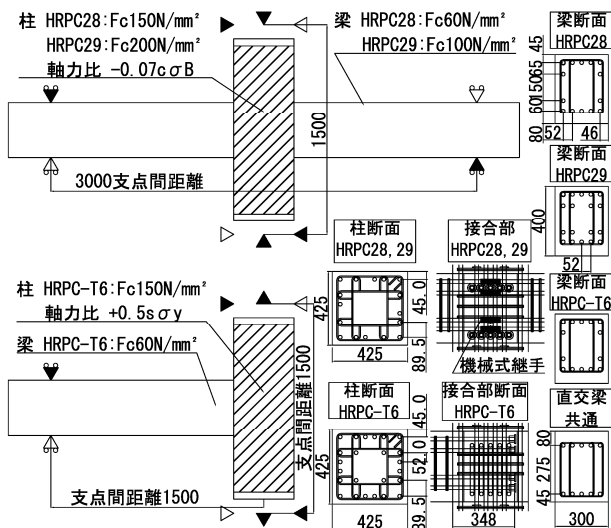


図-1 試験体概要図

\*1 戸田建設 (株) 技術研究所 工修 (正会員)

\*2 戸田建設 (株) 構造設計部 工修 (正会員)

全試験体とも柱主筋にSD685, 梁主筋にSD590を用いた。HRPC28,29では柱梁接合部内において有機グラウト継手を用いて梁主筋を接合し, HRPC-T6では梁主筋端部に機械式定着具を用いて定着長さ約18d, 4/5・D (d: 鉄筋の呼び名の径, D: 柱せい) とした機械式定着とした。HRPC29の柱コンクリートには直径0.16mm, 長さ13mmの鋼繊維を0.75vol%混入した。靱性保証型耐震設計指針<sup>2)</sup>(靱性指針), 建築耐震設計における保有耐力と変形性能(1990)<sup>3)</sup>(保有耐力と変形性能(1990))及び終局強度型耐震設計指針<sup>4)</sup>(終局指針)を高強度材料にも適用して設計した。各余裕度を比較すると, HRPC28では接合部付着余裕度が1.51, HRPC29,T6では梁せん断余裕度が1.31, 1.20と最も小さい。

### 2.2 実験装置及び加力スケジュール

加力スケジュールを図-2に示す。試験体の柱脚をピン支持, 梁の支点をピン・ローラー支持とし, 柱に一定軸力を作用させた状態で柱頭に正負繰り返し漸増加力を行った。軸応力度としてHRPC28,29試験体では加力装置の制限により柱コンクリート圧縮強度 $\sigma_B$ の0.07倍の一定圧縮応力度, 隅柱を対象としたHRPC-T6試験体ではレベル2地震時引張軸力に相当する柱主筋降伏強度 $\sigma_s$ の0.5倍の一定引張応力度を作用させた。

## 3. 実験経過

### 3.1 実験経過および荷重-変形角関係

各試験体の水平荷重 $Q$ -層間変形角 $R$ 関係および $R=1/50\text{rad}$ 時のひびわれ状況図を図-3に示す。 $Q-R$ 関係には, 梁曲げ終局強度の計算値を $P-\delta$ 効果を考慮した柱水平荷重に換算して併記した。

表-2 材料特性

(a) 鋼材

鉄筋 (材料種別)	弾性係数 $\times 10^5$ (N/mm <sup>2</sup> )	降伏強度 (N/mm <sup>2</sup> )	引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )
D19 (SD590)	1.93	662	835
D19 (USD685)	1.90	728	914
D6 (USD685)	1.83	718 <sup>*1</sup>	929
U6.4 (SBPD1275)	1.72	1191	1288
D19 カプラ	2.03 <sup>*2</sup>	1022 <sup>*3</sup>	1348 <sup>*3</sup>

※1: 0.2%オフセット ※2: 継手中央部直径-ネジ谷部から断面積を算出(364.0cm<sup>2</sup>) ※3: 工場出荷検査値

(b) コンクリート

コンクリート	弾性係数 $\times 10^5$ (N/mm <sup>2</sup> )	圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	割裂強度 (N/mm <sup>2</sup> )	
HRPC28	柱	0.486	167 <sup>**</sup>	5.56
	梁	0.366	71.2	4.49
HRPC29	柱	0.538	229 <sup>**</sup>	8.01
	梁	0.432	107	4.77
HRPC-T6	柱	0.493	169 <sup>**</sup>	7.08
	梁	0.362	73.4	4.78

