

# 接合部一体型高強度プレキャスト RC 骨組に関する実験的研究



竹中 啓之 \*1

和泉 信之 \*2 菊田 繁美 \*1  
 濱田 聡 \*2 石岡 拓 \*1  
 稲永 英治 \*2 清水 隆 \*2  
 渡部 幸宏 \*2 多田 公平 \*2

## 概 要

梁と接合部を一体のプレキャスト部材とし、柱脚に機械式継ぎ手を設けた接合部一体型高強度プレキャスト鉄筋コンクリート造試験体の載荷実験を行い、耐震性能を評価した。さらに、建物外周部架構を模擬した梁せいの大きい柱梁接合部模型試験体の載荷実験を行い、中柱梁接合部に比べて梁せいが大きく柱梁接合部が縦長になることが、復元力特性に及ぼす影響を検討した。

また、既に実施した在来工法の実験結果と今回実施したプレキャスト工法による実験結果を比較し、両者の差異を検討した。

本実験より、プレキャスト目地部が復元力特性に与える影響はほとんどないことや、接合部の柱せいと梁せいの割合が梁降伏後の破壊形式に影響を与えることなどがわかった。

## Experimental Study on the Beam-to-Column Connection All-in-one Design High Strength Precast RC Frames

Hiroyuki TAKENAKA \*1  
 Nobuyuki IZUMI \*2 Shigemi KIKUTA \*1  
 Satoshi HAMADA \*2 Taku ISHIOKA \*1  
 Eiji INENAGA \*2 Takashi SHIMIZU \*2  
 Takahiro WATABE \*2 Kouhei TADA \*2

The loading test of the beam-to-column connection All-in-one design high strength precast reinforced concrete frames was conducted and its seismic performance was estimated. This proposed All-in-one design precast reinforced concrete frames are integrated the beam and the beam-to-column connection into one precast member. In this study, the influence on the restoring force characteristic of these precast frames by the difference between normal depth beams at inner frame of buildings and deep beams at outer frame of buildings was examined, too.

In addition, the seismic performance of All-in-one design high strength precast reinforced concrete frames are evaluated by the comparison with reinforced concrete frames which are composed by conventional method of construction.

As the results of this study, it has been understood that there is little influence of this precast construction method of the beam-to-column connection on the restoring force characteristic, and the ratio of beam depth and column depth influences collapse forms of the beam-to-column connection.

\*1 戸田建設(株) 技術研究所 \*2 戸田建設(株) 構造設計部

\*1 Technical Research Institute, Toda Corp. \*2 Structural Design Department, Toda Corp.

# 接合部一体型高強度プレキャスト RC 骨組に関する実験的研究

竹中 啓之<sup>\*1</sup>  
 和泉 信之<sup>\*2</sup> 菊田 繁美<sup>\*1</sup>  
 濱田 聡<sup>\*2</sup> 石岡 拓<sup>\*1</sup>  
 稲永 英治<sup>\*2</sup> 清水 隆<sup>\*2</sup>  
 渡部 幸宏<sup>\*2</sup> 多田 公平<sup>\*2</sup>

## 1. はじめに

著者らは、超高層プレキャスト鉄筋コンクリート造建築物の研究を行っている(例えば、1,2)。本研究は、施工方法の更なる合理化、および躯体品質の向上を目的とし、梁と接合部を一体のプレキャスト部材とする接合部一体型の高強度コンクリートを使用したプレキャスト構造を対象としている。

接合部一体型プレキャスト鉄筋コンクリート造の概要を図-1 (a) に示す。施工方法の概要は、柱、梁・接合部をプレキャスト部材とし、梁接合部一体プレキャスト部材の接合部には、下層階柱主筋を貫通させるためのシース管をあらかじめ埋め込んでおく。下柱の鉄筋に梁接合部一体プレキャスト部材を差し込み、鉄筋とシース管および接合部と下柱の目地部にグラウト材を充填する。上層階プレキャスト柱脚部はネジ定着部とモルタル定着部を有する機械式スリーブ継手とする。

また、最近の超高層 RC 造建物には、外周架構に比較的梁せいが大きい架構がみられる(図-1 (c))。このような梁せいの大きな架構については、梁せいと柱せいの比をパラメータとした一連の研究<sup>3)</sup>が行われているが、接合部一体型のプレキャスト構造を対象としている研究例や、さらに高強度コンクリートを使用した研究例はほとんどみられない。

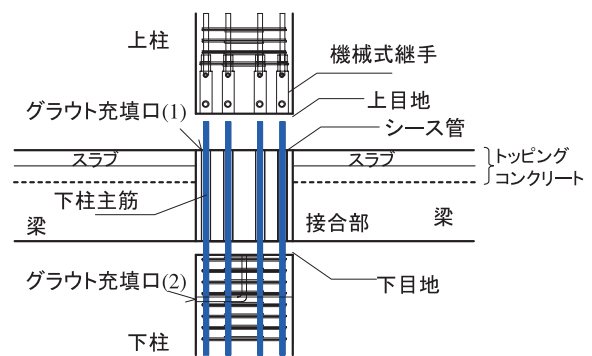
本報告では、高強度コンクリートを使用した建物の中柱梁接合部、隅柱梁接合部および比較的梁せいの大きな建物の外周部柱梁接合部について、接合部一体型プレキャスト RC 造骨組の部分架構試験体の载荷実験を行い、耐震性能の評価、グラウト材の注入による打ち継ぎ部が復元力特性や破壊性状に及ぼす影響を検討する。

さらに、建物の中柱梁接合部および隅柱梁接合部については、既の実施した柱梁部分架構試験体(柱梁接合部・梁上部・スラブを現場打ちトッピング部)の実験結果との比較により、柱梁接合部をプレキャスト工法とした場合の性能の違いについて述べる。

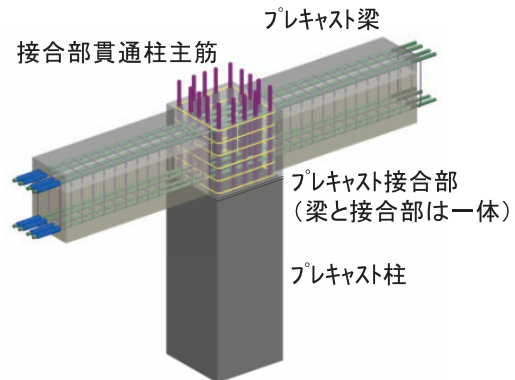
## 2. 実験計画

### 2.1 試験体概要

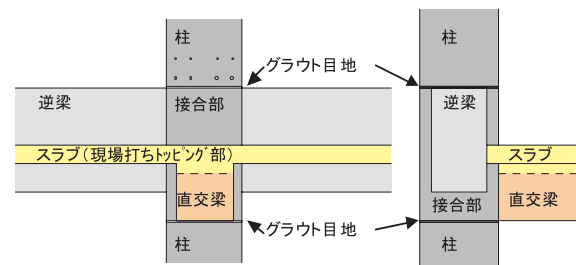
実験に用いる柱梁部分架構試験体の諸元および形状を表-1、図-2 (a) ~ (e) に示す。試験体はすべて1/2 縮尺模型試験体とする。試験体は建物の中柱梁接合部を模擬した HRPC21、22 試験体と隅柱梁接合部を模擬した HRPC-T4 試験体および建物の外周架構を



