

超高強度鉄筋コンクリート造柱梁接合部 および梁部材の構造性能に関する実験的研究

堀 伸 輔 山 本 憲 一 郎^{*1}
渡 邊 朋 之 今 野 修^{*1}
岩 岡 信 一 成 瀬 忠

要 旨

近年、鉄筋コンクリート構造物の超高層化、大スパン化に伴い、 $F_c=100\text{ N/mm}^2$ 以上の超高強度コンクリートおよびUSD685の高強度鉄筋を使用する必要性が生じている。筆者らは、これまでに超高強度材料を用いた部材の実用化に向け、柱部材実験を実施し、その構造特性を明らかにしてきた。本報では、超高強度材料を用いた梁部材の構造実験、柱、梁および柱梁接合部のプレキャスト化を想定した架構実験を実施した。その結果、柱梁接合部、および梁部材に超高強度材料を用いた場合においても、従来の設計式を用いて各耐力評価が出来ることがわかった。

キーワード 柱梁接合部／梁部材／高強度材料／プレキャスト／せん断耐力／曲げ耐力／水平打継

目 次

- | | |
|---------|---------|
| 1. はじめに | 4. 変形性能 |
| 2. 実験計画 | 5. まとめ |
| 3. 実験結果 | |

EXPERIMENTAL STUDY ON STRUCTURAL PERFORMANCE OF THE BEAM-COLUMN JOINTS AND BEAMS OF ULTRA-HIGH-STRENGTH REINFORCED CONCRETE STRUCTURE

Shinsuke HORI	Ken-ichiro YAMAMOTO
Tomoyuki WATANABE	Syu KONNO
Shin-ichi IWAOKA	Tadashi NARUSE

Synopsis:

Recently RC structure building becomes taller and that of span is longer, so it is necessary to use ultra high strength concrete($F_c\geq 100\text{N/mm}^2$) and ultra high strength steel bar ($F_y\geq 685\text{N/mm}^2$). In previous report, authors had grasped the structural characteristic of RC column using high strength concrete and high strength steel bar in carrying out cyclic loading tests.

In this report, authors carried out cyclic loading test in order to grasp the structural characteristic of RC beams and the beam-column joints using Pre-cast member of ultra-high-strength materials. Result of the tests, when ultra-high-strength material is used for beam-column joints and a beam members, it turns out that each evaluation formula of strength can be adopted using the conventional design formula.

* 1 本店 建築本部 建築エンジニアリング設計部 構造設計

1. はじめに

近年、鉄筋コンクリート(以下 RC)造構造物の超高層化に伴い、 $F_c=100\text{N/mm}^2$ 以上のコンクリート、および USD685 鉄筋など、超高強度材料の使用が設計上要求されている。また、施工の合理化のための部材のプレキャスト化も重要となっている。筆者らはこれまでに超高強度材料を用いたプレキャスト柱部材の構造性能について明らかにしてきた¹⁾。超高強度 RC 構造物の設計においては、さらに梁部材、柱梁接合部の構造性能を把握することが必要となる。そこで本研究では、超高強度材料を用いたプレキャスト梁部材および柱梁接合部について、その構造性能を把握するために構造実験を実施した。本報ではそれらの結果について報告する。

2. 実験計画

高強度材料を用いた梁部材の付着割裂強度、水平打継部強度の確認するための梁部材実験、および柱梁接合部せん断強度の確認、架構の復元力特性を把握するための柱梁部分架構実験を実施した。以下にそれぞれの実験計画を示す。

2.1 梁部材実験

(1) 試験体

表-1 に試験体諸元、表-2 にコンクリート、表-3 に鉄筋の力学的特性、および図-1 に試験体の形状と配筋を示す。試験体の縮小率は 1/2 スケールとした。梁主筋には D22(USD685)を用い、コンクリートは、実験時の圧縮強度が 60N/mm^2 になるように計画した。No.4 試験体は二段筋を定着長さ 1,140 mm (52db, db:主筋径)でカットオフし、付着割裂破壊させることを想定した試験体であり一体打ちとした。No.5, No.6 試験体は、梁をプレキャストとした水平打継ぎ部破壊型試験体である。No.5 は梁端部 1.0D (D:梁せい) 区間の全断面を後打ちとし、No.6 は梁全区間に水平打継ぎ部を有する。プレキャスト部材の鉛直打継ぎ部にはすべて凹型にコッターを設けた。また、水平打継ぎ面は無処理とした。

(2) 加力方法

図-2 に加力装置図を示す。加力は大野式加力方法により左右のスタブの回転角が等しくなるように変形制御とした。正負交番载荷とし、加力サイクル(図-3)は $R=\pm 0.125\%, \pm 0.25\%, \pm 0.33\%$ で各 1 サイクル、 $\pm 0.5\%, \pm 1.0\%, \pm 1.5\%, \pm 2.0\%, \pm 3.0\%, \pm 4.0\%, \pm 5.0\%$ で各 2 サイクルづつ加力後、 $R=\pm 7.0\%$ まで加力した。

計測は、スタブに固定した治具に電気式変位計を取り付けて両側のスタブの相対変形を計測した。また、加力点の油圧ジャッキの荷重をロードセルにより計測した。鉄筋の主要な位置には歪ゲージを貼付した。

表-1 梁試験体諸元

試験体名		No.4	No.5	No.6
破壊モード		付着割裂 水平打継部		
製作方法		一体打 PCa		
水平打継長(cm)		-	130	230
コンクリート目標強度 (N/mm ²)		60		
内法スパン(mm)		2,300 (アスパン比=2.3)		
断面寸法 B×D(mm)		300×500		
梁主筋	上端配筋 Pt (%)	7-D22(USD685) 2.00	6-D22(USD685) 1.70	
	カットオフ長(cm)	114	-	
	下端配筋 Pt (%)	5-D22(USD685) 1.40	8-D22(USD685) 2.23	
	カットオフ長(cm)	114	-	
	St.配筋 Pw (%)	S6@90 (溶接閉鎖型 KSS785) 0.47		