※コア強度

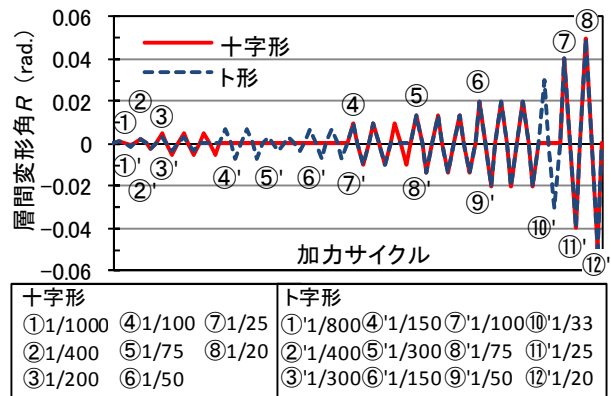


図-2 加力スケジュール

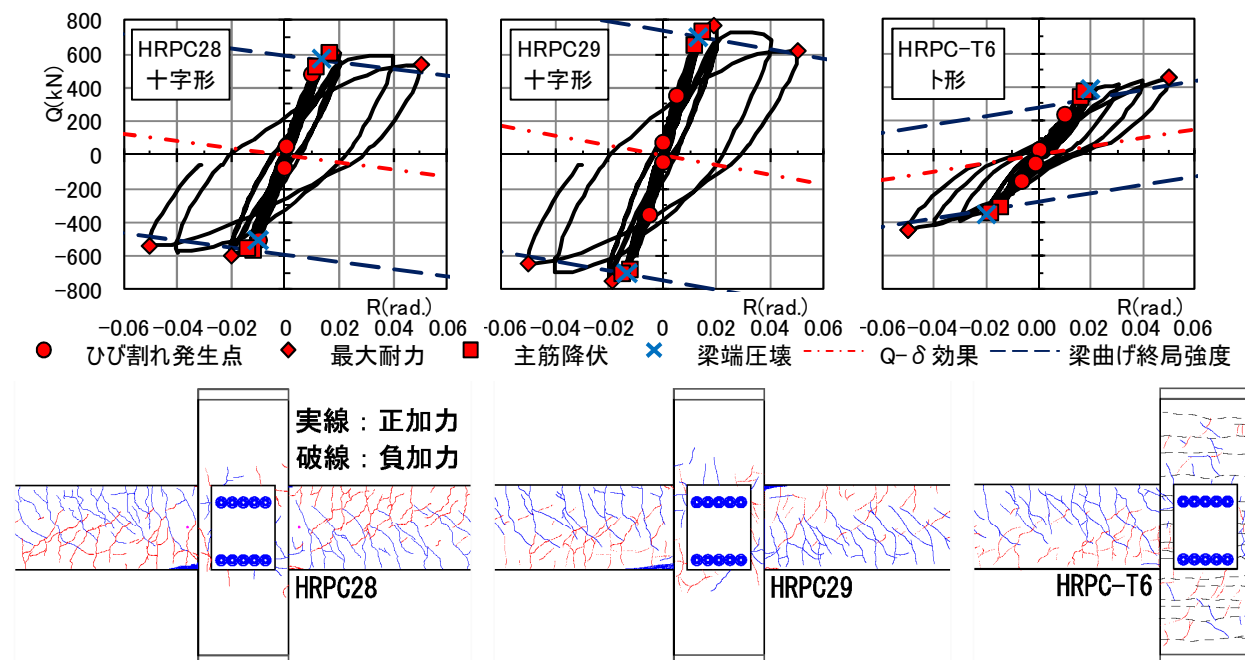


図-3 水平荷重 $Q$ -層間変形角 $R$ 関係および1/50rad.時ひび割れ状況図

HRPC28,29,T6 試験体は同様の損傷状況を示した。梁曲げひびわれは 1/800rad., 梁曲げせん断ひび割れがそれぞれ 1/400rad., 1/400rad., 1/300rad.で発生した。接合部隅部に軽微な水平方向ひび割れと縦ひび割れが 1/200rad., 1/200rad., 1/300rad.で発生した。梁曲げひび割れ本数の増加はそれぞれ 1/200rad., 1/100rad., 1/150rad.までであった。柱面位置での梁一段筋降伏および梁端部上面圧壊は同時でそれぞれ 1/75rad., 1/75rad., 1/50rad.に生じた。梁二段筋の降伏は全試験体とも 1/50rad.に生じた。1/100rad.終了時での梁接合部位置の残留ひび割れ幅はそれぞれ約 0.15mm, 0.11mm, 0.27mm, 梁曲げひび割れ幅は 0.10mm, 0.15mm, 0.3mm, 梁せん断ひび割れ幅は全試験体とも 0.05mm であった。全試験体とも梁曲げ降伏破壊によりメカニズムを形成した。

