

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

石川 勝美 *2 菊田 繁美 *1
濱田 聡 *2 梅本 宗宏 *1
渡部 幸宏 *2 竹中 啓之 *1
清水 隆 *2 石岡 拓 *1
千田 啓吾 *2 太田 行考 *2

概 要

柱に設計基準強度 200 および 150N/mm² の超高強度コンクリートと USD685 の高強度鉄筋、梁に 100 および 60N/mm² の高強度コンクリートと SD590 の高強度鉄筋を用いた柱梁部分架構について、履歴性状および破壊性状を確認するために一定軸力下における静的加力実験を行った。試験体は超高層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 3 体である。柱梁部分架構実験を行い、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 1.75 以上、柱梁曲げ耐力比を 2.54 以上とした試験体は、1/20rad. の大変形に至るまで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) 機械式継手を用いて接合された梁主筋、および機械式定着を用いて柱梁接合部内に定着された梁主筋の付着定着性状は良好であることが判明した。
- (3) 高強度鉄筋を用いた梁の引張主筋降伏時部材角を算定する方法として、新たに提案した鉄筋強度による菅野式の補正式は、実験結果をおおむね評価できた。
- (4) 梁の履歴モデルに武田モデルを用いた場合の除荷剛性パラメータ γ について、実験結果をもとに検討した。材料強度と引張鉄筋比が大きくなるにしたがい、除荷剛性パラメータ γ 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。

Experimental Study on Structural Performance of Reinforced Concrete Sub-assemblages using High-strength Material

Satoshi DENNO*1 Katumi ISHIKAWA*2
Shigemi KIKUTA*1 Satoshi HAMADA*2
Munehiro UMEMOTO*1 Takahiro WATABE*2
Hiroyuki TAKENAKA*1 Takashi SHIMIZU*2
Taku ISHIOKA*1 Keigo SENDA*2
Yukitaka OOTA*2

In this paper, the experimental study on sub-assemblages used high-strength material in which the beam main reinforcement setup with the mechanical joint and the mechanical anchor in the beam column connection was described. Three specimens of 1/2 model at the outer frame were employed in this study. The following results were obtained.

- (1) It was proven that these sub-assemblages formed the yielding mechanism by the flexural yield of beams and maintained the enough strength and ductility at the large deflection angle of 1/20rad.
- (2) The bond and anchor performance of the beam main reinforcement with mechanical joint and mechanical anchor in beam column connection was excellent.
- (3) The flexural yield deformation could be good estimated by the SUGANO formulation modified by the yield strength of beam main reinforcement.
- (4) It was proven that the unloading stiffness parameters of the TAKEDA hysteretic model of the high -strength beam became smaller than the usual strength beam.

*1 技術研究所 *2 建築設計統轄部 構造設計部

*1 Technical Research Institute *2 Structural Design Department

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} 石川 勝美^{*2} 菊田 繁美^{*1}
 濱田 聡^{*2} 梅本 宗宏^{*1} 渡部 幸宏^{*2}
 竹中 啓之^{*1} 清水 隆^{*2} 石岡 拓^{*1}
 千田 啓吾^{*2} 太田 行考^{*2}

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、 $F_c200\text{N/mm}^2$ レベルのコンクリートを用いた柱については竹中ら¹⁾が報告した。

コンクリートと鉄筋が高強度になるにしたがい、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、実用的な柱梁接合部せん断余裕度、柱梁曲げ耐力比を有し、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とともに、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、諸元および材料特性概要を表-1、表-2 (a)、(b)、図-1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、いずれも縮尺を約1/2とした。コンクリート強度として、HRPC28 と HRPC-T6 の柱に $F_c150\text{N/mm}^2$ 、梁に $F_c60\text{N/mm}^2$ 、HRPC29 の柱に $F_c200\text{N/mm}^2$ 、梁に $F_c100\text{N/mm}^2$ を用いた。

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 では梁主筋端部において定着長さ約 $18d$ 、 $4/5 \cdot D$ (d : 鉄筋の呼び名の径、 D : 柱せい) の機械式定着とした。HRPC29 の柱コンクリートには直径 0.16mm 、長さ 13mm の鋼繊維を $0.75\text{vol}\%$ 混入した。諸強度算定には、靱性保証型耐震設計指針²⁾ (以下、靱性指針と呼ぶ)、建築耐震設計における保有耐力と変形性能 (1990)³⁾ (以下、保有耐力と変形性能 (1990) と呼ぶ) および終局強度型耐震設計指針⁴⁾ (以下、終局指針と呼ぶ) を高強度材料にも適用した。各試験体の最も小さい余裕度は、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 であった。柱梁曲げ耐力比は 2.54 ~ 3.29 であった。