(a) 接合部一体型プレキャスト RC 造概要



(b) 骨組概念図



(c) 外周部架構イメージ

図-1 接合部一体型プレキャスト RC 造概要

\*1 戸田建設(株) 技術研究所 \*2 戸田建設(株) 構造設計部

想定した HRPC23、24 試験体の計 5 体とする。十字型試験体に関しては、柱  $F_c60N/mm^2$ 、梁  $F_c36N/mm^2$ 、柱梁主筋 SD490 材とした HRPC21、23 試験体と、柱  $F_c100N/mm^2$ 、梁  $F_c42N/mm^2$ 、柱梁主筋 USD685 材とした HRPC22、24 試験体とで、部材の強度を 2 水準設ける。建物の外周架構を想定した HRPC23、24 試験体は、梁せいと柱せいの比を約 1.38 とし、HRPC21、22 試験体（梁せいと柱せいの比は 0.94）の約 1.5 倍とする。HRPC23、24 試験体ともに直交梁を設け、直交梁の梁芯は荷重方向梁の梁芯より 225mm 下げている。

試験体の製作方法は、柱、梁・接合部をプレキャスト部材とし、梁接合部一体プレキャスト部材には下層階の柱主筋を貫通させるためのシース管を埋め込んでおく。下柱の鉄筋を貫通させるシース管および接合部上下目地部にはグラウト材を充填する。上層階プレキャスト柱脚部はネジ定着部とモルタル定着部を有する機械式スリーブ継手とする。プレキャスト接合部に埋め込むシース管

は、HRPC21、22 および T4 試験体は標準型の #1000 を基本とし、外面凹凸の大きい #3000、凹凸の小さい #4000 を同一試験体で使用し、その部分の柱主筋付着性能を検討する。HRPC23、24 試験体については、すべて標準型の #1000 を使用する。

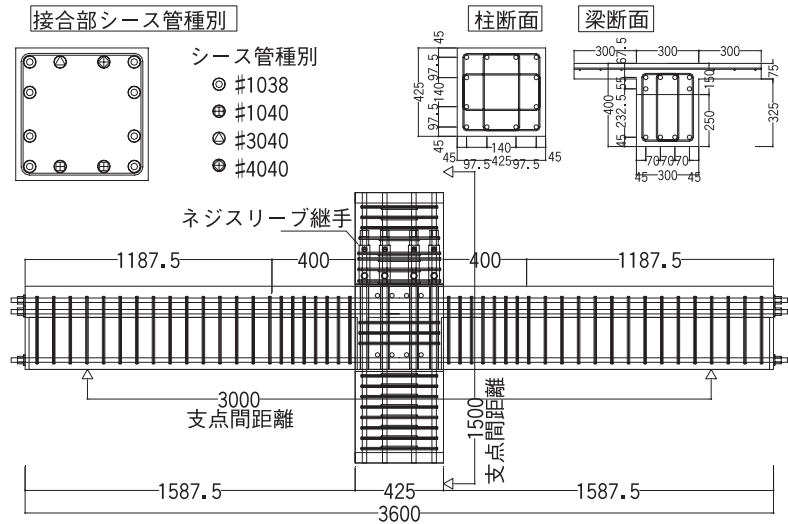
接合部のグラウト充填方法は、HRPC21、23 試験体では接合部上面鉄筋貫通孔からグラウト材を流し込んで充填させる。HRPC22、24、T4 試験体では、下側の柱に鋼製フレキシブルホースを埋め込み、下目地および接合部シース管内にグラウト材を充填する。接合部と上柱はネジ定着部とモルタル定着部を持つ継手で接合する。材料試験結果を表-2 に示す。

また、今回の試験体シリーズのうち HRPC21、22、T4 試験体は、ほぼ同一の形状および諸元の既実施試験体（柱・梁をプレキャスト部材、接合部・梁上・スラブを現場施工部材とした試験体で、HRPC21 は HRPC14、HRPC22 は HRPC17、HRPC-T4 は HRPC-T3 に、そ

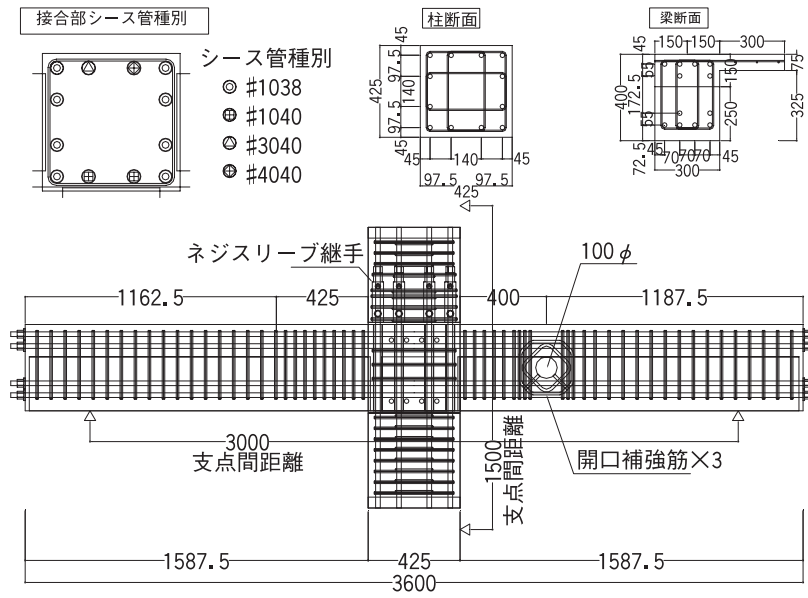
表-1 試験体諸元

		HRPC21	HRPC22	HRPC23	HRPC24	HRPC-T4	
柱	断面(B×D mm)	425×425	425×425	400×400	400×400	425×425	
	$F_c(N/mm^2)$	60	100	60	100	100	
	主筋	12-D19 (SD490)	12-D19 (USD685)	12-D19 (SD490)	12-D19 (USD685)	16+6-D22 (SD490)	
		pg (%)	1.9	1.9	2.15	2.15	4.71
	柱補強筋	4-D6@50 (USD685)	4-D6@50 (USD685)	4-D6@40 (USD685)	4-D6@40 (USD685)	4-D6@50 (USD685)	
		pw (%)	0.6	0.6	0.8	0.8	0.6
梁	断面(B×D mm)	300×400	300×400	275×550	275×550	320×400	
	$F_c(N/mm^2)$	42	60	42	60	48	
	主筋	上端	4+2-D19 (SD490)	4+2-D19 (USD685)	4+2-D19 (SD490)	4+2-D19 (USD685)	4+1-D22 (SD490)
		下端	4-D19 (SD490)	4+2-D19 (USD685)	4+2-D19 (SD490)	4+2-D19 (USD685)	4+1-D22 (SD490)
		pt (%)	1.82	1.82	1.28	1.28	1.26
	梁補強筋	4-D6@55, 80 (USD685)	4-D6@45, 65 (USD685)	4-D6@75, 90 (USD685)	4-D6@60, 75 (USD685)	4-D6@65, 80 (USD685)	
pw (%)		0.78	0.95	0.62	0.78	0.62	
接合部	$F_c(N/mm^2)$	60	100	60	100	100	
	補強筋	4-D6×3 (USD685)	4-D6×3 (USD685)	4-D6×8 (USD685)	4-D6×8 (USD685)	4-D6×3 (USD685)	
直交梁	断面(B×D mm)	300×400	300×400	300×400	300×400	300×400	
	$F_c(N/mm^2)$	42	60	42	60	48	
	主筋	上端	4-D19 (SD490)	4-D19 (USD685)	4-D19 (SD490)	4-D19 (USD685)	4-D22 (SD490)
		下端	4-D19 (SD490)	4-D19 (USD685)	4-D19 (SD490)	4-D19 (USD685)	4-D22 (SD490)
	梁補強筋	4-D6@70 (USD685)	4-D6@75 (USD685)	4-D6@75 (USD685)	4-D6@75 (USD685)	4-D6@65 (USD685)	
スラブ	スラブ厚(mm)	75	75	無	無	無	
	スラブ筋	D6@100 (SD295A)	D6@100 (SD295A)	無	無	無	
接合部グラウト充填法	接合部上面からの流し込み	下柱注入管からの圧入	接合部上面からの流し込み	下柱注入管からの圧入	下柱注入管からの圧入		
トッピングコンクリート ( $N/mm^2$ )	36	42	36	42	60		
軸力(kN)	一定軸力 $0.3\sigma_{Bc}A_c$	一定軸力 $0.2\sigma_{Bc}A_c$	一定軸力 $0.3\sigma_{Bc}A_c$	一定軸力 $0.2\sigma_{Bc}A_c$	変動軸力 $0.23\sigma_{Bc}A_c$ ~ $-0.55\sigma_y A_s$		
備考	梁両側にスラブ・直交梁	梁片側にスラブ・直交梁 梁開口有り (開口補強筋 SD345)	—	—	梁片側にスラブ・直交梁 梁開口有り (開口補強筋 SD345)		

