

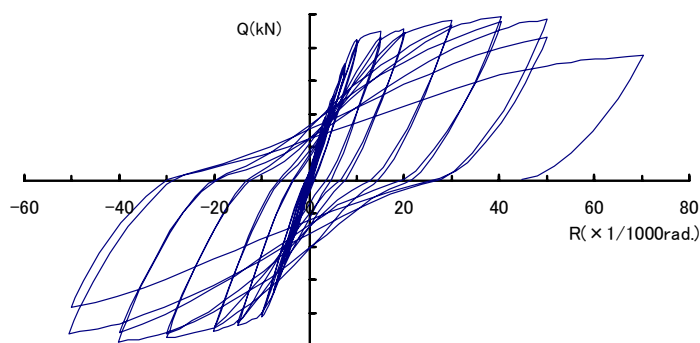
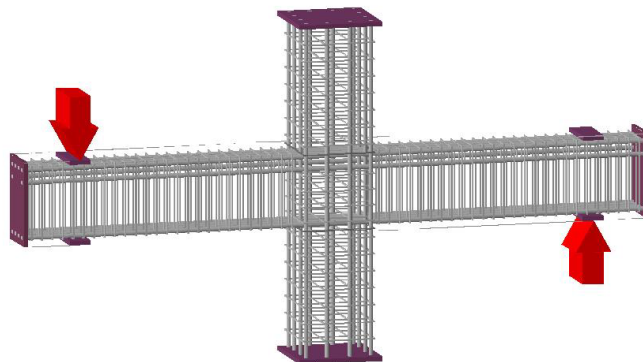
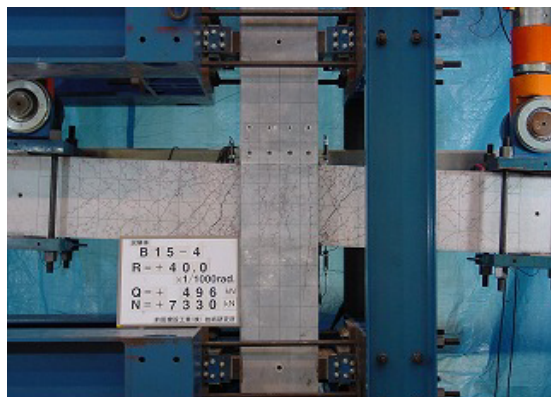
超高強度コンクリート($F_c=150\text{N/mm}^2$)を使用した鉄筋コンクリート造

柱梁接合部の構造性能に関する実験的研究 –梁曲げ降伏性状–

堀 伸輔・岩岡 信一・成瀬 忠・古宮 嘉之*¹・今野 修*¹・渡邊 朋之

EXPERIMENTAL STUDY ON STRUCTURAL PERFORMANCE OF RC-BEAM-COLUMN JOINTS OF ULTRA HIGH STRENGTH (150N/mm^2) CONCRETE

Shinsuke HORI, Shinnichi IWAOKA, Tadashi NARUSE, Yoshiyuki KOMIYA, Shu KONNO, Tomoyuki WATANABE



研究の目的

近年、超高層化、大スパン化した鉄筋コンクリート構造物の需要の増加に伴い、 $F_c=100\text{N/mm}^2$ を超える超高強度コンクリート、USD685 等の超高強度鉄筋を使用した構造物の研究開発が行われ、実用化に至っている。筆者らは、さらなる超高層化を目指して、 $F_c=150\text{N/mm}^2$ 級の超高強度材料を使用した部材の実用化に向けた設計・施工技術の確立を目的とした研究開発を実施している。その一環として、本研究では、 $F_c=150\text{N/mm}^2$ 級のコンクリート、USD685 鉄筋などの超高強度材料を使用した柱梁接合部の構造実験を行い、構造特性を明らかにすることを目的とする。

技術の説明

$F_c=150\text{N/mm}^2$ 級の超高強度コンクリートを使用した、軒高 200m 程度、60～70 階の超高層 RC 建物の設計・施工が可能となる。

主な結論

超高強度材料を使用した柱梁接合部の架構実験を行った結果、柱梁接合部内に中子筋を配筋し、かつ補強筋量 (p_{jw}) を 0.41%以上とすることで、梁曲げ降伏後も接合部せん断破壊を生じない良好な変形性能を示すことが確認された。