2.2 実験方法

実験概要を図-2 に、加力スケジュールを図-3 に示す。実験は試験体の柱頭、柱脚をピン支持、梁の支

表-1 試験体諸元

試験体		HRPC 28 十字形	HRPC 29 十字形	HRPC T6 ト形
柱	主筋 (P_g %) D19 (USD685)	2.54		3.81
	Hoop 筋 (p_w %) U64 (ウルボン 1275)	4 - U64@50 (0.61)		
接合部	Hoop 筋 (p_{jw} %) U64 (ウルボン 1275)	4 - U64 × 3		
		0.38	0.41	0.38
梁	主筋 (P_t %) D19 (SD590)	上 1.99 下 2.21	上 2.64 下 2.91	上 1.99 下 2.21
	Str 筋 (p_w %) D6 (USD685)	4 - D6 @45 (0.94)		4 - D6 @65 (0.65)
直交梁	主筋 (P_t %) 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 ^{*14} (付着強度 / 設計用付着応力度)		1.51	1.87	-
柱梁曲げ耐力比 ^{*2} (柱曲げ / 梁曲げ)	上	2.73	2.54	2.96
	下			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: $\tau_u=0.7(1+\sigma_c/\sigma_B)\sigma_B^{2/3}$

表-2 材料特性

(a) 鋼材

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

*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^2) *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^2)	圧縮強度 (N/mm^2)	割裂強度 (N/mm^2)	
HRPC28	柱	0.486	167 [*]	5.56
	梁	0.366	71.2	4.49
HRPC29	柱	0.538	229 [*]	8.01
	梁	0.432	107	4.77
HRPC-T6	柱	0.493	169 [*]	7.08
	梁	0.362	73.4	4.78

* コア強度

*1 技術研究所 *2 建築設計統轄部 構造設計部

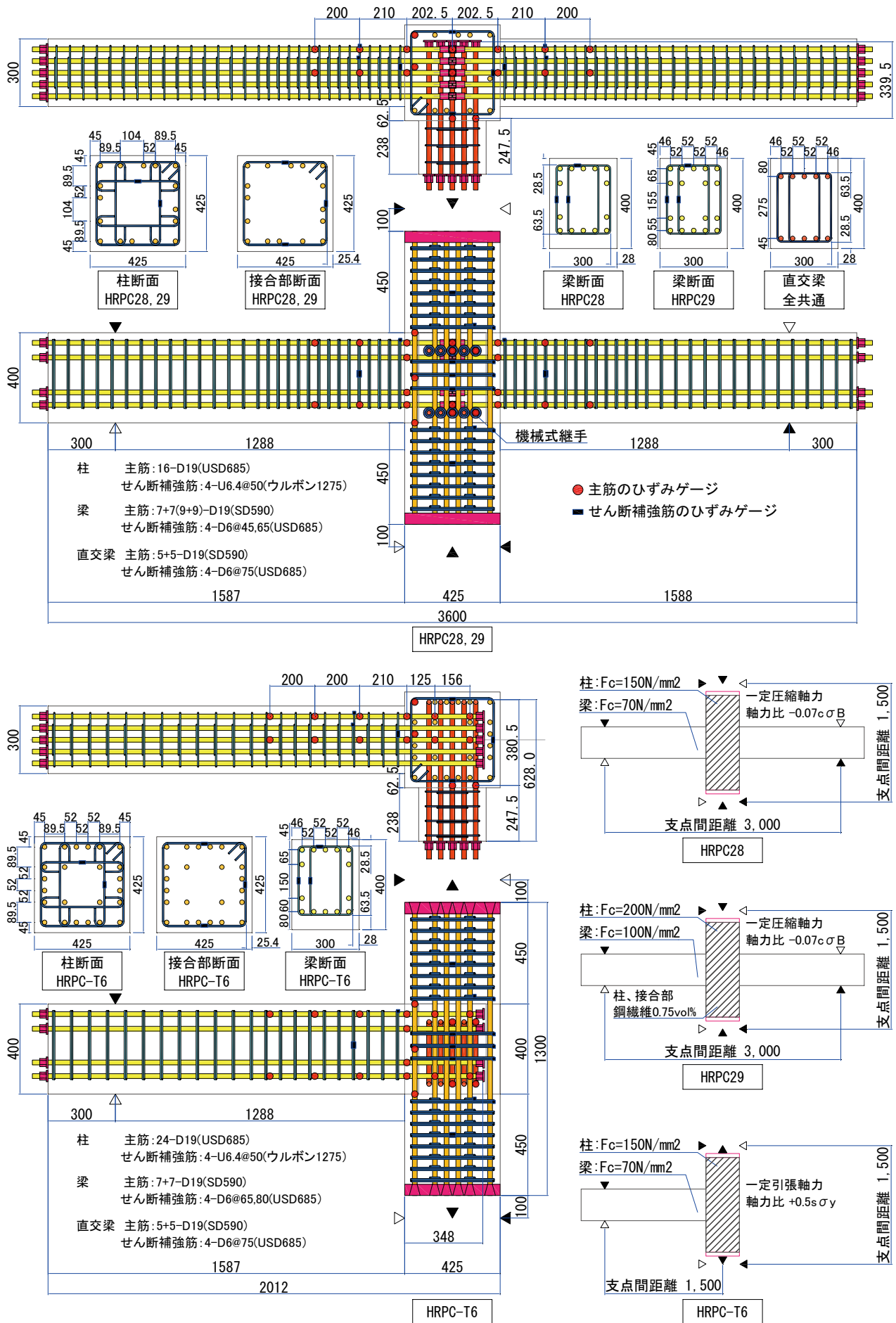


図-1 試験体概要図

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 $c\sigma_B$ 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 σ_y 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 関係を図-4 に、 $R=1/50\text{rad}$ 時のひび割れ状況を図-5 に、および $R=1/20\text{rad}$ 時の最終破壊状況を図-6 に示す。 Q - R 関係には、梁曲げ終局強度の計算値を P - δ 効果を考慮した柱水平荷重に換算して併記した。