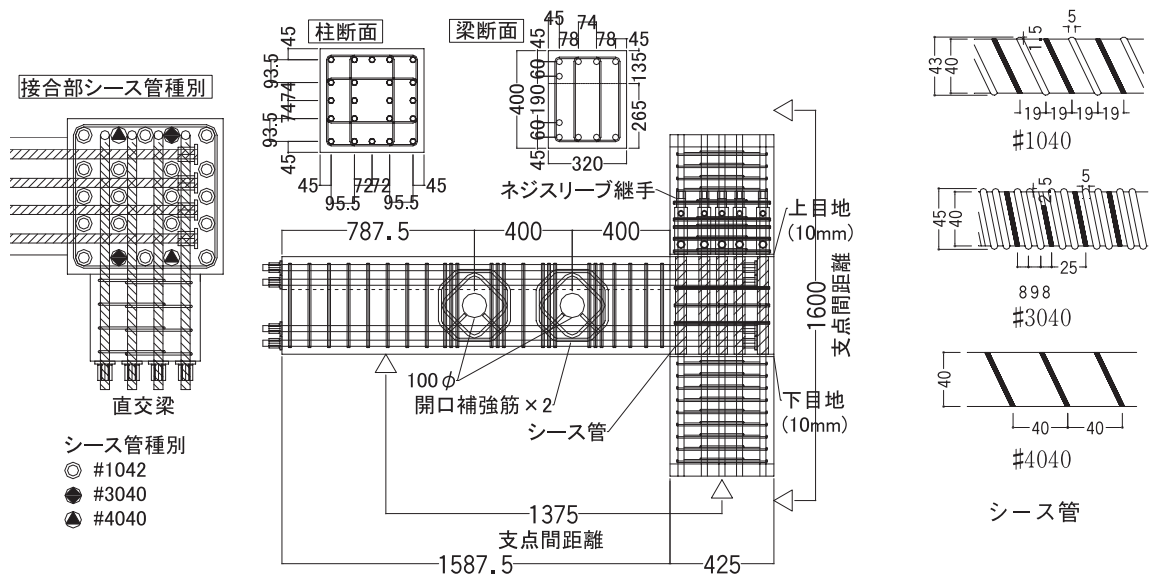
$\sigma_B(N/mm^2)$ : コンクリート圧縮強度,  $A_c(mm^2)$ : 柱断面積,  
 $\sigma_y(N/mm^2)$ : 主筋降伏強度,  $A_s(mm^2)$ : 柱主筋鉄筋断面積の総和



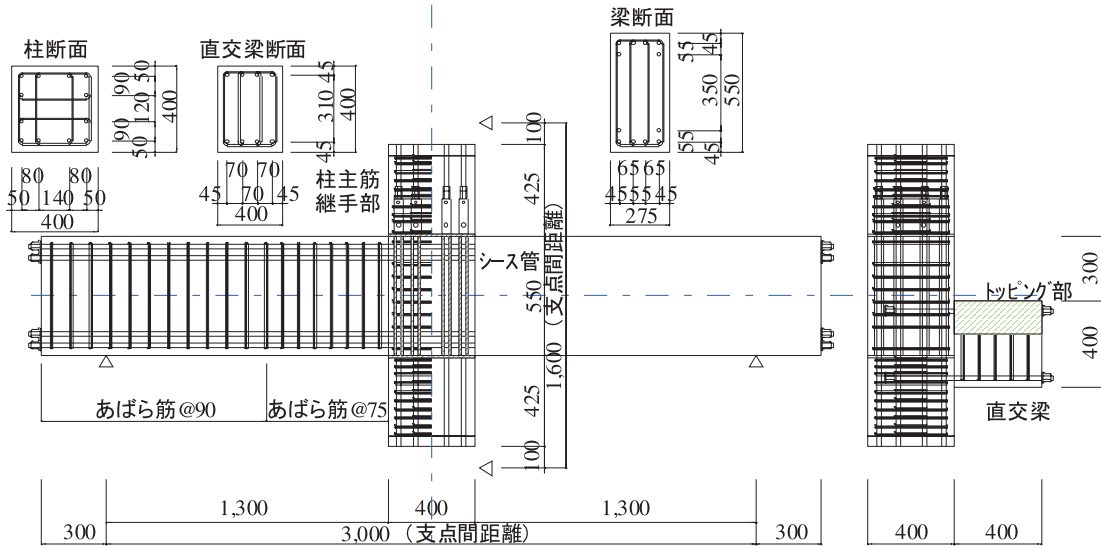
(a) HRPC21 試験体



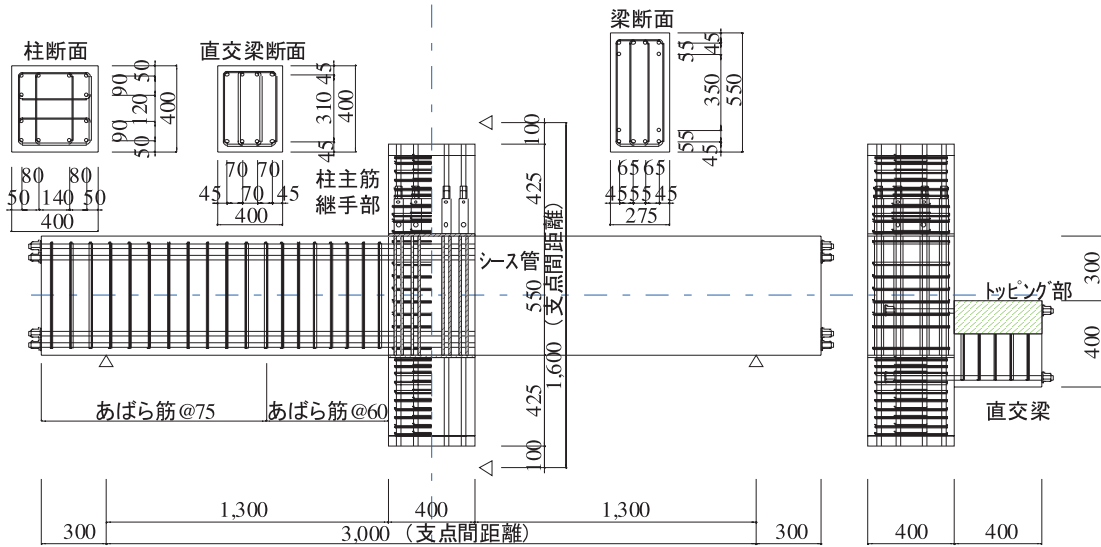
(b) HRPC22 試験体



(c) HRPC-T4 試験体



(d) HRPC23 試験体



(e) HRPC24 試験体

図-2 試験体図

れぞれ対応。)について実験を行っており、今回実施した試験体との比較を行う。詳細については、参考文献4)～6)を参照されたい。

## 2.2 実験装置および加力スケジュール

実験装置を写真-1に示す。柱梁部分架構試験体の梁端部(梁反曲点位置)をピン・ローラー支持、柱上下端部(柱反曲点位置)をピン支持とし、柱上端部に水平力と鉛直軸力を載荷する。