* 1 本店 建築エンジニアリング 設計部

超高強度コンクリート($F_c=150\text{N/mm}^2$)を使用した鉄筋コンクリート造 柱梁接合部の構造性能に関する実験的研究 - 梁曲げ降伏性状 -

堀 伸 輔 岩 岡 信 一
成 瀬 忠 古 宮 嘉 之 ^{*1}
今 野 修 ^{*1} 渡 邊 朋 之

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、 $F_c=100\text{N/mm}^2$ を超える超高強度コンクリートおよび USD685 の超高強度鉄筋を使用した構造物の開発が進み、実用化にまで至っている。筆者らはこれまでに、主として集合住宅を対象に更なる超高層化を目指し、 $F_c=150\text{N/mm}^2$ クラスのコンクリートを使用した鉄筋コンクリート造柱部材の構造性能を把握し、設計法を整備した。また、架構実験を行い、柱梁接合部のせん断耐力は既往の耐力式により評価できることを確認した。本報では、柱梁接合部の架構変形性能を確認するため、梁曲げ破壊を想定した架構実験を実施し、その結果を報告する。柱の軸方向の圧縮応力度の増加に伴い柱梁接合部コンクリートの負担応力も大きくなることにより、梁曲げ降伏後早期に柱梁接合部がせん断破壊し、軸力を保持できない傾向が認められた。軸力を負担する柱梁接合部ではこのような脆性的な破壊は許容し難い。そこで、以上の点を改善すべく柱梁接合部の補強筋量を実験変数とした架構実験を実施した結果、柱梁接合部内に中子筋を配筋し、かつ補強筋量(p_{jw})を 0.41%以上とすることで、梁曲げ降伏後も接合部せん断破壊を生じない良好な変形性能を示すことが確認された。

キーワード 鉄筋コンクリート / 柱梁接合部 / 超高強度材料 / 梁曲げ降伏 / 変形性能

目 次

- | | |
|---------|---------|
| 1. はじめに | 4. まとめ |
| 2. 実験計画 | 5. おわりに |
| 3. 実験結果 | |

EXPERIMENTAL STUDY ON STRUCTURAL PERFORMANCE OF RC-BEAM-COLUMN JOINTS OF ULTRA HIGH STRENGTH (150N/mm^2) CONCRETE

Shinsuke HORI
Tadashi NARUSE
Shu KONNO

Shinnichi IWAOKA
Yoshiyuki KOMIYA
Tomoyuki WATANABE

Synopsis:

Recently, RC buildings have become extremely taller and spans accordingly become longer. And it is indispensable ultra high strength concrete ($F_c>100\text{N/mm}^2$) and ultra-high-strength steel bar (USD685) to realize high-rise building. In previous paper, authors had reported that the structural performance of RC columns with ultra-high strength concrete($F_c=150\text{N/mm}^2$) and high strength steel bar under cyclic loading tests, had sufficient ability on structure, and the shear strength of beam-column joints in usage of ultra-high-strength material could be estimated by the current design equation. However, there emerges a fear of shear failure of beam-column joint succeeded to predominant flexural yielding of beam under increased axial compressive stress. In this report, from the result of cyclic loading tests, beam-column joints reinforced with hoop at the ratio of 0.41% and sub-hoop, have shown good structural characteristics and deformation performance.

* 1 本店 建築エンジニアリング 設計部

1. はじめに

近年、鉄筋コンクリート（以下、「RC」）構造物の超高層化に伴い、超高強度材料の使用が設計上要求されるとともに、 $F_c=100\text{N/mm}^2$ 級のコンクリートを使用した RC 部材に関する研究開発が進み、実用化に至っている。著者らはこれまでに $F_c=100\text{N/mm}^2$ 級のコンクリートを使用した架構の構造性能¹⁾²⁾、 $F_c=150\text{N/mm}^2$ 級のコンクリートを使用した柱部材の構造性能³⁾、及び、柱梁接合部せん断耐力⁴⁾を明らかにしてきた。本報では、 $F_c=150\text{N/mm}^2$ 級のコンクリート、USD590、および USD685 鉄筋の超高強度材料を使用した RC 部分架構の変形性能、外周柱の梁主筋定着性状を把握することを目的とした実験を実施し、その結果について報告する。