HRPC28,29,T6 試験体は同様の損傷状況を示した。梁曲げひび割れはいずれも $1/800\text{rad}$ 、梁曲げせん断ひび割れはそれぞれ $1/400\text{rad}$ 、 $1/400\text{rad}$ 、 $1/300\text{rad}$ 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はそれぞれ $1/200\text{rad}$ 、 $1/200\text{rad}$ 、 $1/300\text{rad}$ で発生した。梁曲げひび割れ本数の増加はそれぞれ $1/200\text{rad}$ 、 $1/100\text{rad}$ 、 $1/150\text{rad}$ 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 $1/75\text{rad}$ 、 $1/75\text{rad}$ 、 $1/50\text{rad}$ に生じた。梁二段筋の降伏はいずれも $1/50\text{rad}$ に生じた。

全試験体とも図-6 に示すように梁曲げ降伏型の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、 $1/20\text{rad}$ 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 $1/20\text{rad}$ 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 $1/20\text{rad}$ 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り、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 - δ 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。

$1/100\text{rad}$ 終了時での HRPC28,29,T6 の梁接合部位置の接合部残留せん断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。

HRPC-T6 の接合部残留せん断ひび割れ幅が他試験体よりも 0.15mm 程度大きい結果となった。これは一定引張軸力が作用していることにより、水平荷重除荷時にも梁接合部位置の接合部せん断ひび割れは残留しやすかったためと考えられる。