加力スケジュールを図-3に示す。HRPC21、23試験体は、 $0.3 \sigma_B \cdot A_c$ の一定軸力、HRPC22、24試験体は、 $0.2 \sigma_B \cdot A_c$ の一定軸力を与え、水平加力を行う。HRPC-T4試験体は、図-3(c)に示すように、軸力を水平力の一次関数とし、 $0.23c \sigma_B \cdot A_c \sim -0.55 \sigma_y \cdot A_s$ の範囲で変動させ水平加力を行う。

## 3. 実験結果

### 3.1 実験経過

柱水平変形角  $1/50\text{rad}$  時の状況を、HRPC21、22、T4試験体について写真-2(a)～(c)に、HRPC23、24試験体について写真-3(a)、(b)に示す。

#### (a) HRPC21 試験体

$1/1000\text{rad}$  で梁に曲げひび割れが生じ、 $1/100\text{rad}$  で梁主筋が降伏、接合部にせん断ひび割れが生じた。 $1/50\text{rad}$  で梁下端部が圧壊し、下側目地部にひび割れが生じた。 $1/100\text{rad}$  終了時の残留ひび割れ幅は梁端部の目開きで約  $0.5\text{mm}$ 、曲げひび割れが  $0.06\text{mm}$ 、せん断ひび割れが  $0.04\text{mm}$  であった。実験終了時に、接合部上下目地部での大きなずれや損傷はみられなかった。

(b) HRPC22 試験体

1/1000rad. で曲げひび割れが生じ、1/100rad. で梁および接合部にせん断ひび割れが生じて梁主筋が降伏した。1/75rad. で梁下端部が圧壊した。接合部の上下目地部は、最終サイクル終了時も HRPC21 と同様に、ずれや損傷はみられなかった。

(c) HRPC-T4 試験体

1/800rad. で梁に曲げひび割れが発生した。1/300rad. で梁にせん断ひび割れが生じ、1/150rad. の正載荷（圧

表-2 材料試験結果

(a) HRPC21, 22, T4 試験体

鉄筋 (材料種別)	ヤング 係数 ( $\times 10^5 \text{N/mm}^2$ )	降伏 強度 ( $\text{N/mm}^2$ )	引張 強度 ( $\text{N/mm}^2$ )
D22 (SD490)	1.978	517	676
D19 (SD490)	1.961	514	682
D19 (USD685)	1.997	717	889
D6 (USD685)	1.964	712 <sup>**</sup>	916
D6 (SD295)	1.629	323 <sup>**</sup>	422
D13 (USD785)	2.016	914 <sup>**</sup>	1067
D13 (SD345)	1.916	379	553

※0.2%オフセット

コンクリート ・グラウト材		割線剛性 ( $\times 10^5 \text{N/mm}^2$ )	圧縮 強度 ( $\text{N/mm}^2$ )	割裂 強度 ( $\text{N/mm}^2$ )
HRPC21	柱・接合部	0.363	65.2	4.3
	梁	0.321	40.6	2.6
	梁上・スラブ	0.285	33.8	2.4
	下目地	0.425	106	5.5
	上目地	0.402	124	5.8
HRPC22	柱・接合部	0.416	98.6	4.7
	梁	0.354	63.2	4.0
	梁上・スラブ	0.289	37.5	2.7
	下目地	0.524	138	5.3
	上目地	0.504	154	4.0
HRPC-T4	柱・接合部	0.415	103	6.4
	梁	0.331	49.9	3.5
	梁上	0.337	61.4	3.5
	下目地	0.489	136	7.5
	上目地	0.526	165	5.5

(b) HRPC23, 24 試験体

鉄筋 (材料種別)	ヤング 係数 ( $\times 10^5 \text{N/mm}^2$ )	降伏 強度 ( $\text{N/mm}^2$ )	引張 強度 ( $\text{N/mm}^2$ )
D19 (SD490)	1.88	517	683
D19 (USD685)	1.93	698	897
D6 (USD685)	1.96	715 <sup>**</sup>	903

※0.2%オフセット

コンクリート ・グラウト材		割線剛性 ( $\times 10^5 \text{N/mm}^2$ )	圧縮 強度 ( $\text{N/mm}^2$ )	割裂 強度 ( $\text{N/mm}^2$ )
HRPC23	柱・接合部	0.356	69.8	3.9
	梁	0.349	57.1	3.4
	梁上	0.290	39.4	3.2
	下目地	0.379	122.9	5.7
	上目地	0.388	128.5	5.6
HRPC24	柱・接合部	0.418	112.5	4.3
	梁	0.349	71.7	3.9
	梁上	0.317	51.4	3.3
	下目地	0.475	171.3	5.4
	上目地	0.491	168.9	6.2

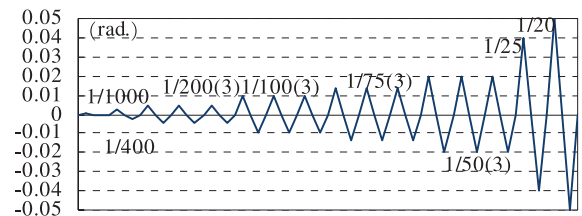
縮軸力時)に梁主筋が降伏し、負荷荷時(引張軸力)に柱梁接合部にひび割れが生じた。1/100rad. 正載荷時に梁下端部が圧壊した。接合部上下目地部は、引張軸力作用時に打ち継ぎ面に沿ったひび割れが生じ、変形の増加にともないひび割れ幅が増えるのみで、大きなずれや損傷はみられなかった。

(d) HRPC23 試験体

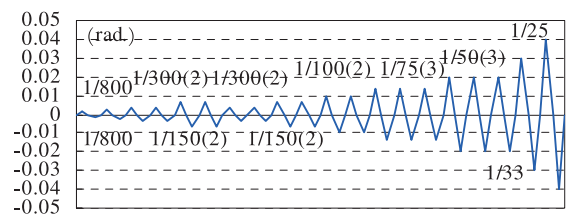
1/1000rad. で梁に曲げひび割れ、1/400rad. で梁に曲げせん断ひび割れが生じた。1/100rad. で梁主筋が降伏し、接合部にせん断ひび割れが生じた。1/100rad. で最大耐力となり 1/75rad. では梁端部に圧縮破壊、1/50rad. では接合部の被りコンクリートの一部の剥落がみられたものの、各変形角1回目のサイクルにおけるピーク時の耐力低下はほとんどなかった。1/50rad. の繰り返し時以降、スリップ性状となる傾向がみられ、繰り返しにおける荷重低下の割合も、前のサイクルに比べて



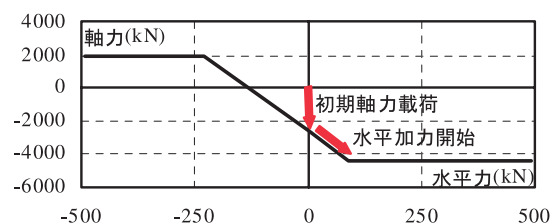
写真-1 実験装置



(a) HRPC21, 22, 23, 24 試験体



(b) HRPC-T4 試験体



(c) HRPC-T4 試験体 (変動軸力)

図-3 加力スケジュール

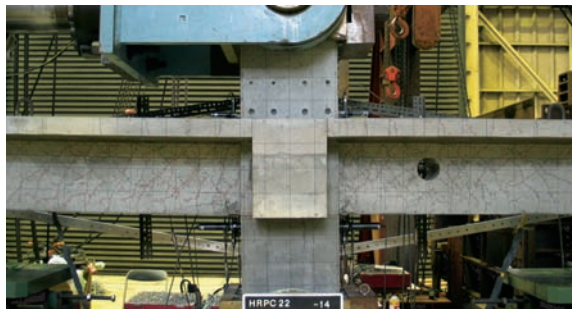
やや大きくなった。梁降伏の後、1/25～1/20rad.のサイクルで接合部のせん断破壊が進展し耐力が大きく低下した。