HRPC28,29 の  $Q-R$  関係は、最大耐力以降も急激な耐力低下を起こさず、1/20rad.の大変形に至るまで耐力低下の少ない靱性に富む紡錘形の安定した履歴性状を示した。最大耐力(正 609,770kN, 負 593,751kN)に対する 1/20rad.の最終変形角時の耐力(正 533,624kN, 負 541,646kN)の比は、それぞれ正方向加力時で 0.88,0.81, 負方向加力時で 0.91,0.86 であった。HRPC-T6 は 1/20rad.の最終変形角に至るまで耐力が上昇する安定した履歴性状であったが、十字形試験体に比べて狭小な履歴ループを示した。これは一定引張軸力が作用していることによる。小変形時には柱の軸引張ひび割れが閉じないために曲げ剛性が低下すること、引張軸力の  $P-\delta$  効果により変形に比例した力が水平荷重に付加されるために、大変形時ほど付加力が大きくなることなどが履歴ループの形状を狭小にする原因と考えられる。

### 3.2 諸強度

諸強度に関する実験値と計算値の比較を表-3 に示す。最大耐力の計算値については、梁曲げ終局強度を柱頭水平荷重に換算した値を記した。ただし  $P-\delta$  効果は加算していない。全試験体とも、ひび割れ強度、梁主筋の曲げ降伏耐力および梁端部コンクリートの圧壊時強度については実験値と計算値がほぼ一致した。最大耐力については、HRPC28,29 ではほぼ一致したが、HRPC-T6 では実験値は計算値を正負平均で約 53%上回った。最終変形角 1/20rad.での  $P-\delta$  効果による荷重増加分は 150kN であり、梁曲げ耐力計算値からの上昇分とほぼ等しい事から、実験値の上昇分は  $P-\delta$  効果による影響であると考えられる。

## 4. 実験結果の検討

### 4.1 層間変形の各部材への変形成分の分離

層間変形  $\delta$  を梁変形  $\delta_B$ , 接合部変形  $\delta_J$ , 柱変形  $\delta_C$  に分離した。 $\delta_B$  及び  $\delta_J$  の算出の際は図-5 内の接合部内イン

サート 4 点での計測値及び  $\delta_B, \delta_J, \delta_C$  式を用いて算出した。

分離した各試験体の正側ピーク時の各部材の変形成分比率の推移を図-6 に示す。HRPC28 は梁の変形が 80~90%程度で推移し、接合部隅部に軽微な水平ひび割れが発生した 1/200rad.以降接合部変形が 4%から 7%に増大し、1/75rad.以降に 10%程度に増大した。柱変形は 2~3%程度であった。一方 HRPC29,T6 では梁の変形が小変形時では 70%,80%程度であり、変形が増大するに従い 90%程度まで増加している。また接合部変形は接合部内ひび割れ発生時期に関わらず 1/20rad.に至るまで 5%, 9%程度で

表-3 実験値と計算値の諸強度比較

試験体		HRPC28	HRPC29	HRPC-T6	
ひび割れ <sup>※1,3</sup> kN	梁曲げ	65 (49) [1.33]	55 (60) [0.92]	47 (50) [0.94]	
	梁主筋降伏時強度	上端 <sup>※2,3</sup> kN	一段筋正加力	317 (285) [1.11]	391 (346) [1.13]
二段筋正加力			338 (314) [1.08]	393 (388) [1.01]	336 (315) [1.07]
下端 <sup>※2,3</sup> kN		二段筋負加力	306 (285) [1.07]	375 (352) [1.07]	305 (286) [1.07]
		一段筋負加力	288 (270) [1.07]	371 (321) [1.16]	285 (267) [1.07]
梁端圧壊 <sup>※2,3</sup> kN	上端負加力	294 (295) [1.00]	371 (376) [0.99]	306 (295) [1.04]	
	下端正加力	336 (321) [1.05]	417 (411) [1.01]	336 (323) [1.04]	
最大耐力 <sup>※1,4</sup> kN	正加	609 (594) [1.03]	770 (741) [1.04]	456 (312) [1.46]	
	負加	593 (594) [1.00]	751 (741) [1.01]	448 (281) [1.59]	