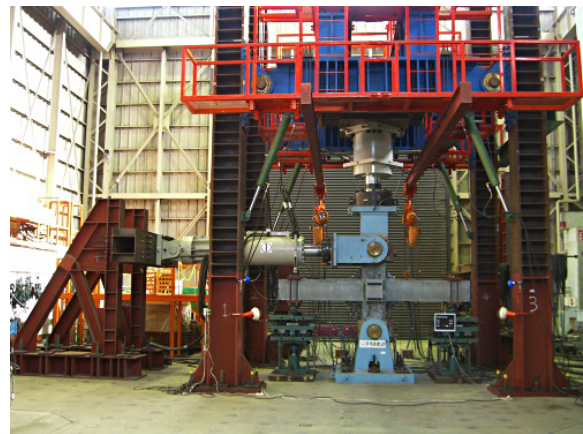


図-2 実験概要

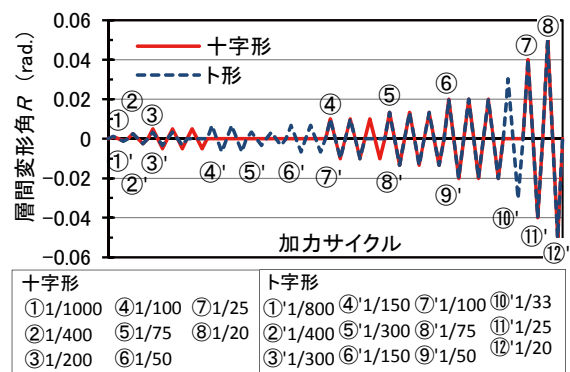


図-3 加力スケジュール

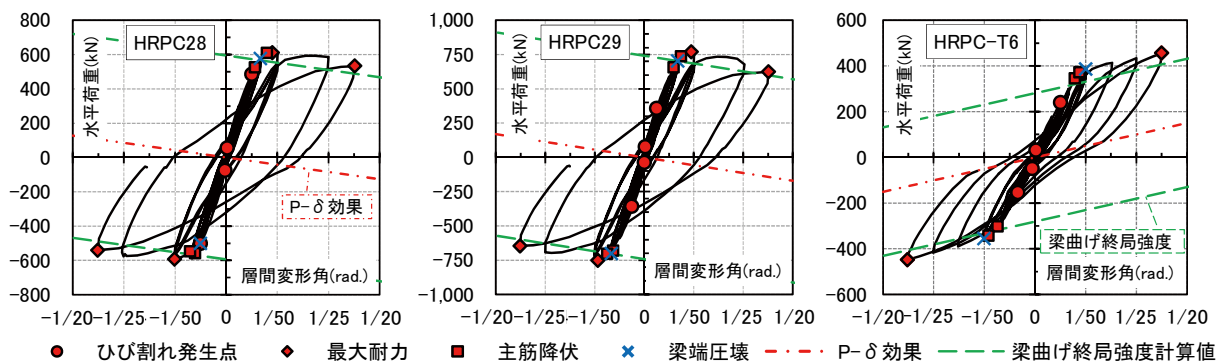


図-4 水平荷重 Q - 層間変形角 R 関係

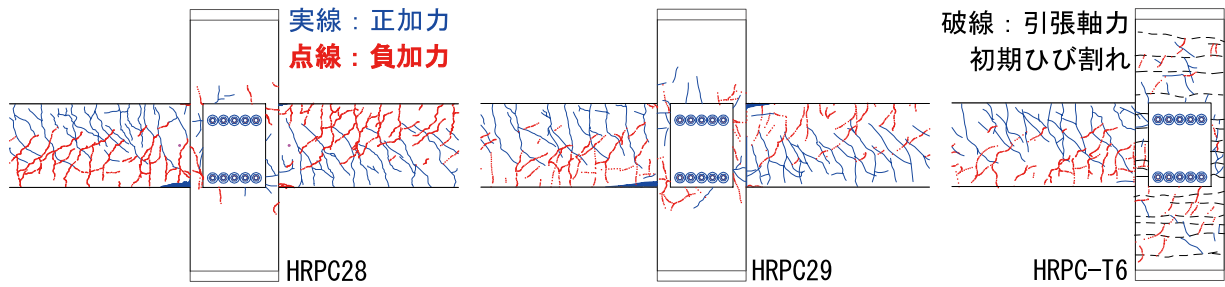


図-5 1/50rad. 時ひび割れ発生状況図

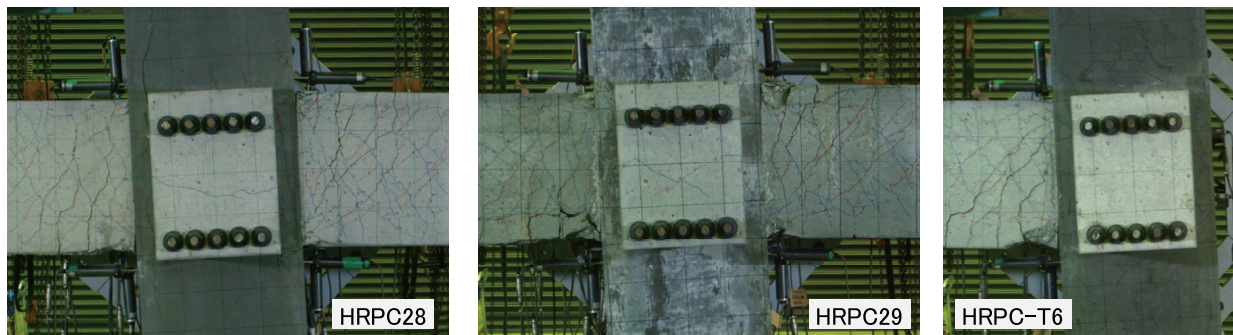


図-6 最終破壊状況図 (1/20rad.)

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-δ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破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-δ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はほぼ等しいことから、実験値の上昇分はP-δ効果による影響であると考えられる。このことおよび図-4中の実験結果と梁曲げ終局強度線から、計算結果にP-δ効果を考慮した場合、最大耐力はほぼ一致すると考えられる。

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 ^{*1,3} 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 ^{*2,3} 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 ^{*2,3} 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 ^{*2,3} 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 ^{*1,4} kN	正加力	609 (594) [1.03]	770 (741) [1.04]	456 (312) [1.46]	
	負加力	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⁽⁵⁾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

4. 実験結果の検討

4.1 層間変形の各部材への変形成成分の分離

層間変形δを梁変形δ_B、接合部変形δ_J、柱変形δ_Cに分離した。δ_Bおよびδ_Jの算出の際は図-7内の接合部内計測点4か所での計測値およびδ_B, δ_J, δ_C式を用いた。

分離した各試験体の正側ピーク時の各部材の変形成成分比率の推移を図-8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、変形が増大するにしたがい90%程度まで増加している。