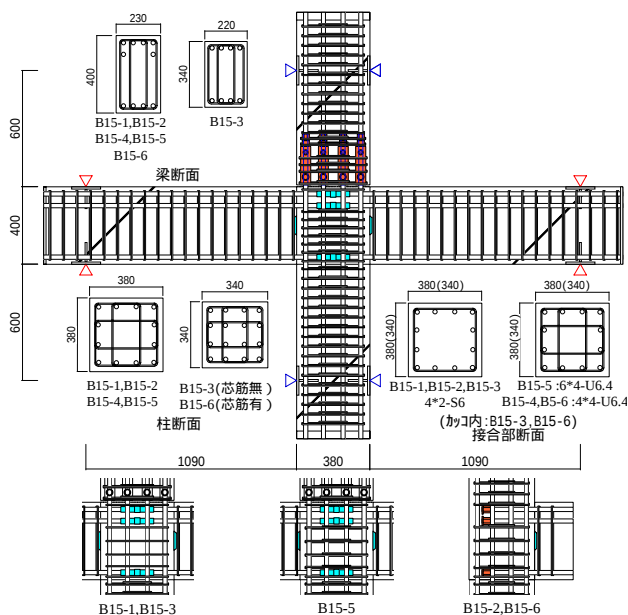


図-1 試験体形状

2. 実験計画

2.1 試験体

表-1 に試験体諸元、図-1 に試験体形状および配筋を示す。梁曲げ降伏先行を想定し、十字型架構の変形性能を把握するための試験体を 4 体、外周柱の梁主筋の機械式定着による定着性状および変形性能を確認する T 型試験体を 2 体、計 6 体を計画した。いずれの試験体も縮小率 1/2.5 程度とし、せん断スパン比は、柱部材が 1.5 程度、梁部材が 2.7 程度とした。また、施工の合理化から PCa（プレキャスト）を想定し、柱・梁部材を製作して組み

表-2 鉄筋の力学的特性

試験体	鉄筋径 (材質)	降伏点 N/mm ²	引張強度 N/mm ²	降伏ひずみ μ	ヤング係数 kN/mm ²
B15-1 ~ B15-3	D19 (USD685)	690	867	4960	190
	S6 (KSS785)	935	1180	7040	187
B15-4 ~ B15-6	D19 (USD685)	704	890	5370	191
	D19 (USD590)	619	826	5230	190
	U6.4 (SPBD1275)	1350	1410	8870	198
	S6 (KSS785)	995	1180	7190	191

:0.2%オフセット

表-3 コンクリートの力学的特性

試験体	材令 (日)	部位	圧縮強度 N/mm ²	圧縮ひずみ $\times 10^{-6}$	ヤング係数 kN/mm ²	割裂強度 N/mm ²
B15-1	108	柱	189	4280	48.8	4.54
	91	接合部	186	4180	45.6	5.81
	108	梁	73	2630	37.4	3.86
B15-2	115	柱	178	3940	48.5	4.18
	98	接合部	181	4060	46.1	4.18
	115	梁	77	2630	36.1	3.92
B15-3	123	柱	186	4250	47.8	4.62
	106	接合部	182	4120	45.7	4.40
	123	梁	76	2640	37.2	3.99
B15-4	70	柱	152	4010	45.0	4.81
	62	接合部	146	3700	44.6	4.99
	70	梁	70	2850	35.0	3.39
B15-5	48	柱	146	3750	47.4	6.48
	40	接合部	143	3660	43.4	4.86
	48	梁	69	2770	33.8	3.04
B15-6	70	柱	145	3810	44.3	5.14
	62	柱・接	144	3730	44.5	3.78
	70	梁	68	2820	33.1	3.94