表-2 梁試験体 コンクリートの力学的特性

試験体 部位	材令 (日)	引張強度 (N/mm^2)	ヤング係数 ($\times 10^5 \text{N/mm}^2$)	ポアソン比	割裂強度 (N/mm^2)
No.4 一体打	77	72.4	3.46	0.220	5.15
後打部	77				
No.5 PCa 部	89	69.4	3.56	0.224	5.05
後打部	57	67.1	3.39	0.223	4.57
No.6 PCa 部	69	64.7	3.40	0.228	3.34

表-3 梁試験体 鉄筋の力学的特性

鉄筋径	材種	降伏点 (N/mm^2)	引張強度 (N/mm^2)	伸び (%)	降伏ひずみ ($\times 10^{-6}$)	ヤング係数 ($\times 10^5 \text{N/mm}^2$)
S6*	KSS785	999	1217	19.3	7110	1.91
D22	USD685	748	934	9.85	4570	1.99

*:降伏点は 0.2% オフセット法により算出した。

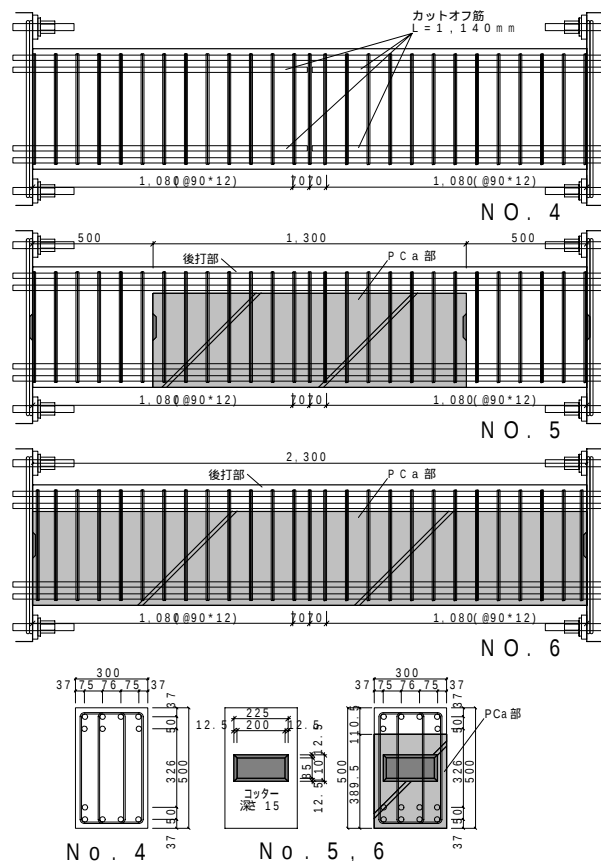


図-1 梁試験体 形状と配筋

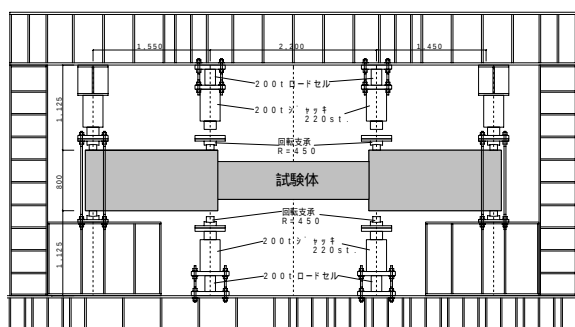


図-2 梁部材実験 加力装置(大野式)

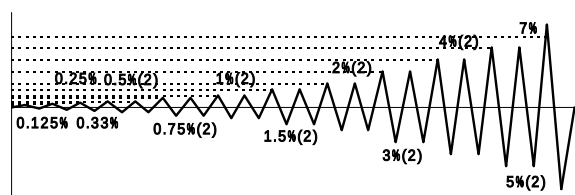


図-3 加力サイクル

2.2 架構實驗

(1) 試験体

表-4 に架構試験体の諸元、図-4 に試験体形状(B1)、図-5 に柱梁接合部の配筋を示す。試験体は縮小率を約 1/2.5 スケールとし、接合部せん断破壊を想定した 3 体(J1,J2,J3)、および梁曲げ降伏先行を想定した 1 体(B1)を製作した。実験変数は破壊形式、接合部内の機械式継手の有無、および試験体の形状である。J1、J2 は十字型架構の接合部せん断耐力を確認する試験体である。J1 は梁主筋を柱梁接合部内でネジ式グラウト継手とし、J2 は梁主筋を柱梁接合部内で通し配筋としている。J3 はト型架構の接合部せん断耐力を確認する試験体で梁主筋は柱梁接合部内で U 字定着としている。J1,J2,J3 は接合部への入力せん断力を大きくするために、使用材料は各部位とも $F_c=100\text{N/mm}^2$ 、主筋に USD685、せん断補強筋に KSS785 を使用し、柱・梁・柱梁接合部を一体打設とした。B1 は PCa 化を想定した試験体で、柱・梁をあらかじめ製作した後、柱梁接合部のコンクリートを打設した。梁と柱梁接合部の打継部にはコッターを設けており、柱脚部には機械式継手を使用している。使用材料は、柱および柱梁接合部は USD685、 $F_c=100\text{N/mm}^2$ 、梁は SD490、 $F_c=60\text{N/mm}^2$ とした。

設計時（材料強度は実強度を用いた）における梁曲げ耐力に対する接合部せん断余裕度は、J1,J2 は 0.7 程度、J3 は 0.8 程度、B1 は 1.15 程度となるようにした。