( )内は実験値, ( )内は計算値, [ ]内は実験値/計算値  
 ※1:靱性指針より算出※2:断面分割法より算出。コアコンクリートを NewRC<sup>5)</sup>で提案されたコンファインドコンクリートとした。※3:梁のせん断力※4:柱頭水平荷重

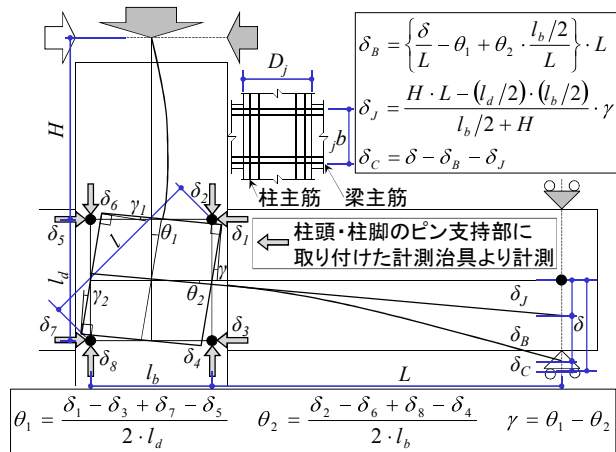


図-5 接合部変形角の算出、層間変形成分の分離方法

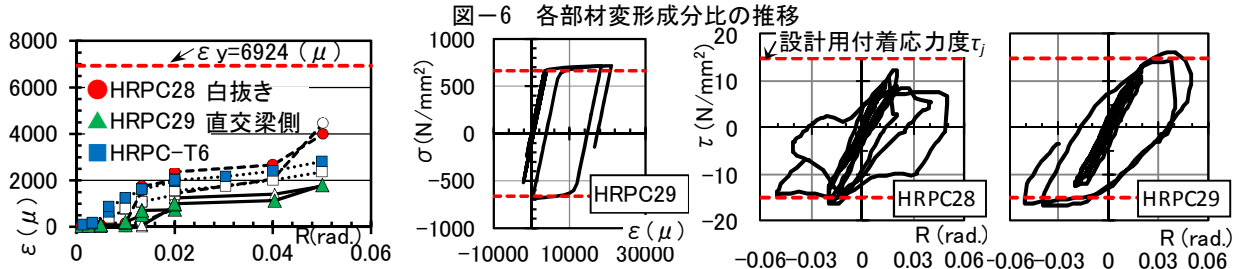
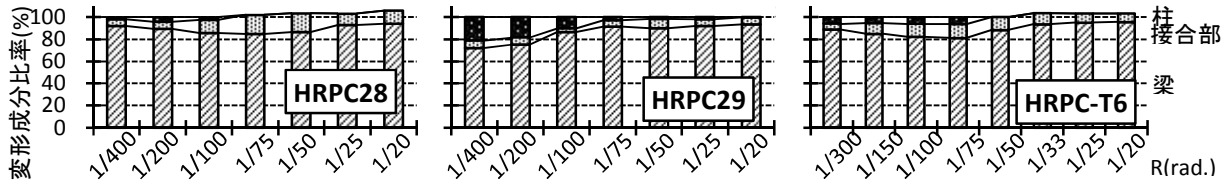


図-7 接合部内せん断補強筋のε-R関係 図-8 梁上一段筋σ-ε関係一例 図-9 接合部内τ-R関係

表-4 柱梁接合部のせん断力及び付着応力度

試験体	HRPC28	HRPC29	HRPC-T6
実験の最大せん断力 $eV_j$ (設計用せん断力 $V_j$ ) [ $eV_j / V_j$ ]	2184 (2059) [1.06]	2891 (2670) [1.08]	1107 (1015) [1.09]
実験の最大付着応力度 $e\tau_j$ (設計用付着応力度 $\tau_j$ ) [ $e\tau_j / \tau_j$ ]	16.4 (14.9) [1.10]	16.7 (14.9) [1.12]	-