表-1 試験体諸元

			B15-1	B15-2	B15-3	B15-4	B15-5	B15-6
試験体形状			十字	ト字	十字	十字	十字	ト字
梁主筋 継手定着 接合部内定着長			ハ 補内 機械式	PL 定着	ハ 補内 機械式	ハ 補内 機械式	ハ 補内 機械式	PL 定着
			20 d	3/4D	17.9 d	20 d	20 d	3/4D+d
柱	Fc	N/mm ²	150					
	B×D	mm	380×380		340×340	380×380		340×340
	主筋		12-D19 USD685			12-D19 USD685		12+4-D19 USD685
	フープ		4-S6@50 KSS785		4-S6@55 KSS785	4-U6.4@50 SPBD1275		4-U6.4@55 SPBD1275
	Pg	%	2.39		2.98	2.39		3.97
	Pw	%	0.674		0.684	0.632		0.642
	軸力比	N/BDFc	0.23	0.05	0.23	0.33		0.1~0.5
梁	軸力	kN	6290	1290	4880	7330		1760~8810
	Fc	N/mm ²	60					
	B×D	mm	230×400		220×340	230×400		
	主筋		上 5-D19 下 4-D19 USD685		上 4-D19 下 4-D19 USD685	上 6-D19 下 4-D19 USD590		
	スターラップ		4-S6@70 KSS785			4-S6@70 KSS785		
	Pt	%	1.78		1.71	2.18		
	Pw	%	0.80		0.83	0.80		
接合部	Fc	N/mm ²	150					
	フープ		4*2-S6 KSS785			6*4-U6.4 SPBD1275	4*4-U6.4 SPBD1275	
	Pjw	%	0.21		0.28	0.62	0.41	0.46

D:梁せい, d:梁主筋の呼び径

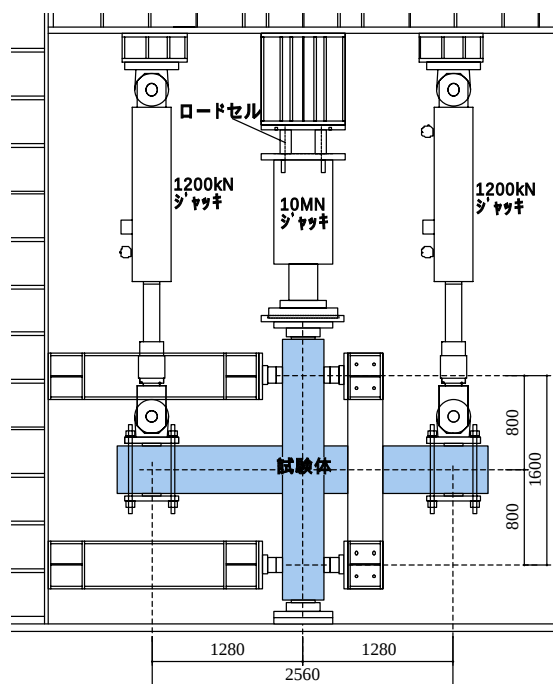


図-2 加力装置

立てた後、柱梁接合部のコンクリートを打設した。主筋は、柱および試験体 B15-1～B15-3 の梁には USD685 を、試験体 B15-4～B15-6 の梁には USD590 を使用した。せん断補強筋は、試験体 B15-1～B15-3 および B15-4～B15-6 の梁には溶接閉鎖型の KSS785 を、試験体 B15-4～B15-6 の柱および接合部には囲型スパイラルの SPBD1275 を使用した。各試験体の梁曲げ耐力が等しくなるように主筋量を調節した。コンクリート強度は柱部材および柱梁接合部で $F_c=150\text{N/mm}^2$ を、梁部材で $F_c=60\text{N/mm}^2$ とした。実験変数は、柱梁接合部の横補強筋比($p_{jw}=0.21\sim0.62\%$)、試験体の形状（十字型、ト型）とした。表-2 に鉄筋の力学的特性、表-3 に現場封緘養生のコンクリートの力学的特性を示す。

2.2 加力方法

図-2 に加力装置を示す。軸力は柱頂部より载荷し、地震による水平力を想定し梁端部より左右逆対称方向に強制変形を与えた。加力は変位制御による正負交番繰り返し载荷とした。加力サイクル(図-3)は変形角(以下 R) $R=\pm 1.25, \pm 2.5, \pm 3.3/1000\text{rad.}$ で各 1 サイクル、 $R=\pm 5, \pm 10, \pm 15, \pm 20, \pm 30, \pm 40, \pm 50/1000\text{rad.}$ で各 2 サイクル後、 $R=+70/1000\text{rad.}$ まで加力する計画とした。軸力比($N/BD\sigma_g$)は、試験体 B15-1, B15-3 で 0.23, 試験体 B15-4, B15-5 で 0.33, 試験体 B15-2 で 0.05 の一定軸力载荷とした。また、試験体 B15-6 は、初期軸力を 0.3 とし、正側 0.5, 負側 0.1 の変動軸力载荷(図-4)とした。