表-5 に標準養生供試体によるコンクリートの力学的特性、表-6 に鉄筋の力学的特性を示す。

試験体		J 1	J 2	J 3	B 1
想定破壊形式		接合部せん断			梁曲げ
試験体形状		十字型		ト型	十字型
柱	B×D (mm)	400×400		380×380	400×400
	主筋	16-D19 (USD685)			
	フープ	4-S6@50 (KSS785)			4-S6@60 (KSS785)
	Pg(%)	2.87		3.18	2.87
	Pw(%)	0.64		0.67	0.53
	N/BDσ _B	0.21		0.035	0.23
梁	B×D(mm)	250×400			
	主筋	16-D19 (USD685)			14-D19 (SD490)
	スターラップ	4-S6@50 (KSS785)			4-S6@70 (KSS785)
	Pt(%)	2.51			2.54
	Pw(%)	1.02			0.73
接合部	フープ	2-S6@65 (KSS785)			2-S6@50 (KSS785)
	Pjw(%)	0.22		0.23	0.32
接合部内 梁筋定着方法		機械式	通し	U 字定着	通し

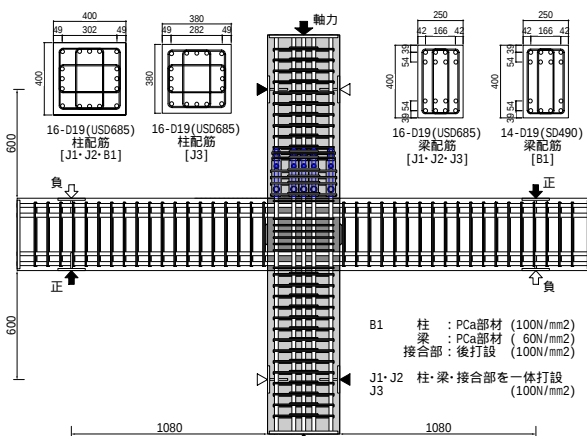


図-4 架構試験体形状(B1)

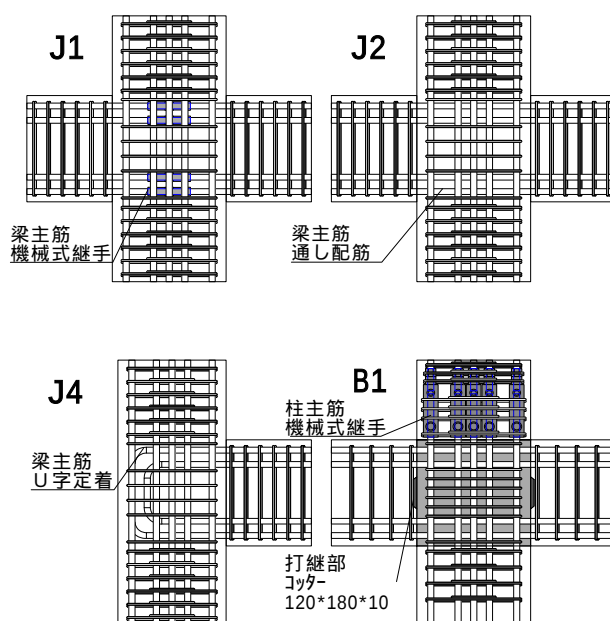


図-5 架構試験体 柱梁接合部配筋

表-5 架構試験体 コンクリートの力学的特性

試験体 部位	材令 (日)	圧縮強度 (N/mm ²)	ヤング係数 ($\times 10^4$ N/mm ²)	ポアソン比	割裂強度 (N/mm ²)
J1柱・梁・接	52	116.1	3.92	0.220	6.18
J2柱・梁・接	59	115.3	4.02	0.233	5.38
J3柱・梁・接	43	111.8	3.86	0.217	5.07
B1柱	89	124.0	4.42	0.244	6.80
B1梁	89	94.9	4.21	0.250	3.34
B1接合部	80	120.6	4.08	0.232	5.52

表-6 架構試験体 鉄筋の力学的特性

鉄筋径	材種	降伏点 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	降伏ひずみ ($\times 10^{-6}$)	ヤング係数 ($\times 10^5$ N/mm ²)
S6 [*]	KSS785	1008	1220	7160	1.93
D19	SD490	542	687	2940	1.92
D19	USD685	785	984	4870	1.90

*:降伏点は0.2%オフセット法により算出した。

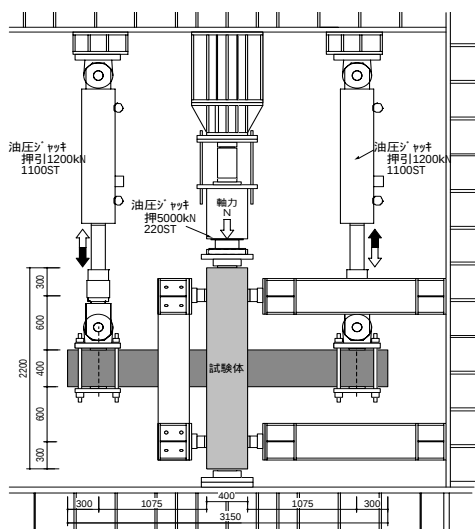
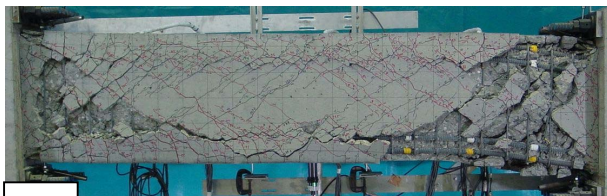
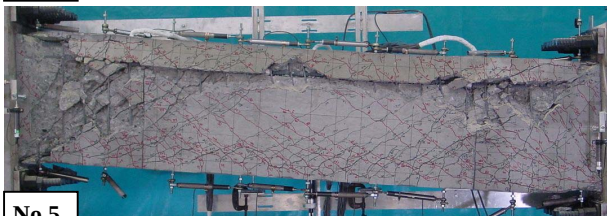