( )は靱性指針による計算値。Vは(kN), τは(N/mm<sup>2</sup>)。  
 $eV_j, V_j = T + T' - V_c = M_b/b + M_b'/b' - V_c$ ,  
 $e\tau_j = (s\sigma_{left} - s\sigma_{right}) \cdot A_b / (b\phi \cdot l_m)$ ,  $\tau_j = (1 + \gamma_j)\sigma_{yu} \cdot d_b / (4 \cdot D)$   
 ここで  $M_b, M_b'$ :左右の梁端曲げモーメント,  $b, b'$ :梁の最外鉄筋間隔,  $V_c$ :柱せん断力,  $s\sigma$ :梁主筋応力度,  $A_b$ :主筋断面積,  $b\phi$ :主筋円周,  $l_m$ :主筋ひずみ計測間隔,  $\gamma_j$ :複筋比,  $\sigma_{yu}$ :主筋の上限強度算定用強度,  $d_b$ :主筋径,  $D$ :柱せい

推移している。1/100rad.以下で HRPC28 の梁の変形成分が HRPC29 よりも大きいのは、柱・梁曲げ余裕度及び接合部のせん断余裕度が HRPC28 の方が高く、剛性が高いため、変形が梁に集中したものと考えられる。また HRPC28 よりも接合部せん断余裕度が小さい HRPC29 の方が接合部変形割合が小さいのは、HRPC29 の接合部に混入した鋼繊維が変形を抑制したためと考えられる。HRPC-T6 では一定引張軸力により柱の剛性が低下したことにより、柱の変形成分が増大したと考えられる。

#### 4.2 接合部の性状

##### (1) 接合部のせん断性状

接合部の終局限界状態設計用せん断力  $V_j$  に対する実験の最大せん断力  $eV_j$  の割合を表-4 に示す。 $V_j$  は接合部の体積を靱性指針に則り算出した。ただし梁の応力中心間距離  $b$  は最外鉄筋間隔とした。これは丸田ら<sup>6)</sup>により、梁主筋が多段配筋となった場合、靱性指針の  $b$  では、接合部の  $b$  は小さくなり、過大なせん断応力度が得られ、上下一段筋の実験結果と同一のせん断応力度評価が出来ない等の知見が得られているためである。全試験体とも接合部せん断力の実験値は計算値の1.08倍程度であった。

各試験体について、柱梁接合部内の中央部のせん断補強筋歪度  $\epsilon$  - 層間変形角  $R$  関係を図-7 に示す。全ての

試験体で接合部内せん断補強筋歪度は弾性範囲の挙動を示した。最終変形角 1/20rad.においても直交梁無側の接合部面に数本のせん断ひび割れは発生したが、圧壊は生じない程度の損傷であった。せん断補強筋の歪度は、せん断余裕度の大小と適合しておらず、せん断余裕度の大きい HRPC28 のほうが HRPC29 よりもせん断補強筋歪度が大きかった。これは HRPC29 の接合部に混入した鋼繊維が変形を抑制したためと考えられる。また、HRPC28 の接合部内せん断補強筋の歪度は 1/25rad.に至るまでは直交梁有側の歪度は無側に比べて小さく直交梁の拘束効果に差異が見られたが、R=1/20rad.においては直交梁有側の歪度が大きくなっており、直交梁の拘束効果が低下したものと考えられる。接合部せん断余裕度を1.8程度、接合部せん断補強筋量  $P_{jw}$  を 0.4%程度とすることにより、1/20rad.の大変形においても接合部内せん断補強筋の歪度を降伏歪度の半分程度に抑制できた。

##### (2) 接合部内梁主筋の付着応力度及び応力分布

HRPC28,29 について設計用付着応力度  $\tau_j$  に対する実験の最大付着応力度  $e\tau_j$  の割合及び梁上端一段筋応力  $\sigma$  - 歪度  $\epsilon$  関係の一例を表-4、図-8 に示す。実験の付着応力度は Ramberg - Osgood モデル<sup>7)</sup>を用いて主筋歪度を応力度に換算して求めた。HRPC28,29 とも付着応力度の実験値は計算値の1.11程度であった。これは図-8より鉄筋の歪硬化により実験値が少し大きくなったためである。

HRPC28,29 の梁上端一段筋の接合部内平均付着応力度  $\tau$  - 層間変形角  $R$  関係及び設計用付着応力度  $\tau_j$  を図-9 に示す。R=1/20rad.のサイクルにおいても HRPC29 の接合部内梁主筋の付着応力度は最大応力を保っていることから、付着定着性状は良好であると判断できる。HRPC28 は正側では設計用付着応力度に達していないが、これは圧縮降伏と引張降伏が同時に生じていなかったためである。また、R=1/25rad.サイクル以降に多少の付着劣化が見られるが、1/20rad.でも急激な付着応力度の低下は見ら