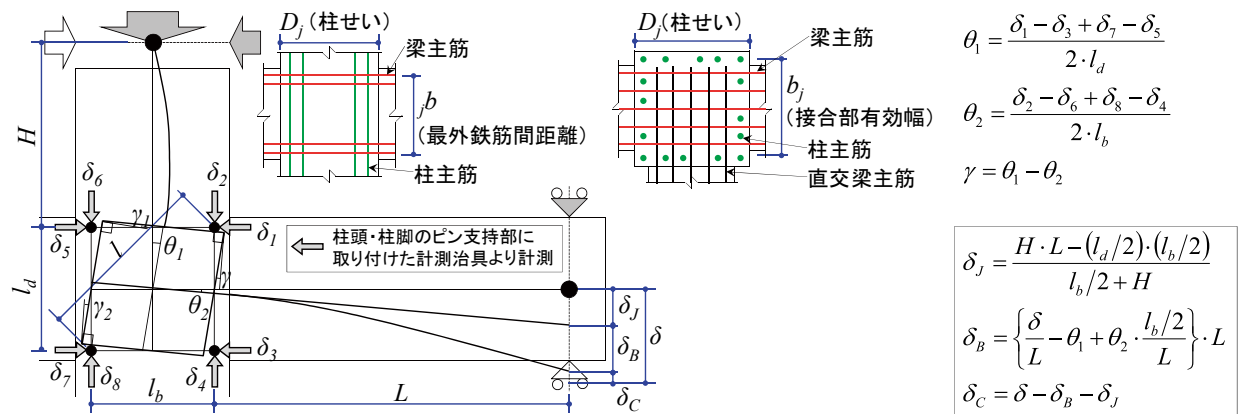


図-7 各変位計計測状況および変形分離算出図

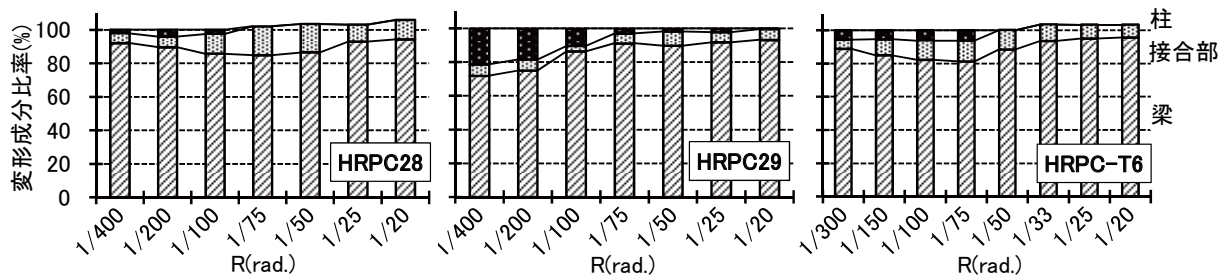


図-8 各部材変形成分比の推移

また接合部変形は接合部内ひび割れ発生時期にかかわらず 1/20rad. に至るまで 5%、9% 程度で推移している。1/100rad. 以下で HRPC28 の梁の変形成分が HRPC29 よりも大きいのは、柱・梁曲げ余裕度および接合部のせん断余裕度が HRPC28 の方が高く、柱および接合部の剛性が高いため、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接合部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って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 V_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したがって算出した。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⁶⁾ により、梁主筋が多段配筋となった場合、靱性指針の j_b では、接合部の j_b は小さくなり、過大なせん断応力が得られ、上下一段筋の実験結果と同一のせん断応力評価ができないなど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 倍程度であり、良く一致した。

HRPC28,29 について荷重終了時までの接合部せん断応力 τ_j と接合部せん断変形角関係 γ を図-9 に示す。図中には靱性指針および耐震性能評価指針(案)⁷⁾ (以下、性能評価指針と呼ぶ) による τ_j - γ 包絡線および梁曲げ降伏時せん断応力 τ_{by} もあわせて示した。ただし、靱性指針では最大耐力以後の性状については定式化されていないため、梁曲げ降伏時せん断応力

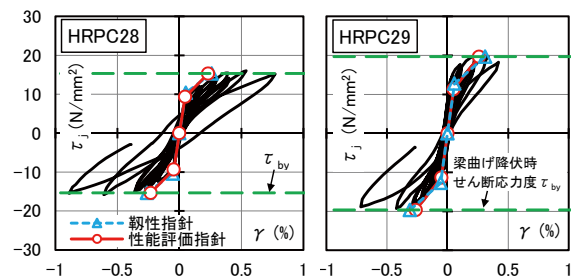


図-9 接合部のせん断応力 τ_j - せん断変形角 γ 関係

までを記した。

HRPC28 では両モデルとも初期剛性、第二剛性および梁曲げ降伏時せん断応力はおおむね一致している。HRPC29 では第二剛性については実験値の方が大きくなっている。これは HRPC29 の鋼繊維により接合部せん断変形が抑制されたためと考えられる。また、性能評価指針の梁部材曲げ降伏先行骨格曲線モデルでは、接合部せん断変形角 γ は、梁曲げ降伏時せん断応力 τ_{by} が接合部の終局せん断強度 τ_{ju} の $0.85 \tau_{ju}$ よりも小さい場合、梁曲げ降伏時せん断変形角 γ_{by} 以上に進行しないものと記載されている。しかし、本実験では τ_{by} はそれぞれ $0.62 \tau_{ju}$ 、 $0.65 \tau_{ju}$ であり、 $0.85 \tau_{ju}$ より小さかったが、 γ_{by} 以上に進行している。本実験の場合、接合部の骨格曲線 τ - γ は性能評価指針における τ_{by} の比較値を $0.85 \tau_{ju}$ より $0.6 \tau_{ju}$ とした方が骨格曲線の適合性が向上した。

各試験体について、接合部内せん断補強筋歪度 ϵ -層間変形角 R 関係を図-10 に示す。すべ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みられたが、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_{sw} 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ると考えられる。

(2) 接合部内梁主筋の付着応力度および応力分布

HRPC28,29について設計用付着応力度 τ_j に対する実験の最大付着応力度 $e\tau_j$ の割合を表-4に併記し、梁上端一段筋応力 σ -歪度 ϵ 関係の一例を図-11に示す。実験の付着応力度はRamberg-Osgoodモデル⁸⁾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-11でも明らかであるように、鉄筋の歪硬化により実験値が少し大きくなったためと考えられる。

接合部内梁主筋歪計測位置を図-12に、HRPC28,29の梁上端一段筋の接合部内平均付着応力度 τ -層間変形角 R 関係および設計用付着応力度 τ_{ju} を図-13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、これは梁主筋が接合部両端において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みられるが、1/20rad.では急激な付着応力度の低下はみられない。これは超高強度コンクリートによるものと考えられる。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-14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)

超高層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 α_v 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