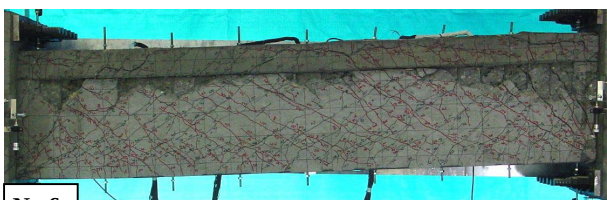
図-6 架構実験 加力装置



No.4



No.5



No.6

写真-1 梁試験体 最終破壊状況

3. 実験結果

3.1 梁部材実験の結果

(1) 破壊経過

写真-1 に各試験体の最終破壊状況の写真，図-7 にせん断力(Q)と部材変形角(R)の関係を示す。各試験体とも $R=0.125\%$ のサイクルで梁端部に曲げひび割れが発生し，その後曲げせん断ひび割れ，せん断ひび割れが発生した。No.4 試験体は， $R=\pm 2.0\%$ で最大耐力に達したのち，カットオフした上下の二段主筋に沿って付着割裂ひび割れが進行し，徐々に耐力低下した。No.5 試験体は， $R=\pm 3.0\%$ で最大耐力に達したのち，材端の後打ち部分では主筋位置の付着割裂ひび割れ，また中央部では水平打継ぎ部のずれ変形が進行し，繰り返し加力とともに耐力低下した。

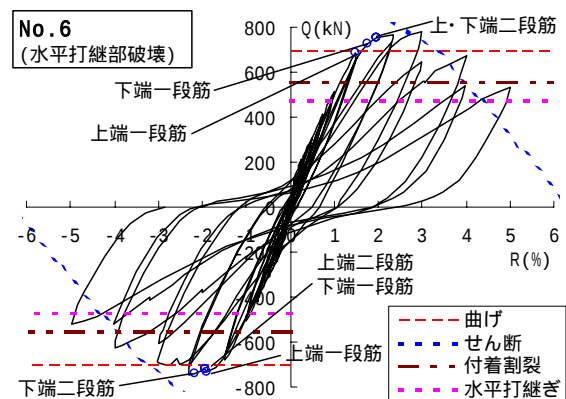
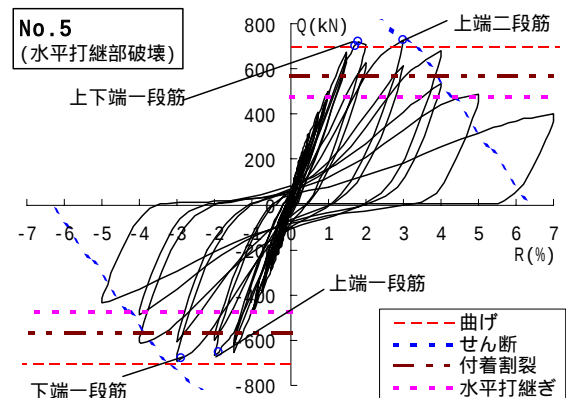
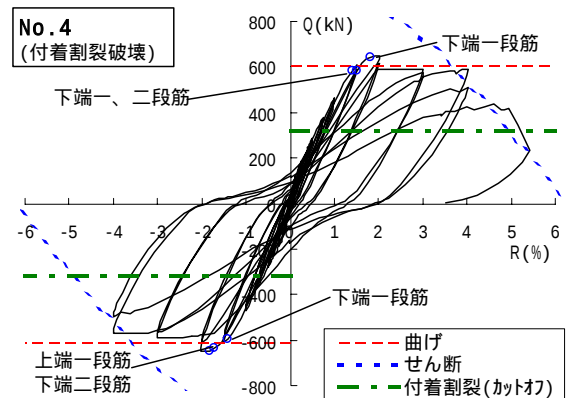


図-7 梁試験体 せん断力(Q)-部材変形角(R)関係

No.6 試験体は、正側では $R=+3.0\%$ で、また負側では $R=-2.0\%$ で最大耐力に達したのち、水平打継ぎ部のずれ変形が進行し、繰り返し加力とともに耐力低下した。No.6 のみ梁主筋はすべて降伏しているが、No.4 は上端二段筋、No.5 は上下の二段筋が降伏しなかった。3 体とも最終的に梁端部のせん断補強筋が破断し、せん断変形の伸展とともに梁主筋が折れ曲がった。

(2) 実験結果と計算値の比較

表-7 に各試験体の実験値と計算値の比較を示す。計算値に対する実験値の比は、初期剛性が $0.70 \sim 0.86$ と若干小さくなっていたが、曲げひび割れ発生荷重は $0.81 \sim 1.29$ 、せん断ひび割れ発生荷重が $0.82 \sim 1.00$ と良く対応している。

(3) 付着割裂強度

図-8 に No.4 の最大耐力時($R=+2.0\%$)における上端筋の付着応力度分布、図-9 に実験値と文献 2) による付着信頼強度の関係を示した。付着応力度は、梁主筋に貼付した歪ゲージの値を応力に変換してから算出した。付着応力度の実験値は、試験区間全長から引張側の $1.0D$ (D : 梁せい)を差引いた区間の平均値と隣接する測定点間の局所的な最大付着応力度をそれぞれ示した。付着割裂した上端二段筋ではヒンジ域 $1.0D$ を無視した平均付着応力度、最大付着応力度ともに文献 2) による付着信頼強度を上回っていた。