れない。柱梁接合部内で梁主筋に機械式継手を用いた本試験体は優れた付着性能を有することが判明した。

HRPC-T6の主筋応力分布を図-10に示す。R=1/50rad.以降において柱面位置では主筋降伏応力 $s\sigma_y$ に達しているのに対し、機械式定着部は約 $0.5 \cdot s\sigma_y$ 程度であることから、接合部内主筋の付着と機械式定着部の定着力がほぼ同等に作用しているものと考えられる。端部に機械式定着具を用い、定着長さ18d、 $4/5 \cdot D$ としたト形接合部の機械式定着は良好であることが判明した。

### 4.3 梁の性状

#### (1) 梁の荷重-変形関係 (降伏変形の評価)

高層RC建物の設計では層間変形角Rを1/100rad.以下にすることが多い。1/100rad.以上で降伏する高強度部材においても、原点と降伏変形を結んだ割線剛性による剛性低下率 $\alpha_y$ を用いることで設計上安全側の評価ができると考えられるため、梁の降伏変形を用いた $\alpha_y$ について検討を行った。引張主筋降伏時の梁部材角 $R_{by}$ を算定する方法として、耐震性能評価指針(案)<sup>8)</sup>(性能評価指針)には式(1)に示すように4つの変形成分の和として評価する方法が示されている。寺嶋ら<sup>9)</sup>により梁にFc60、梁主筋USD685を用いた場合でも、鉄筋コンクリート構造計算規準にも記載されている菅野式<sup>10)</sup>(2)よりも精度良く実験結果を評価できることが示された。しかし、この方法は平面保持を仮定した断面解析などを用いて梁危険断面位置における引張主筋降伏時の曲率や中立軸位置を求めなければならない。そこで、超高強度材料を用いた本試験体に対して現在慣用的に用いられている菅野式の適用性を検討した。その結果、菅野式内の一項を修正することにより、適用性が向上することを示す。

菅野式(2)は多数の実験結果を元に最小自乗法を用いた多重回帰分析法によって実験式が提案されており、その時の鉄筋降伏強度は206~490N/mm<sup>2</sup>であった。従って修正案としては、菅野式(2)の鉄筋に関する第2項に、主筋降伏強度の平均的な値であるSD345を主筋強度で除した値を乗ずるものであり、修正案式を式(3)に示す。

梁せん断力 $Q_b$ -梁部材角 $R_b$ 関係の骨格曲線及び菅野式(2)、修正案式(3)を用いて算出した包絡線を図-11に、実験値と計算値の比較を図-12に示す。また、多段配筋

された試験体の実験値と計算値を比較するため、実験値の梁曲げ降伏部材角 $R_{by}$ を、原点と一段筋降伏点を結び、二段筋引張降伏強度に達した時の部材角とした。梁のひび割れ強度 ${}_sQ_C$ 、第一剛性 $K_G$ は靱性指針により、梁曲げ降伏強度 ${}_sM_y$ は保有耐力と変形性能(1990)で算出した。

$$R_{by} = R_{y,f} + R_{y,s} + R_{y,pj} + R_{y,b} \quad (1)$$

$$\alpha_y = \left( 0.043 + 1.64 \cdot n \cdot p_t + 0.043 \frac{a}{D} + 0.33 \cdot \eta_o \right) \left( \frac{d}{D} \right)^2 \quad (2)$$

$$\alpha_y' = \left( 0.043 + 1.64 \cdot n \cdot p_t \cdot \left( \frac{345}{s\sigma_y} \right) + 0.043 \frac{a}{D} + 0.33 \cdot \eta_o \right) \left( \frac{d}{D} \right)^2 \quad (3)$$

ここに $R_{y,f}$ :弾性曲げ変形による部材角、 $R_{y,s}$ :せん断変形による部材角、 $R_{y,pj}$ :接合部からの梁主筋の抜け出しによる付加回転角、 $R_{y,b}$ :ひずみシフトによる付加回転角、 $\alpha_y$ :矩形断面の柱・梁の降伏時の剛性低下率、 $n$ :鉄とコンクリートとのヤング係数比、 $p_t$ :引張主筋比、 $a$ :せん断スパン、 $D$ :断面の全せい(柱せい)、 $\eta_o$ :軸力比、 $d$ :断面の有効せい(曲げ材の圧縮縁から引張鉄筋重心までの距離)、 $s\sigma_y$ :主筋降伏応力とする。