(e) HRPC24 試験体

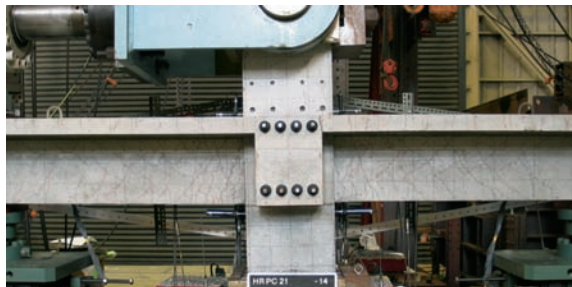
1/1000rad.で梁に曲げひび割れ、1/400rad.で梁に曲げせん断ひび割れが生じた。1/100rad.で梁主筋が降伏し、接合部にせん断ひび割れが生じた。1/75rad.で梁端部が圧壊し、1/25rad.で接合部の被りコンクリートの一部が剥落した。1/50rad.で最大耐力となり-1/25rad.のピーク時以降、履歴にスリップ性状となる傾向がみられた。HRPC23試験体と同様に、梁降伏の後、1/25～1/20rad.のサイクルで接合部のせん断破壊が進展し耐力が大きく低下した。

3.2 荷重変形関係

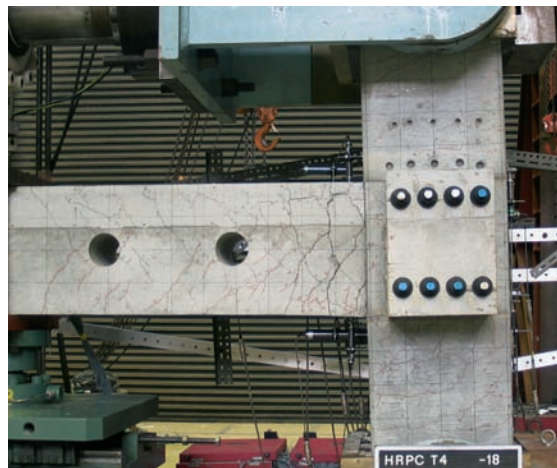
HRPC21、22、T4試験体の荷重変形関係を図-4(a)～(c)に、HRPC23、24試験体の荷重変形関係を



(a) HRPC21 (1/50rad.)



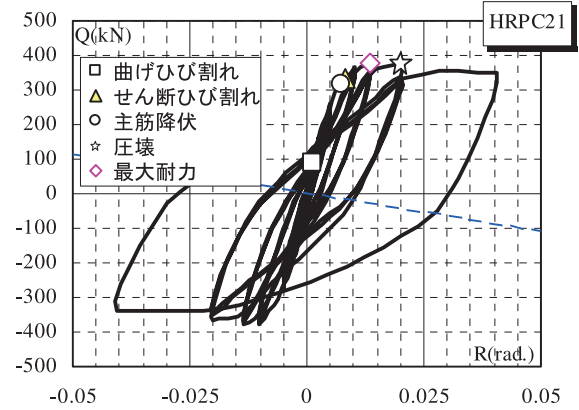
(b) HRPC22 (1/50rad.)



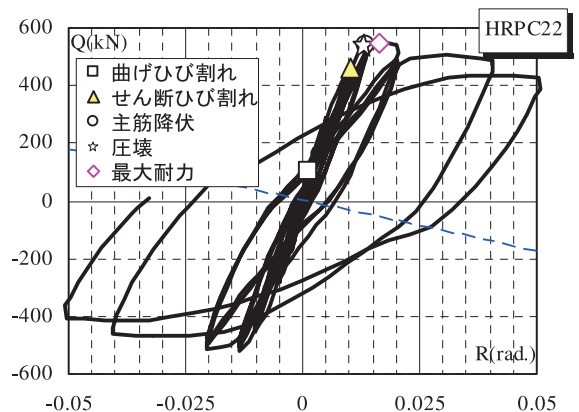
(c) HRPC-T4 (1/50rad.)

写真-2 ひび割れ状況 (HRPC21、22、T4)

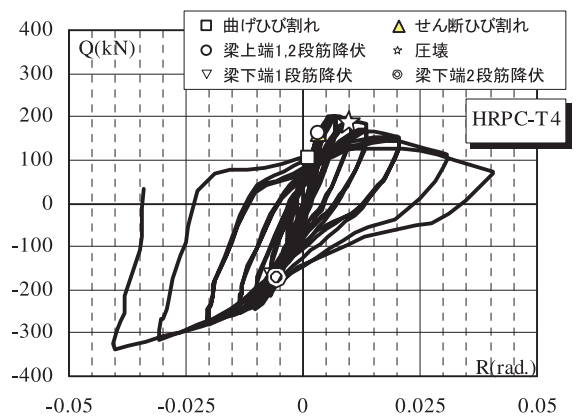
図-5(a)～(b)に示す。HRPC21、22の荷重変形関係は、最終変形角に至るまで耐力低下の少ない靱性に富む履歴性状を示した。HRPC-T4は、変動軸力の影響により正負で異なる履歴を示したが、1/25rad.に至るまで安定した履歴性状を示した。HRPC23、24試験体は、最大耐力時まで安定した履歴性状を示した。梁主筋降伏後に履歴がスリップ性状となる傾向がみられた。1/25～1/20rad.のサイクルで接合部のせん断破壊が進展し耐力が大きく低下した。



(a) HRPC21

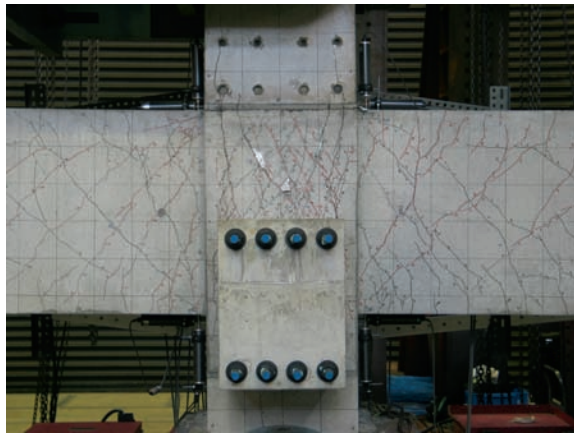


(b) HRPC22

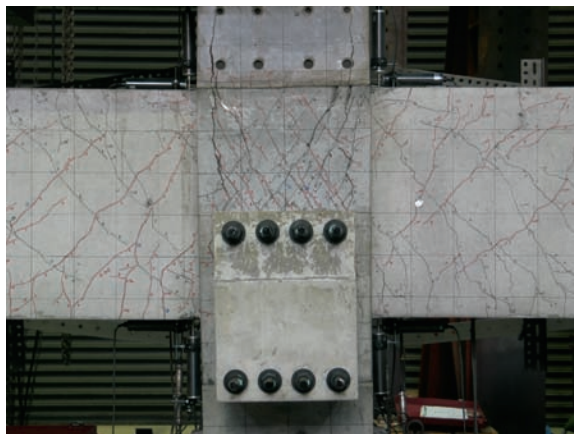


(c) HRPC-T4

図-4 荷重変形関係 (HRPC21、22、T4)