(4) 水平打継ぎ面の摩擦強度

図-7 の No.5, 6 には、水平打継ぎ部により決まる文献 3) によるせん断耐力の計算値($Q=480\text{kN}$)を点線で示した。ここで打設面の摩擦係数は $\mu=1.0$ とした。打継ぎ部破壊であった No.5, 6 ともに最大耐力は計算耐力の $1.44 \sim 1.63$ 倍であった。

表-7 梁部材実験 結果一覧

試験体名		No.4		No.5		No.6	
初期剛性 (kN/mm)	実	72.9		60.4		72.8	
	計*1	84.4		86.1		86.1	
	(実/計)	(0.86)		(0.70)		(0.85)	
加力方向		正	負	正	負	正	負
曲げひび割れ 発生荷重 (kN)	実	49.7	53.6	57.4	67.5	66.9	77.8
	計*2	61.1		62.5		60.2	
	(実/計)	(0.81)	(0.88)	(0.92)	(1.08)	(1.11)	(0.00)
せん断ひび割れ 発生荷重 (kN)	実	153	185	114	122	202	187
	計*3	186		138		202	
	(実/計)	(0.82)	(0.99)	(0.83)	(0.88)	(1.00)	(0.93)
最大耐力 (kN)	実	650	650	726	691	780	750
	計*4	627		724		724	
	(実/計)	(1.04)	(1.04)	(1.00)	(0.95)	(1.08)	(1.04)
	計*5	960		960		962	
	(実/計)	(0.68)	(0.65)	(0.76)	(0.75)	(0.81)	(0.75)
	計*6	-		443		443	
	(実/計)	-	-	(1.64)	(1.56)	(1.76)	(1.69)
せん断余裕度	計*5/計*4	1.53		1.33		1.33	
破壊モード		付着割裂 破壊		水平打継部 破壊		曲げ降伏後の 水平打継部破壊	

3.2 架構実験の結果

(1) 実験経過および履歴性状

図-10 に架構実験の各試験体の層せん断力(Q)-層間変形角(R)関係、写真-2 に最大耐力時(正加力時)のひびわれ発生状況を示す。また、表-8 に実験結果一覧を示す。最終破壊形式は $J1, J2, J3$ が接合部のせん断破壊、 $B1$ が梁曲げ降伏後の接合部破壊であった。

$J1, J2$ は同様の破壊性状を示した。 $R=\pm 0.75\%$ で柱梁接合部にせん断ひびわれが発生後、変形の増大と共にひびわれ幅は増大し、 $R=\pm 2.0\%$ で柱頭柱脚の $1.0D$ (D : 柱せい)まで接合部ひびわれが進展した。 $R=\pm 3.0\%$ で最大耐力を示した後、 $R=\pm 4.0\%$ で接合部、柱頭柱脚のかぶりコンクリートが剥落し、徐々に耐力低下を示したが脆性的な破壊は生じなかった。接合部内の機械式継手の有無による破壊性状と耐力の違いは見られなかった。 $J3$ は $J1, J2$ とほぼ同様な破壊性状を示したが、最大耐力時の接合部損傷の程度、および最大耐力後の耐力低下の割合は $J1, J2$ に比べて小さかった。 $B1$ は $R=\pm 1.0\%$ で梁主筋一段筋の降伏後、 $R=\pm 1.5\%$ で梁主筋の二段筋が降伏するとともに最大耐力を示した。その後 $R=\pm 4.0\%$ の 1 サイクルまで耐力を維持した。 $R=\pm 4.0\%$ の 2 サイクル以降、接合部の損傷が大きくなり耐力低下した。 $R=\pm 4.0\%$ までは紡錘型の安定した履歴性状を示し、また、 $R=\pm 7.0\%$ まで脆性的な破壊は生じなかった。

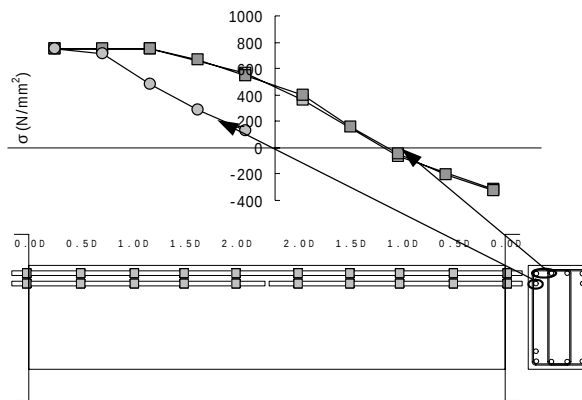


図-8 付着応力度分布(No.4)

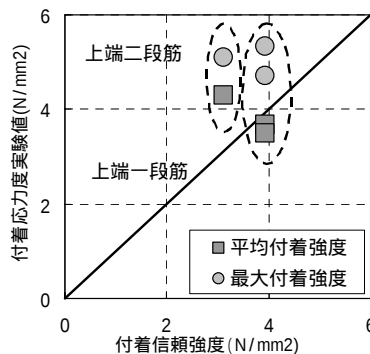


図-9 付着信頼強度と実験値の比較(No.4)

図-11 に J1, B1 の層間変形角に占める各部位の変形成分の割合を示す。接合部せん断破壊となった J1 は最大耐力を示した $R=3.0\%$ 以降、接合部の変形が増大している。梁曲げ降伏先行となった B1 は $R=4.0\%$ まで梁の変形が殆どを占めている。

(2) 実験値結果と計算値の比較

表-8 に最大耐力の実験値と計算値の比較を示す。柱梁接合部せん断耐力は文献 2) に示されているせん断強度式で算定した。接合部せん断耐力の計算値に対する実験値の比は J1 ~ J3 の結果より 1.08 ~ 1.13 であった。文献 2) のせん断強度式は $F_c=60\text{N/mm}^2$ までが適用範囲であるが、 $F_c=100\text{N/mm}^2$ 程度のコンクリートを使用した場合においても、接合部せん断耐力を良く評価している。梁曲げ耐力は略算式により算定した。B1 の計算値に対する実験値の比は 1.02 ~ 1.06 であり、実験値を良く評価している。