全試験体とも、菅野式(2)による梁降伏時部材角の計算値は実験値よりも11%~44%程度小さくなっており、既往の研究でも報告されている通り実験値を過小評価している結果となっている。一方修正案式(3)による計算値は菅野式(2)よりも実験値に近い値を示し、±25%以内の値を示している。従って、菅野式(2)の中に降伏強度 $s\sigma_y$ を加えた修正案式で概ね $Q_b - R_b$ 関係が評価することが可能であると考えられる。他の試験体でも同様の傾向が示せるか、引き続き検討が必要である。

#### (2) 梁の履歴性状

HRPC28,29試験体について、設計時の解析に用いる復元力特性について検討した。梁曲げ降伏以降の1/50rad.の定常ループを用いて、実験値から梁の武田モデル<sup>11)</sup>の除荷剛性パラメータ $\gamma$ を同定した。梁の等価粘性減衰定数 $h_{eq}$ の実験値に対する解析値の比と除荷剛性パラメータ $\gamma$ の関係について図-13に示す。解析では梁には4.3(1)で前述した剛性及び強度、修正案式(3)による剛性低下率 $\alpha_y'$ を用いた。接合部にはバイリニア原点指向型モデルを用い、接合部せん断ひび割れ強度 $\tau_{cr}$ 、初期剛性

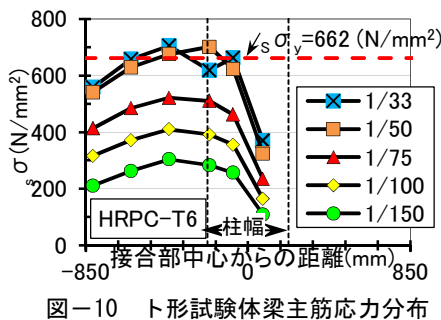


図-10 ト形試験体梁主筋応力分布

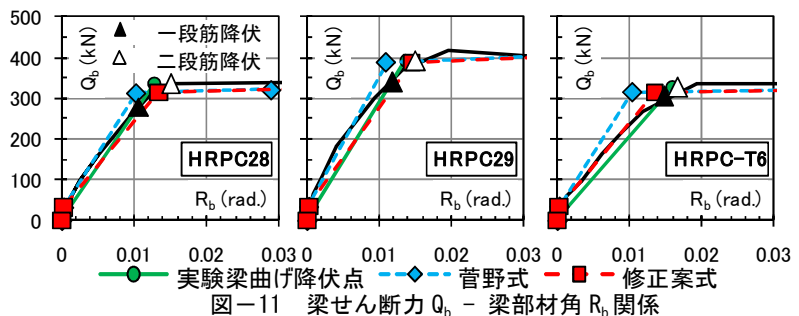


図-11 梁せん断力 $Q_b$ -梁部材角 $R_b$ 関係

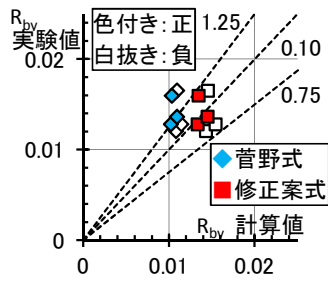


図-12  $R_{by}$ の実験値と計算値の比較

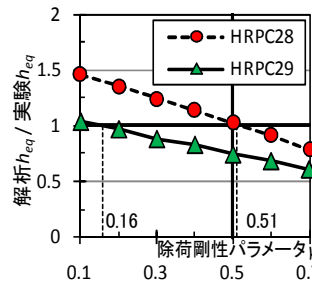


図-13  $\gamma - h_{eq}$ 比較関係

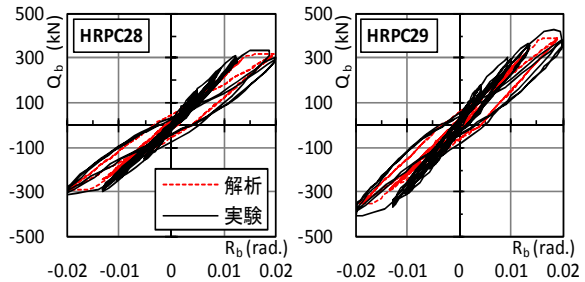


図-14 解析と実験の  $Q_b - R_b$ 関係 (1/50rad.まで)