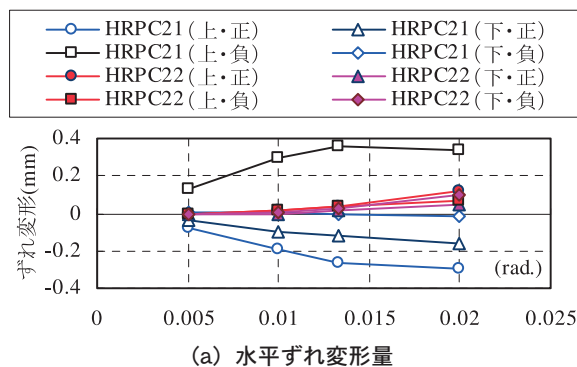


(a) HRPC23

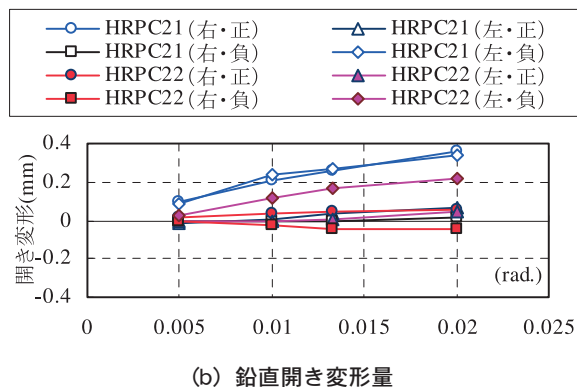


(b) HRPC24

写真-3 ひび割れ状況 (HRPC23, 24)



(a) 水平ずれ変形量

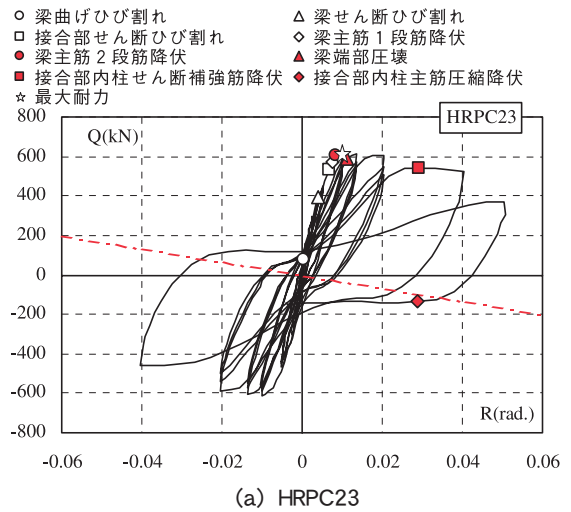


(b) 鉛直開き変形量

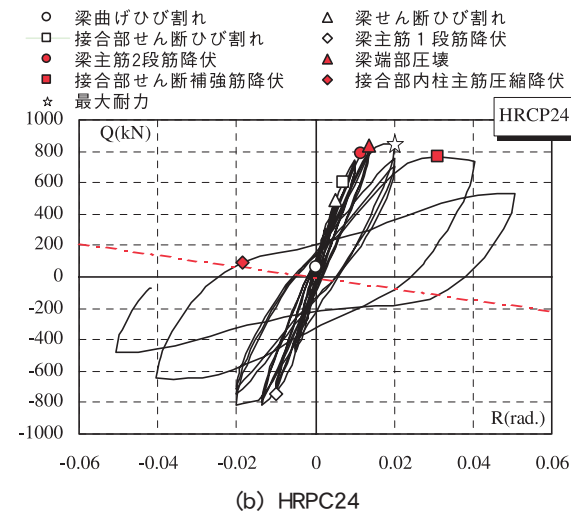
図-6 目地部のずれ量 (HRPC21, 22)

### 3.3 接合部目地部のずれ変形

HRPC21, 22 試験体について、接合部と上下柱の目地部の水平ずれ量および鉛直開き変形量を  $1/200 \sim 1/50\text{rad}$  の範囲で図-6 (a)、(b) に示す。柱圧縮軸力の大きい HRPC22 は接合部上下の目地部のずれや開きはほとんど生じなかった。HRPC21 も HRPC22 に比べると大きい、その値は小さい。また、除荷時の残留ずれ、開き量は  $1/50\text{rad}$  時で、それぞれ、HRPC21 のずれ  $0.15\text{mm}$  開き  $0.08\text{mm}$ 、HRPC22 のずれ  $0.07\text{mm}$  開き  $0.06\text{mm}$  であった。したがって、接合部の上下に目地を設けたことによる接合部でのずれの影響は小さいと考えられる。同様に、HRPC-T4 でも、目地部の水平ずれは  $1/50\text{rad}$  で最大  $0.2\text{mm}$  程度と小さかったが、



(a) HRPC23



(b) HRPC24

図-5 荷重変形関係 (HRPC23, 24)

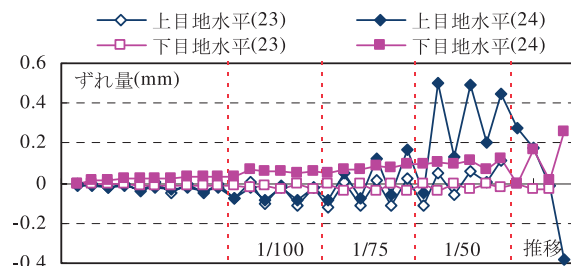


図-7 目地部の水平ずれ変形量 (HRPC23, 24)



鉛直方向の開きは、引張軸力により 1/50rad. で 0.8mm とやや大きい値となった。また、引張軸力導入後の除荷時残留ずれ、開き量は 1/50rad. 時で、ずれ 0.17mm 開き 0.1mm であった。

HRPC23、24 試験体について接合部上下の目地部における水平方向のずれ量の推移を図-7 に示す。上下目地部とも水平方向のずれは極めてわずかなものであった。HRPC24 では、1/50rad. 時に計測点間に縦ひび割れが生じて値が増えた。目視による観察で、両試験体とも上目地部分については 1/50rad. の段階で若干の開きがみられたものの、目地部グラウト材の圧壊やグラウト材とコンクリート面でのずれなどはみられなかった。1/50rad. を超えると接合部のせん断ひび割れの延長で目地部に縦割れが生じた。

#### 4. 考察

##### 4.1 包落線の比較と計算値

HRPC14、17、21、22 試験体の荷重変形関係の包落線の比較を図-8 に示す。HRPC14 と 21 および HRPC17 と 22 を比較すると、包落線はほとんど一致している。接合部をプレキャスト部材とし、シーす管および目地を設けてグラウトを充填する本工法と、従来の現場で接合部コンクリートを打設する工法では、それらの復元力骨格曲線を比較した場合、ほとんど差異はみられなかった。

梁端部曲げモーメントと層間変形角関係の包絡線と梁曲げ耐力計算値 (RC 規準略算値<sup>7)</sup>) を図-9 に示す。

梁の耐力は HRPC21、22 試験体では、梁曲げ降伏モーメント略算値に対して約 1.21 ~ 1.27 倍、HRPC23、24 試験体では、両試験体とも約 1.1 倍となった。

##### 4.2 等価粘性減衰定数

HRPC14、17、21、22 試験体の 1/200 ~ 1/50rad. の等価減衰定数の比較を図-10 (a) に示す。HRPC17 と HRPC22 を比較すると、等価減衰係数の推移はほぼ同じであり、包落線の結果とあわせて、接合部をプレキャスト化したことによる耐震性能への影響はほとんどないと考えられる。

HRPC14 と HRPC21 では、接合部コンクリート強度の差による接合部梁主筋の付着性状の違いにより、HRPC14 では付着劣化したため等価粘性減衰定数の値に差が出たと考えられる。HRPC21 と HRPC22 では、梁主筋強度の違いによる降伏時期のずれに起因すると考えられる差がみられた。

次に、HRPC21、22、23、24 試験体の等価粘性減衰定数の推移を図-10 (b) に示す。HRPC22 試験体と比べて、HRPC24 はほぼ同じ等価粘性減衰定数を示していることがわかるが、HRPC23 試験体では 1/50rad. でスリップ性状が顕著になったため HRPC21 試験体と差が出たものと考えられる。