表-4 柱梁接合部のせん断力および付着応力度

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)	2184 (2059)	2891 (2670)	1107 (1015)
$[eV_j / V_j]$	[1.06]	[1.08]	[1.09]
実験の最大付着応力度 $e\tau_j$ (設計用付着応力度 τ_{ju})	16.4 (14.9)	16.7 (14.9)	-
$[e\tau_j / \tau_{ju}]$	[1.10]	[1.12]	-

()は靱性指針による計算値。 V は(kN)、 τ は(N/mm²)。
 $eV_j, V_j = T + T' - V_c = M_b / j_b + M_b' / j_b' - V_c$
 $e\tau_j = (\sigma_{s\text{left}} - \sigma_{s\text{right}}) \cdot A_b / (B\phi \cdot I_m) \cdot \tau_j = (1 + \gamma_j) \sigma_{yu} \cdot d_b / (4 \cdot D)$
 ここで M_b, M_b' :左右の梁端曲げモーメント、 j_b, j_b' :梁の最外鉄筋間隔、 V_c :柱せん断力、 σ_s :梁主筋応力度、 A_b :主筋断面積、 $B\phi$:主筋円周、 I_m :主筋ひずみ計測間隔、 γ_j :複筋比、 σ_{yu} :主筋の上限強度算定用強度、 d_b :主筋径、 D :柱せい

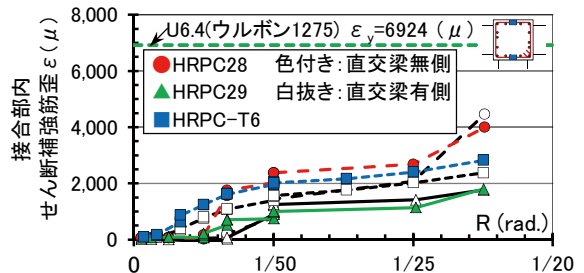


図-10 接合部内せん断補強筋の歪度 ϵ -変形角 R 関係

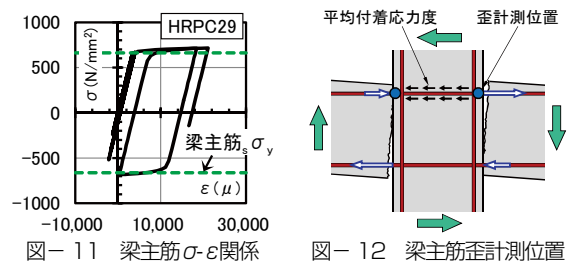


図-11 梁主筋 σ - ϵ 関係 図-12 梁主筋歪計測位置

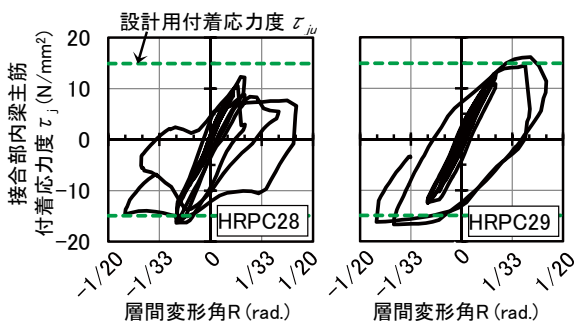


図-13 接合部内 τ - R 関係

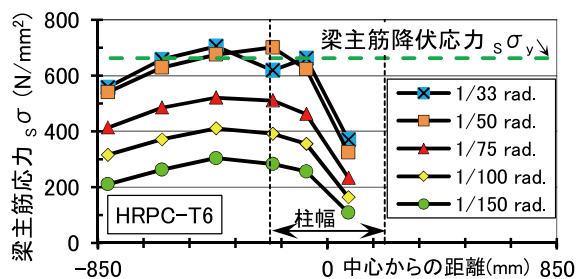


図-14 梁主筋応力 $s\sigma$ -中心からの計測位置距離関係

変形を用いた α_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、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⁹⁾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¹⁰⁾(2)よりも精度良く実験結果を評価できることが示されている。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。

菅野式(2)の概念図を図-15に示す。菅野式(2)は、多数の実験結果に対し最小自乗法を用いた多重回帰分析法を適用することによって導かれた実験式である。その際用いられた試験体の多くは鉄筋降伏強度に206~490N/mm²を用い、一段配筋された試験体である。そのため、本試験体のように高強度鉄筋を使用した試験体に適用すると、 α_y は大きくなり、降伏変形が小さく算出されてしまうことが既往の研究により明らかとなっている。したがって、菅野式(2)の鉄筋に関する第2項について新たに補正を行った式(3)により、適用性が向上することが判明した。

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

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

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

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、 $R_{y,bj}$: 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、 α_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)、 η_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)、 $s \cdot \sigma_y$: 主筋降伏力とする。

補正式(3)の概念図を図-16に示す。図-16中のA点はひび割れ発生点であり、B点は通常強度鉄筋SD345材を用いた菅野式(2)で求まる降伏点である。梁曲げ強度は鉄筋の強度比(p)にほぼ比例して式(4)のように増大し、鉄筋が高強度になってもB点を通過することは明らかである。ここでは、ひび割れ以降A-B間の第2剛性(p)を保持してC'に達すると仮定した。