3. 実験結果

図-5 に各試験体のせん断力(Q)-変形角関係を示す。また、写真-1 に各試験体の $R=+40/1000\text{rad.}$ 第 1 サイクル目

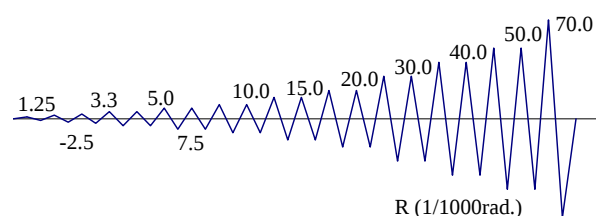


図-3 加力サイクル

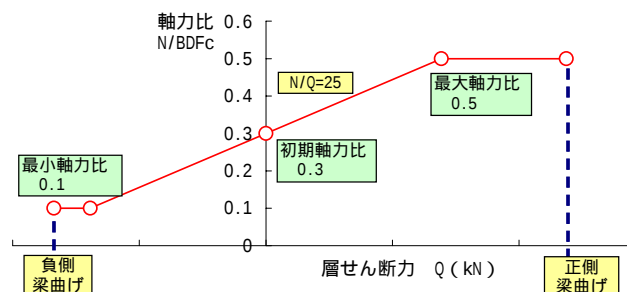


図-4 変動軸力

でのひび割れ発生状況を示す。

破壊形式は試験体 B15-1, B15-3 が梁曲げ降伏後の接合部せん断破壊(以後 BJ 破壊)、試験体 B15-2, B15-4, B15-5, B15-6 は梁曲げ降伏後梁端部圧縮破壊(以後、B 破壊)となった。

3.1 破壊経過

十字型試験体 B15-1, B15-3, B15-4, B15-5 いずれもほぼ同様の破壊経過を示した。梁曲げひび割れは $R=\pm 1.25/1000\text{rad.}$ のサイクルで発生した。梁主筋一段筋は試験体 B15-1, B15-4, B15-5 が $R=+11/1000\text{rad.}$ で、試験体 B15-3 が $R=+12/1000\text{rad.}$ で降伏し、梁主筋二段筋は試験体 B15-5 が $R=+12/1000\text{rad.}$ で、試験体 B15-1, B15-4 が $R=+13/1000\text{rad.}$ でそれぞれ降伏した。接合部のせん断ひび割れは試験体 B15-1, B15-3 は $R=\pm 10/1000\text{rad.}$ サイクルで、試験体 B15-4, B15-5 は $R=\pm 20/1000\text{rad.}$ サイクルで発生した。試験体 B15-1, B15-3 は $R=\pm 30/1000\text{rad.}$ で最大耐力を示した後、 $R=\pm 40/1000\text{rad.}$ のサイクルで接合部横補強筋が降伏し、その後、変形の増大に従い接合部横補強筋の破断、柱主筋の座屈が生じ急激に耐力低下した。試験体 B15-4, B15-5 は $R=\pm 40/1000\text{rad.}$ で最大耐力を示した後、 $R=+70/1000\text{rad.}$ まで徐々に耐力低下した。接合部横補強筋は試験体 B15-5 の中子筋が降伏したが接合部の破壊、柱筋の座屈は生じなかった。ト型試験体 B15-2, B15-6 試験体もほぼ同様の破壊経過を示し、曲げひび割れは $R=1.25/1000\text{rad.}$ のサイクルで発生し、梁主筋一段筋は $R=10/1000\text{rad.}$ のサイクルで降伏した。梁主筋二段筋は試験体 B15-2 が $R=+15/1000\text{rad.}$ で、試験体 B15-6 が $R=+17/1000\text{rad.}$ で降伏した。接合部せん断ひび割れは試験体 B15-2 が $R=7.5/1000\text{rad.}$ のサイクルで、試験体 B15-6 が $R=10/1000\text{rad.}$ のサイクルで発生した。最大耐力は $R=+40/1000\text{rad.}$ の 1 サイクル目に達し、その後、梁端部

の損傷により徐々に耐力低下したが、接合部の損傷による急激な耐力低下は生じなかった。また、試験体 B15-6 の高軸力による影響は確認されなかった。

3.2 実験結果と計算値の比較

表-4 に実験結果と計算値の一覧を示す。実験値，計算値はいずれも柱のせん断耐力に換算した値を示す。前報³⁾より，接合部せん断耐力は靱性指針⁵⁾，梁曲げ耐力⁷⁾は略算式により算出した。最大耐力は梁曲げの計算耐力に対して 1.11～1.27 の値を示し，実験値とよく対応している。