$G_1$ , 第二剛性  $G_2$ は性能評価指針での計算値を用いた。

梁の降伏後の履歴形状に武田モデルを用いる場合、HRPC28では $\gamma=0.51$ , HRPC29では $\gamma=0.16$ とすることにより実験値と解析値がほぼ一致した。材料強度と引張鉄筋比が大きくなるに従い、除荷剛性パラメータ $\gamma$ は小さくなる傾向があることが判明した。

上記の除荷剛性パラメータ $\gamma$ を0.51, 0.16とした部材角  $R=1/50rad.$ までの梁荷重  $Q_b$  - 部材角  $R_b$  関係を図-14に示す。梁の実験値と計算値の履歴ループは良く一致した。これらより、剛性低下率  $\alpha_y$ に修正案式(3)を用い、梁の武田モデルの除荷剛性パラメータ $\gamma$ を適切に定めることにより、超高強度材料を用いた場合でも履歴ループを設定できるものと考えられる。また、本実験では通常強度材料を用いた設計の際に用いられる事が多い $\gamma=0.5$ では、等価粘性減衰定数  $h_{eq}$ の解析値は実験値を過小評価する傾向となり、安全側の評価となることが判明した。

## 6. まとめ

超高強度材料を用いた柱梁部分架構の復元力特性の把握を目的として、柱に  $F_c=200,150$ , 梁に  $F_c=100,60$  の超高強度コンクリート、柱主筋に D19 (USD685), 梁主筋に D19 (SD590) の高強度鉄筋を用いた柱梁部分架構実験を3体行い、以下の知見を得た。

- (1) AIJ 靱性保証型耐震設計指針式の適用範囲外の高強度材料を用いた柱梁接合部において、接合部のせん断余裕度を1.82と1.75とした試験体は1/20rad.の大変形に至るまでせん断破壊せず、梁曲げ降伏型の靱性に富む紡錘型履歴ループを示した。
- (2) 柱梁接合部内において、機械式継手を用いて通し配筋された梁主筋、及び端部に機械式定着を用いて定着長さ18d, 4/5・Dを確保した付着定着性状は良好であることが判明した。
- (3) 引張主筋降伏時の梁部材角を算定する方法として菅野式(2)に鉄筋強度を含めた修正案式(3)を示し、本試験体の範囲内で概ね評価出来た。
- (4) 梁の履歴モデルに武田モデル、剛性低下率に修正案式(3)を用いた復元力特性において、梁の武田モデルの除荷剛性パラメータ $\gamma$ を0.51, 0.16とすると超高強

度材料を用いた場合でも等価粘性減衰定数並びに履歴ループの実験値と解析値がよく一致した。材料強度と引張鉄筋比が大きくなるに従い、除荷剛性パラメータ $\gamma$ は小さくなる傾向があり、本実験では $\gamma=0.5$ を用いた場合の等価粘性減衰定数の解析値は実験値を過小評価する安全側の評価となることが判明した。

## 謝辞

本実験を実施するにあたり、朝日工業(株)より高強度鉄筋の提供を受けました。ここに記し、謝意を表します。

## 参考文献

- 1) 竹中啓之ほか：超高強度コンクリートを用いた柱とその柱脚部に関する実験的研究，コンクリート工学，Vol.31, No.2, pp.571-576, 2009
- 2) (社)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，1999.8
- 3) (社)日本建築学会：建築耐震設計における保有耐力と変形性能（1990），1990.10
- 4) (社)日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説，1990
- 5) (財)国土開発技術研究センター：平成4年度 New RC 研究開発概要報告書，1993.3
- 6) 丸田誠ほか：170N/mm<sup>2</sup>を超える高強度コンクリートを用いた内柱梁接合部の挙動，コンクリート工学，Vol.26, No.2, pp.469-474, 2004
- 7) Walter Ramberg, William R. Osgood : Description of Stress-Strain Curves By Three Parameters, National Advisory Committee For Aeronautics, No.902, 1943
- 8) (社)日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価指針（案）・同解説，2004.1
- 9) 寺嶋知宏ほか：高強度材料を用いた RC 梁部材の降伏変形，建築学会大会，構造4, P247-248, 2007.7
- 10) 菅野俊介：鉄筋コンクリート構造物の塑性剛性に関する研究(その4)，建築学会大会，構造系, P791-780, 1968.9
- 11) Takeda.T etc : Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes, Proceedings of the American Society of Civil Engineers 96(ST12), P2557-2573, 1970