##### 4.3 接合部柱主筋の付着

HRPC21、22 試験体の接合部柱主筋のひずみ分布の例を図-11 に示す。HRPC21、22 試験体の実験では

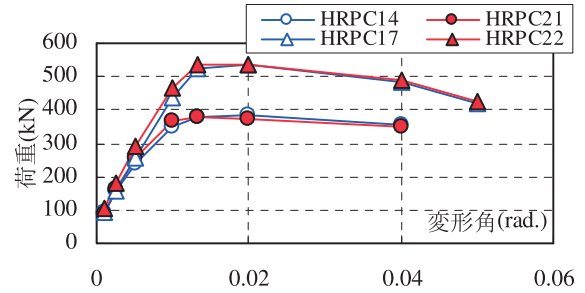


図-8 荷重変形関係包落線の比較 (HRPC14、17、21、22)

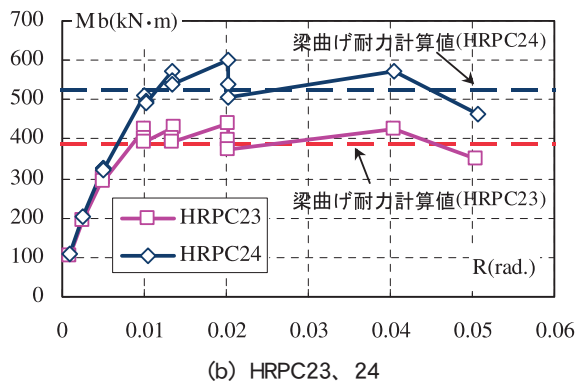
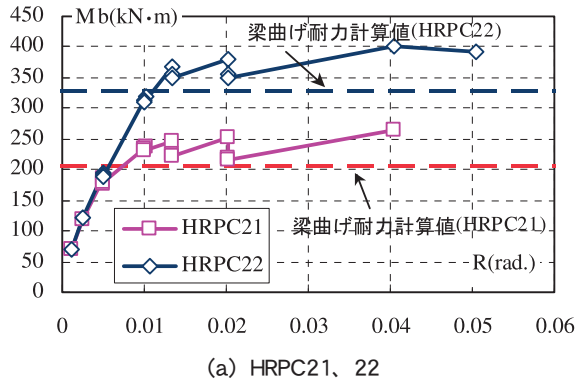


図-9 梁端部曲げモーメント包絡線の比較

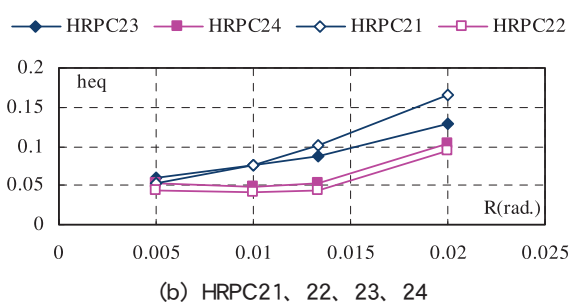
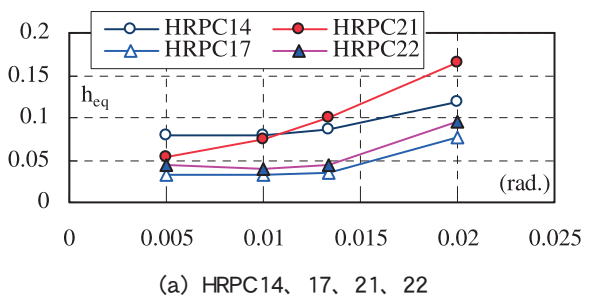


図-10 等価減衰定数の比較

柱主筋は弾性範囲であり、ひずみと応力には比例関係が成立する。よって、ひずみ値より算出して得られる付着応力は最大変形時（HRPC21で1/25rad、HRPC22で1/20rad）で、HRPC21で最大5.17N/mm<sup>2</sup>程度、HRPC22で最大7.21N/mm<sup>2</sup>程度であり、終局強度型耐震設計指針<sup>8)</sup>の付着強度算定式の計算値（HRPC21：11.97N/mm<sup>2</sup>、HRPC22：13.66N/mm<sup>2</sup>）の半分程度と付着応力は小さい。よって、本実験の範囲において、一定軸力を受ける梁せいと柱せいの比が0.94の柱梁接合部では、シーす管を使用することによる柱主筋の付着力の低下はほとんどないと考えられる。

柱に変動軸力が作用するHRPC-T4の柱引張軸力時の接合部柱主筋付着応力（最大変形1/25rad.時）を図-12に示す。HRPC-T4の接合部柱主筋付着応力は、最大で6.15N/mm<sup>2</sup>程度であり、終局強度型耐震設計指針の付着強度算定式の計算値（11.56N/mm<sup>2</sup>）に比べて充分小さい値となっており、付着性状の低下もみられなかった。また、シーす管外形形状による付着性状の差も、本実験の範囲内においてはみられなかった。

HRPC23、24試験体の接合部柱主筋のひずみ分布の例を図-13に示す。1/25rad.では接合部の被りコンクリートの剥落などがみられたが、最大値に至るまで接合部内の柱主筋は降伏には至らなかった。1/20 rad.加力時に柱主筋は接合部内で圧縮降伏した。接合部柱主筋が降伏する前の1/25rad.時のひずみ値より算出して得られる付着応力は、HRPC23で最大7.93N/mm<sup>2</sup>程度、HRPC24で最大9.64N/mm<sup>2</sup>程度であり、HRPC21、22と同様に、終局強度型耐震設計指針の付着強度算定式の計算値（HRPC23：13.62N/mm<sup>2</sup>、HRPC24：15.97N/mm<sup>2</sup>）の6割程度であり、他の試験体と同様に付着応力は小さいものであった。

#### 4.4 接合部せん断変形

HRPC22、23、24試験体の柱せん断力と接合部のせん断変形角との関係を図-14に示す。梁降伏型で破壊したHRPC22試験体は1/20rad.時の接合部せん断変形角が $8 \times 10^{-3}$ rad.であったのに対して、HRPC23、24試験体ともに1/50rad.で接合部せん断変形の増加の割合が徐々に大きくなり（ $12 \sim 15 \times 10^{-3}$ rad.）、1/25rad.で著しく増加し、被りコンクリートの剥落とともに接合部の破壊が進行していることがわかる。

今回の梁降伏後せん断破壊に至ったHRPC23、24試験体と梁降伏型で破壊したHRPC21、22試験体の接合部入力せん断応力を図-15に示す。図中に参考として学会靱性保証型耐震設計指針<sup>9)</sup>の梁降伏前に接合部が破壊するせん断強度推定式（ $\phi = 1.0$ ；加力方向両側に直交梁あり、 $\phi = 0.85$ ；加力方向片側に直交梁あり）を示す。HRPC21とHRPC23について、接合部入力せん断力がほぼ同じとなっているが最終破壊形式に違いがみられ、また、HRPC22とHRPC24については、梁曲げ降伏時の接合部せん断余裕度をほぼ同じ1.4程度で設計しているが、同様に最終破壊形式に違いがみられた。これは、接合部の形状の違いに起因するものと考えられる。