B点とC'点は式(5)、(6)で示せる。

$$p = \frac{M'}{M} = \frac{s \cdot \sigma_y}{345} \quad (4)$$

$$B: {}_c M_{by} = p \cdot {}_c R_{by} + {}_c M_{bc} = \alpha_y \cdot K_G \cdot R \quad (5)$$

$$C': {}_c M_{by}' = p \cdot {}_c R_{by}' + {}_c M_{bc} = \alpha_y' \cdot K_G \cdot R' \quad (6)$$

これらを用い、 α_y と α_y' の差分を計算すると式(7)を得られる。

$$\alpha_y - \alpha_y' = \frac{{}_c M_{bc}}{K_G \cdot {}_c R_{by}} \cdot \frac{(\alpha - 1) \cdot {}_c M_{by}}{\alpha \cdot {}_c M_{by} - {}_c M_{bc}} \quad (7)$$

ここで、右項分母にある曲げひび割れ強度 ${}_c M_{bc}$ は $\alpha \cdot {}_c M_{by}$ に比べて十分小さいため、この部分の ${}_c M_{bc}$ をないものと近似すると式(8)となる。さらに

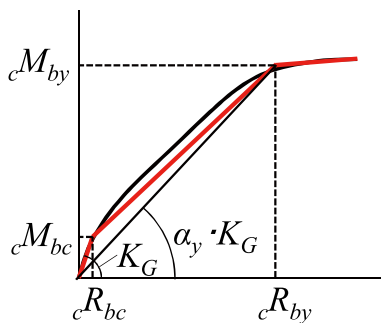


図-15 剛性低下率 α_y 概念図

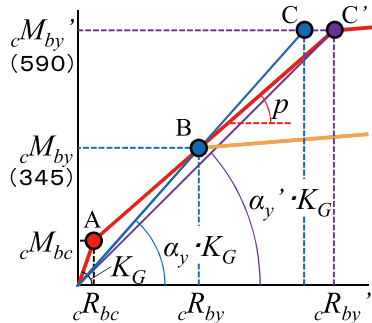


図-16 補正式の概念図

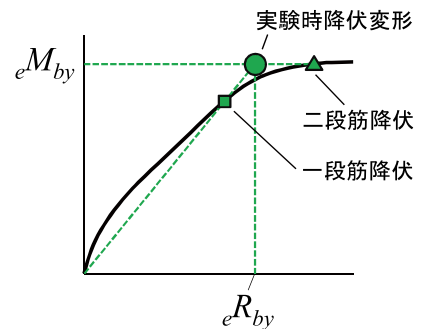


図-17 実験時降伏変形定義の概念図

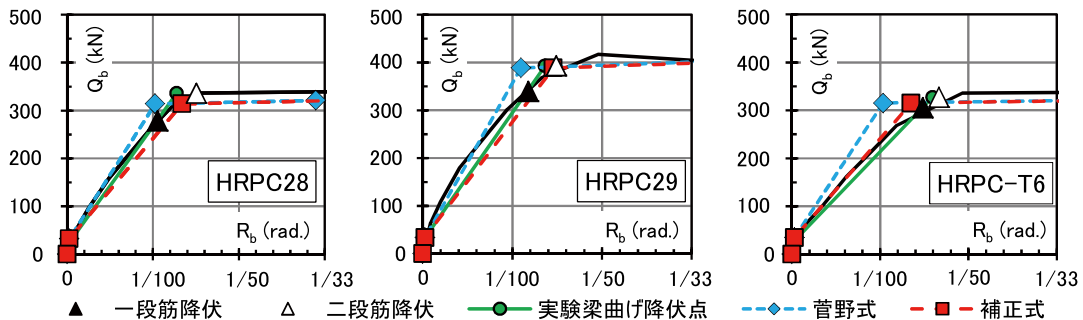


図-18 梁せん断力 Q_b -梁部材角 R_b 関係

式 (4) を代入すると式 (9) を得る。

$$\alpha_y - \alpha_y' = \frac{c M_{bc}}{K_G \cdot c R_{by}} \cdot \frac{(\alpha - 1)}{\alpha} \quad (8)$$

$$\alpha_y - \alpha_y' = \frac{c M_{bc}}{K_G \cdot c R_{by}} \cdot \left(1 - \frac{345}{s \sigma_y} \right) \quad (9)$$

菅野式 (2) の鉄筋に関する第二項に補正係数 X を乗じた式 (10) と菅野式 (2) の差分を計算すると式 (11) を得る。

$$\alpha_y' = \left(0.043 + 1.64 \cdot n \cdot p_i \cdot X + 0.043 \frac{a}{D} + 0.33 \cdot \eta_o \right) \left(\frac{d}{D} \right)^2 \quad (10)$$

$$\alpha_y - \alpha_y' = 1.64 \cdot n \cdot p_i \cdot \left(\frac{d}{D} \right)^2 \cdot (1 - X) \quad (11)$$

式 (9) と式 (11) を比較し、補正係数 X が $345/s \sigma_y$ であることがわかる。このようにして補正式 (3) を導いた。

また、実験時降伏変形概念図を図-17に示す。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 $c M_{bc}$ 、第一剛性 K_G は靱性指針により、梁曲げ降伏強度 $c M_{by}$ は保有耐力と変形性能 (1990) で算出した。