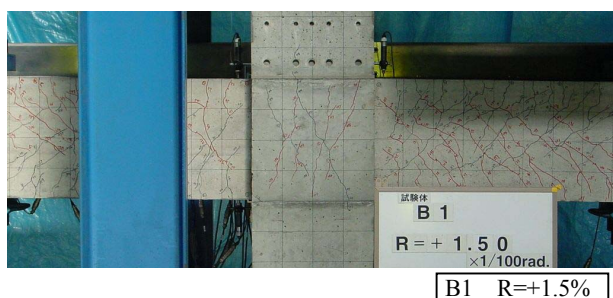
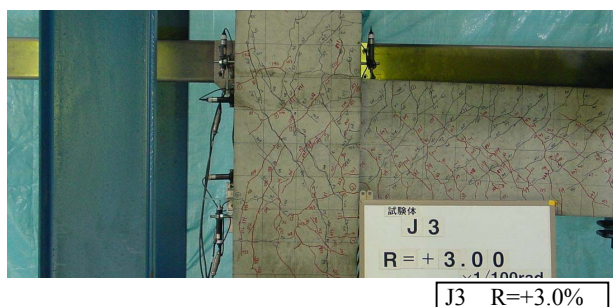
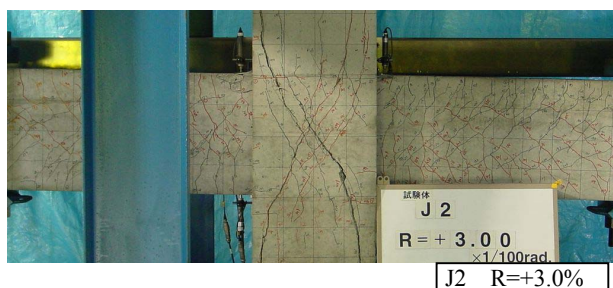
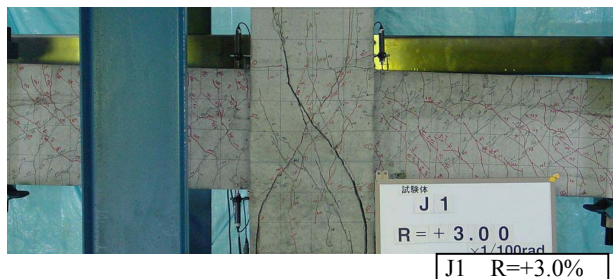


写真-2 架構実験 ひび割れ発生状況(最大耐力時)

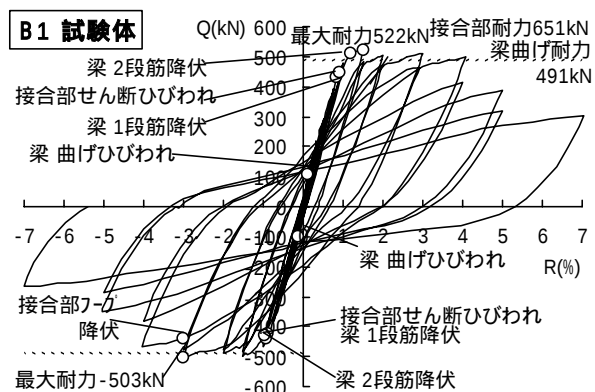
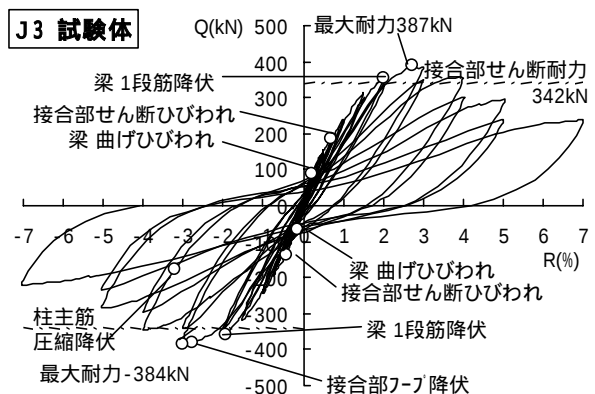
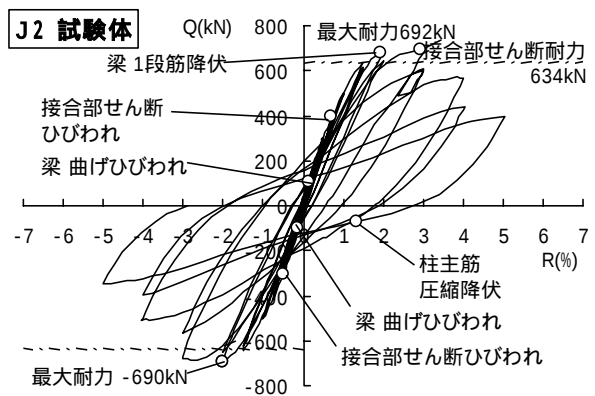
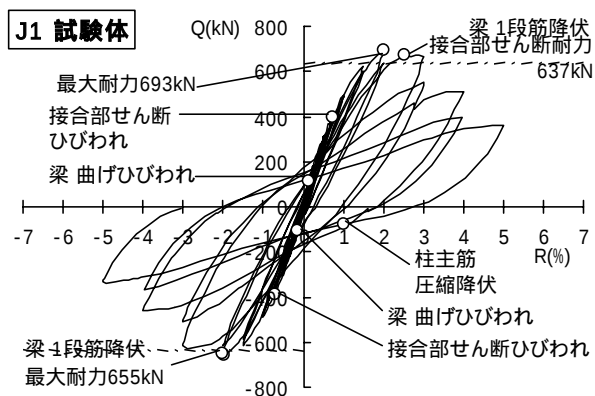