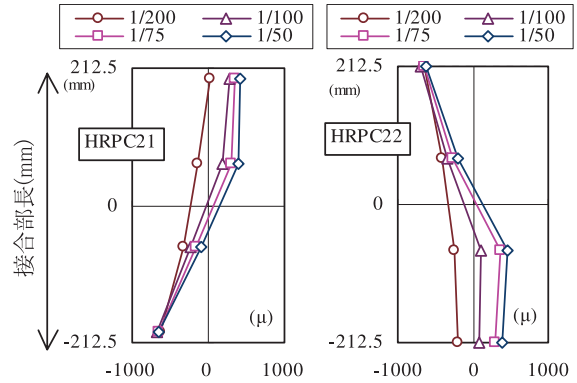


図-11 接合部柱主筋のひずみ分布（HRPC21、22）

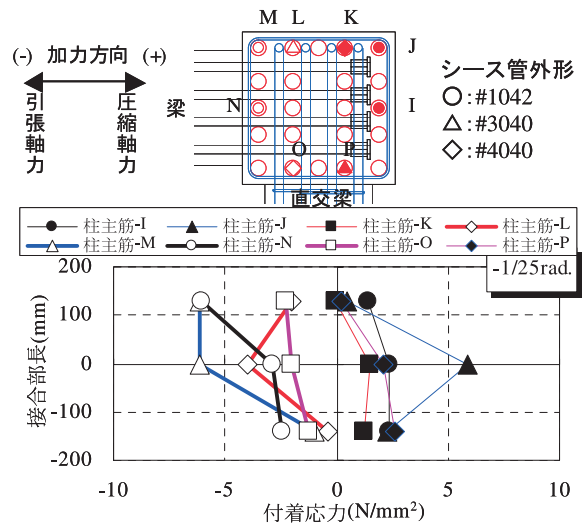


図-12 接合部柱主筋の付着応力度（HRPC-T4）

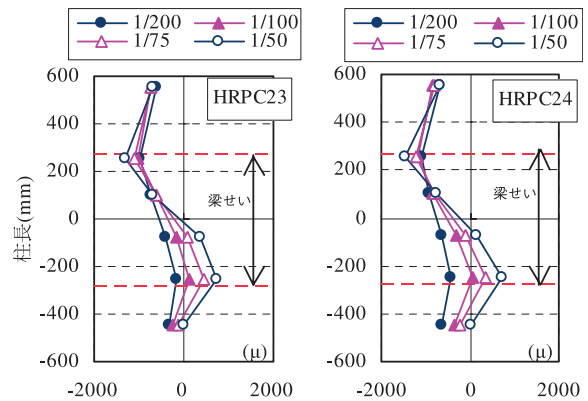


図-13 接合部柱主筋のひずみ分布（HRPC23、24）

#### 5. まとめ

本研究で得られた知見を以下に示す。

- (1) 接合部一体型高強度プレキャスト鉄筋コンクリート造柱梁部分架構試験体に関して、各試験体とも接合部上下の目地部のずれ量は少なく、大変形に至るまで耐力低下が少なく靱性に富む安定した履歴性状を示した。
- (2) 接合部を現場施工部とした試験体に比べ、試験体材料強度の違いに起因すると考えられる等価減衰定数の差がみられたが、包絡線はよく一致しており、シー

ス管とグラウト材を用いた接合部一体型プレキャスト工法は同等の耐震性能を示すと考えられる。

- (3) すべての試験体で、大変形時における接合部柱主筋の付着応力は、終局強度型耐震設計指針値に比べて小さい値しか作用せず、シース管とグラウト材を用いた接合部一体型プレキャスト工法で耐震性能が確保できると考えられる。
- (4) 本実験の範囲において、シース管の外形の違いによる性能の差はみられなかった。
- (5) HRPC23、24 試験体とも安定した梁曲げ降伏型の履歴を示し、1/50rad.以降で接合部せん断変形の増加にともない最終的には接合部せん断破壊に至った。
- (6) 接合部への入力せん断応力がほぼ同じ場合や、梁曲げ降伏時に対する接合部のせん断余裕度をほぼ同じにした場合でも、接合部の形状の違い（梁せいと柱せいの比）で柱梁接合部架構の最終破壊形式に差がみられた。

【参考文献】

- 1) 竹中啓之、濱田聡、和泉信之、千葉脩：接合部一体型高強度プレキャストRC骨組に関する実験的研究、コンクリート工学、Vol.27、No.2、pp.631-636、2005.6
- 2) 竹中啓之、和泉信之、菊田繁美、濱田聡：梁せいの大きい接合部一体型高強度プレキャストRC骨組に関する実験的研究、コンクリート工学、Vol.28、No.2、pp.589-594、2006.7
- 3) 田中信也、小林宗悟、林静英、上村智彦：鉄筋コンクリート造内部梁・柱接合部の破壊性状への接合部アスペクト比の影響、コンクリート工学、Vol.27、No.2、pp.433-438、2005.6
- 4) 菊田 他、プレキャスト鉄筋コンクリート造の柱梁部分架構に関する実験研究（その7 梁主筋接合部内継手）、日本建築学会学術講演梗概集、C-2分冊、pp.591-592、1998.9
- 5) 菊田 他、プレキャスト鉄筋コンクリート造の柱梁部分架構に関する実験研究（その8 高強度材料を用いた実験の概要）、日本建築学会学術講演梗概集、C-2分冊、pp.817-820、2000.9
- 6) 石川 他、プレキャスト鉄筋コンクリート造の柱梁部分架構に関する実験研究（その10 実験概要）、日本建築学会大会学術講演梗概集、C-2分冊、pp.205-208、2001.9
- 7) 鉄筋コンクリート構造計算規準・解説、日本建築学会、pp57、1999.11
- 8) 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、日本建築学会、pp16、1990.11
- 9) 鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・解説、日本建築学会、pp245、1999.8

接合部せん断変形角 ( $\gamma$ ) の算出法

D: 標点間高さ W: 標点間幅  
 L: 標点間対角長さ  
 $\delta 1, \delta 2$ : 標点間対角変位  
 $\gamma 1, \gamma 2$ : せん断変形角  
 $\gamma 1 = \sin^{-1}((-W^2 + D^2) + (L + \delta 1)^2) / (2WD)$   
 $\gamma 2 = \sin^{-1}((-W^2 + D^2) + (L + \delta 2)^2) / (2WD)$   
 $\gamma = (\gamma 1 + \gamma 2) / 2$

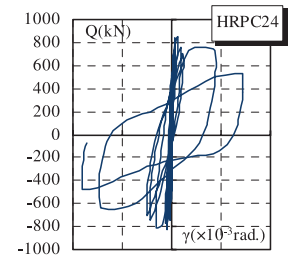
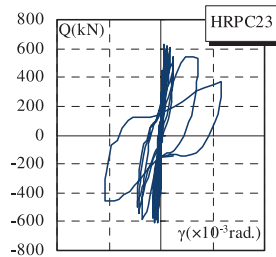
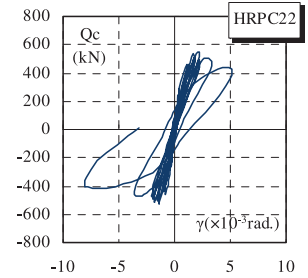
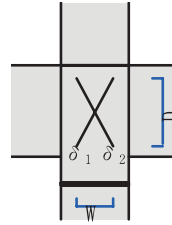


図-14 荷重-接合部せん断変形関係

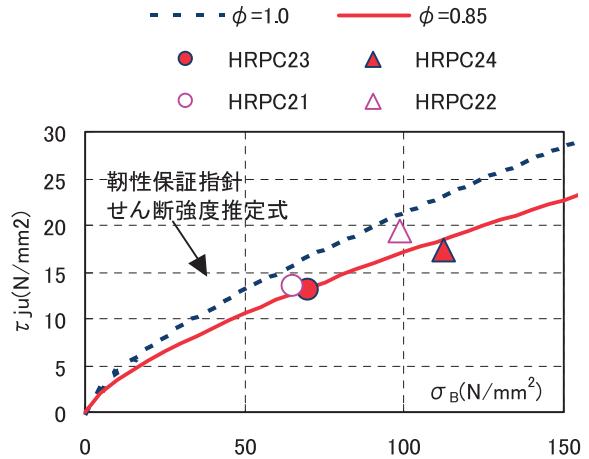


図-15 接合部入力せん断応力