梁せん断力 Q_b - 梁部材角 R_b 関係の骨格曲線および菅野式 (2)、補正式 (3) を用いて算出した包絡線を図-18に、梁曲げ降伏部材角 R_{by} の実験値と計算値の比較を図-19に、梁曲げ降伏までの履歴面積 A_{hys} の実験値と計算値の比較を図-20に示す。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10%~35%程度、履歴面積は9%~37%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た。一方補正式 (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、降伏部材角および履歴面積のいずれも $\pm 21\%$ 以内の値を示している。したがって、菅野式 (2) の中に主筋降伏強度 $s \sigma_y$ を加えた補正式でおおむね 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 $1/50\text{rad}$ の定常ループを用いて、実験値から梁の武田モデル¹¹⁾ の除荷剛性パラメータ γ 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 γ の関係について図-21に示す。解析では梁には4.3 (1) で前述した剛性および強度、補正式 (3) による剛性低下率 α_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 τ_{cr} 、初期剛性 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したがい、除荷剛性パラメータ γ 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 γ を0.51、0.16とした部材角 $R=1/50\text{rad}$ までの梁荷重 Q_b - 部材角 R_b 関係を図-22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 α_y' に補正式 (3) を用い、梁の武田モデルの除荷剛性パラメータ γ 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適切に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わかった。

5. 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 $F_c=200,150 \text{ N/mm}^2$ 、梁に

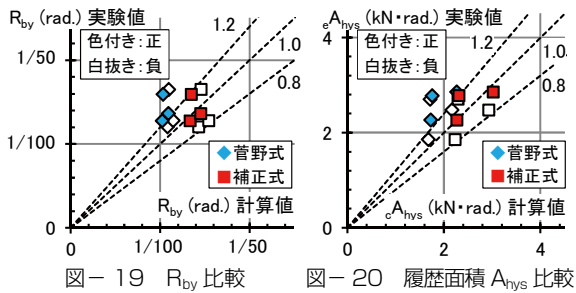


図-19 R_{by}比較

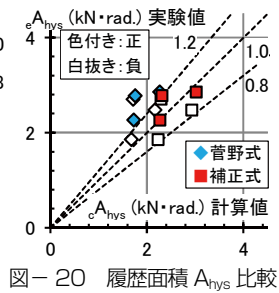


図-20 履歴面積 A_{hys}比較

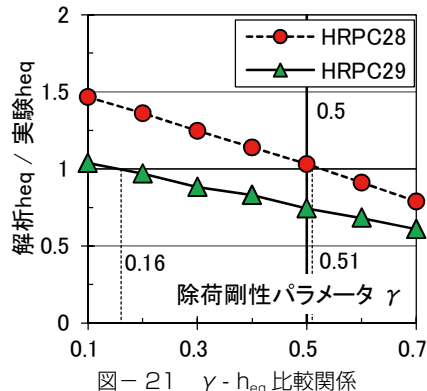


図-21 γ - h_{eq} 比較関係

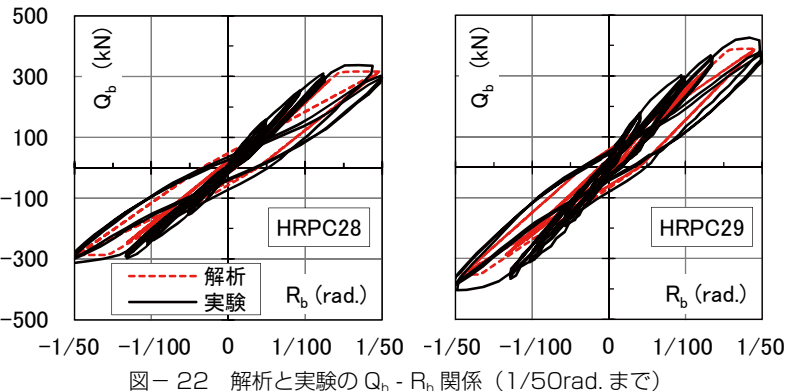


図-22 解析と実験の Q_b - R_b 関係 (1/50rad.まで)

$F_c=100.60 \text{ N/mm}^2$ の超強度コンクリート、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 $1/20\text{rad}$ 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、および端部に機械式定着を用いて定着長さ $18d$ 、 $4/5 \cdot D$ を確保した梁主筋の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に鉄筋強度を含めて新たに提案した補正式は、本試験体の範囲内で良い一致をみた。
- (4) 梁の履歴モデルに武田モデル、剛性低下率に補正式を用いた復元力特性において、超強度材料を用いた場合でも実験で得られた除荷剛性で等価粘性減衰定数ならびに履歴ループとも実験結果を良く説明できた。材料強度と引張鉄筋比が大きくなるにしたがい、除荷剛性パラメータ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わかった。

参考文献

- 1) 竹中啓之ほか：超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^2 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) (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
- 8) Walter Ramberg, William R. Osgood: Description of Stress-Strain Curves By Three Parameters, National Advisory Committee For Aeronautics, No.902, 1943
- 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