図-10 架構試験体
層せん断力(Q)-層間変形角(R)関係

4. 変形性能

架構実験において曲げ降伏先行の破壊性状を示した B1 試験体について、層せん断力(Q) - 層間変形角(R)関係のスケルトンカーブのモデル化を行なった。図-12 に示すようにスケルトンカーブはトリリニア型としてモデル化した。弾性剛性 K_e 、曲げひび割れ耐力 Q_{mcr} 、降伏点剛性低下率 α_y 、曲げ耐力 Q_{mu} の算定は(1)～(4)式による。モデル化は柱梁接合部の剛域を 0.5D(D:部材せい)とした場合、完全剛域とした場合の2ケースについて検討した。図-13 に B1 試験体の Q-R 関係の包絡線とモデル化したスケルトンの比較を示す。図-13 より柱梁接合部剛域を 0.5D としてモデル化したスケルトンカーブの方が、実験結果の包絡線をより良く評価していることがわかる。

上記の方法でモデル化したスケルトンカーブを用いて Takeda モデルの履歴ルールに従い履歴特性をモデル化した。図-14 に Takeda モデルによる履歴特性と B1 試験体の層せん断力(Q) - 層間変形角(R)関係の比較を示す。繰返し加力の影響と変形の増加による耐力低下を考慮していないため、降伏後の耐力に差が生じるが、Takeda モデルによる履歴特性は実験値を比較的良く評価している。

■弾性剛性： K_e

$$K_e = \frac{1}{(1/K_f + 1/K_s)} \quad (\text{N/mm}) \quad \cdots(1)$$

$$K_f = 12 E_c \cdot I_e / H^3 \quad (\text{N/mm}) \quad \text{曲げ剛性}$$

$$K_s = G \cdot A / (\kappa \cdot H) \quad (\text{N/mm}) \quad \text{せん断剛性}$$

$$E_c : \text{コンクリートのヤング係数} \quad (\text{N/mm}^2)$$

$$I_e : \text{鉄筋を考慮した断面二次モーメント} \quad (\text{mm}^4)$$

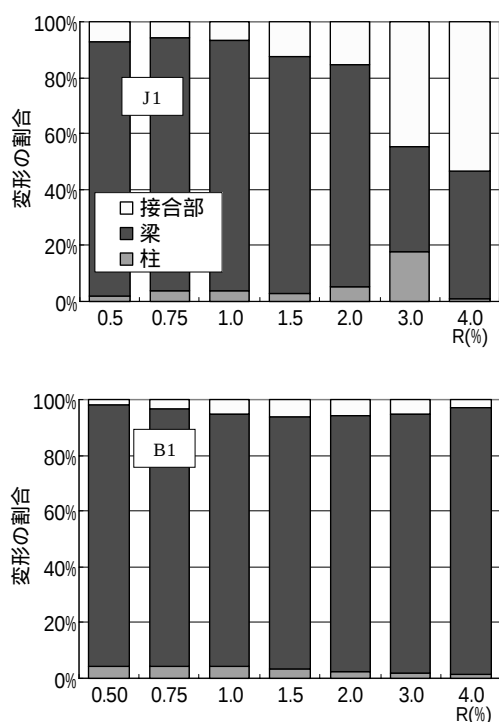


図-11 架構試験体 変形成分の割合

$$I_e = \varphi_r \cdot I_o \quad I_o = BD^3 / 12$$

$$\text{柱: } \varphi_r = 1 + 1.3n p_t, \quad \text{梁: } \varphi_r = 1 + n p_t (1.5 + 2 \gamma)$$

$$n : \text{ヤング係数比} \quad p_t : \text{引張鉄筋比} \quad \gamma : \text{複筋比}$$

$$G : \text{コンクリートのせん断弾性係数} \quad (\text{N/mm}^2)$$

$$A : \text{部材断面積} \quad (\text{mm}^2) \quad \kappa : \text{形状係数} (1.2)$$

$$H = H_o \quad (\text{接合部完全剛の場合})$$

$$H = H_o + 0.5D \quad (\text{接合部剛域 } 0.5D \text{ の場合})$$

$$H_o : \text{部材内法長さ} \quad D : \text{部材せい}$$

■曲げひびわれ耐力： M_{cr}

$$M_{cr} = (\sigma_t + \sigma_o) Z_e \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad \cdots(2)$$

$$\sigma_t : \text{コンクリートの引張強度}$$

$$\sigma_t = 0.56 \sqrt{\sigma_B} \quad (\text{N/mm}^2)$$

$$\sigma_o : \text{軸応力度} \quad (\text{N/mm}^2)$$

$$\sigma_B : \text{コンクリートの圧縮強度} \quad (\text{N/mm}^2)$$

$$Z_e : \text{鉄筋を考慮した断面係数} \quad Z_e = I_e / (D/2) \quad (\text{mm}^3)$$

$$\delta_{cr} : \text{曲げひび割れ時変形} \quad \delta_{cr} = Q_{mcr} / K_e \quad (\text{mm})$$

■降伏時剛性低下率： α_y

$$\alpha_y = (0.043 + 1.64n p_t + 0.043a/D + 0.33 \eta) (d/D)^2 \quad \cdots(3)$$

$$a : \text{シアスパン長さ} \quad (\text{mm}) \quad D : \text{部材せい} \quad (\text{mm}),$$

$$\eta_o : \text{軸力比} \quad d : \text{部材の有効せい} \quad (\text{mm})$$

■終局曲げ耐力： M_u

$$\text{柱: } cMu \quad \text{ACI ストレスブロック法による。}$$

$$\text{梁: } bMu = 0.9a_t \sigma_y d$$

$$\delta_u : \text{降伏時変形} \quad \delta_u = Q_{mu} / (\alpha_y K_e) \quad (\text{mm})$$

$$Q_{mu} = 2Mu / H_o \quad \cdots(4)$$

表-8 架構実験 結果一覧

試験体		J 1		J 2		J 3		B 1	
		R(%)	Q(kN)	R(%)	Q(kN)	R(%)	Q(kN)	R(%)	Q(kN)
梁曲げ	正	0.13	103	0.13	103	0.23	90	0.13	105
ひびわれ	負	-0.12	-100	-0.12	-100	-0.15	-65	-0.12	-101
接合部せん断	正	0.71	394	0.71	394	0.69	188	0.90	447
ひびわれ	負	-0.65	-377	-0.65	-377	-0.44	-137	-0.86	-426
梁主筋降伏	正	1.94	678	1.94	678	2.02	355	0.85	429
(1 段筋)	負	-2.01	-690	-2.01	-690	-1.95	-357	-0.90	-439
梁主筋降伏	正	-	-	-	-	-	-	1.20	512
(2 段筋)	負	-	-	-	-	-	-	-0.96	-429
接合部	正	-	-	-	-	-	-	-	-
フープ筋降伏	負	-	-	-	-	-2.79	-379	-3.02	-440
最大荷重	正	2.93	692	2.93	692	2.73	387	1.51	522
	負	-2.01	-690	-2.01	-690	-3.01	-384	-3.01	-503
破壊モード	接合部せん断破壊		接合部せん断破壊		接合部せん断破壊		梁曲げ降伏後 接合部せん断破壊		
	計算耐力								
接合部せん断 kN)		637		634		342		651	
梁曲げ (kN)		815		815		405		491	
実/計	正	1.09		1.09		1.13		0.80	
	負	1.08		1.09		1.12		0.77	
実/計	正	0.85		0.85		0.96		1.06	
	負	0.85		0.85		0.95		1.02	

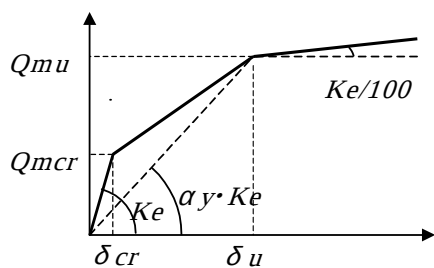


図-12 スケルトンカーブのモデル化

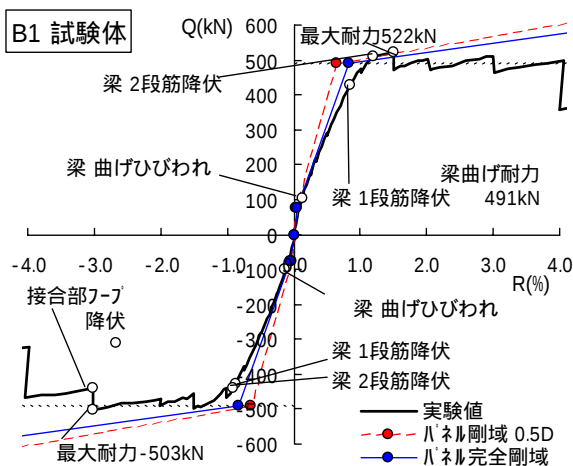


図-13 実験結果とモデル化したスケルトンカーブの比較

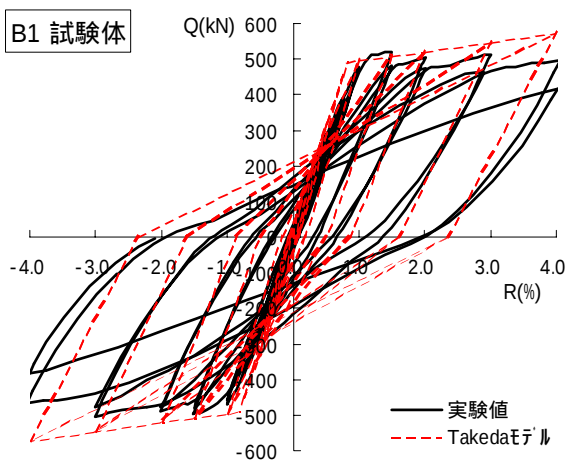


図-14 実験結果と Takeda モデルによる履歴の比較

5. まとめ

- ・ 梁部材実験結果より、付着割裂破壊したカットオフ二段筋の付着強度は、文献 2) による付着信頼強度以上であった。
- ・ 水平打継ぎ部で決まる梁部材のせん断耐力は、文献 3) による摩擦係数を 1.0 とした計算値の 1.44 ~ 1.63 倍であった。
- ・ $F_c=100\text{N/mm}^2$ 程度の高強度コンクリートを使用した柱梁接合部のせん断耐力は文献 2) のせん断強度式で推定できる。
- ・ 梁曲げ降伏先行の架構試験体(B1)は、 $R=\pm 4.0\%$ までほとんど耐力低下せず、紡錘型の安定した履歴性状を示した。
- ・ 柱梁接合部内における梁主筋の機械式継手の有無による柱梁接合部せん断耐力に差異は見られなかった。
- ・ モデル化したスケルトンカーブおよび Takeda モデルによる履歴特性は、梁曲げ降伏先行となる架構の履歴特性の実験値を比較的良く評価できる。

参考文献

- 1) 岩岡 他：超高強度材料を使用した鉄筋コンクリート造柱の構造性能に関する実験的研究，前田建設技術研究所報 Vol.43, p.59-66, 2002.10
- 2) 日本建築学会「鉄筋コンクリート構造の靱性保証型耐震設計指針・同解説」1997
- 3) 日本建築学会「現場打同等型プレキャスト R C 構造設計指針(案)」2002
- 4) 日本建築学会「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」1999