3.3 梁主筋の接合部内定着

梁主筋の外周柱への定着としてプレート定着を用いた T 型試験体の，梁主筋のサイクルピーク時のひずみ分布を図-6 に示す。表-4 に示した側面剥離破壊による定着耐

力（適用範囲 F_c 60N/mm²）の算定式を(1)式に示す。

$$P_{au} = \sigma_{ju} \cdot A_b \cdot \beta \quad (1)$$

P_{au} :側面剥離破壊による定着耐力

$\sigma_{ju} = K_1 \cdot K_2 \cdot \sigma_{std}$ ， A_b : 梁の引張鉄筋断面積

β : 低減係数(1.0)， $\sigma_{std} = 101 \sqrt{\sigma_B}$

$K_1 = 0.96 + 0.01(C/d)$ (1.0)

C : 定着鉄筋芯からコンクリート表面までの距離， d : 主筋径

$K_2 = 1.25 - 0.0051(\sigma_B - 27.2)$ $p_{wjc} > 0.004$

$K_2 = 62.5 p_{wjc} - 1.22 p_{wjc} (\sigma_B - 27.2) + 1$ $p_{wjc} \leq 0.004$

p_{wjc} : 接合部せん断補強筋比(外周のみ)

使用材料の強度が適用範囲外ではあるが，試験体 B15-2，B15-6 とともに，定着長を 3/4D (D: 梁せい) 以上，かつ梁曲げ耐力に対する側面剥離による定着耐力の比を 1.0 程度として設計した場合，最大耐力 ($R=+40/1000\text{rad.}$) 時のプレート近傍のひずみは，降伏ひずみにに対して 1/2～1/3 程度であり，接合部内での梁主筋の定着は確保できていた。

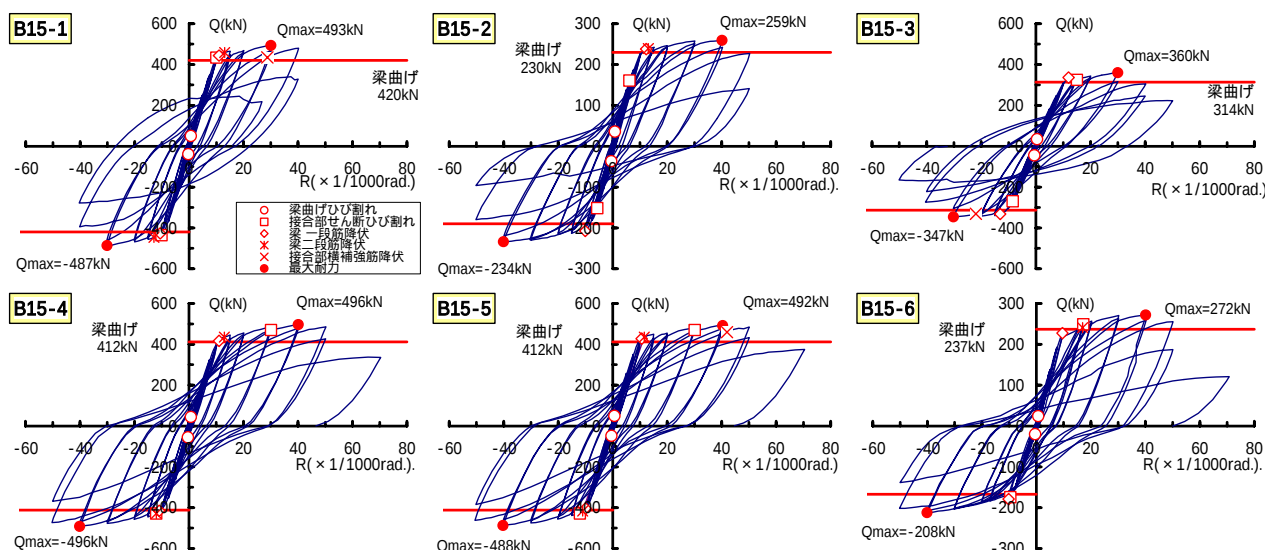


図-5 層せん断力-層間変形角

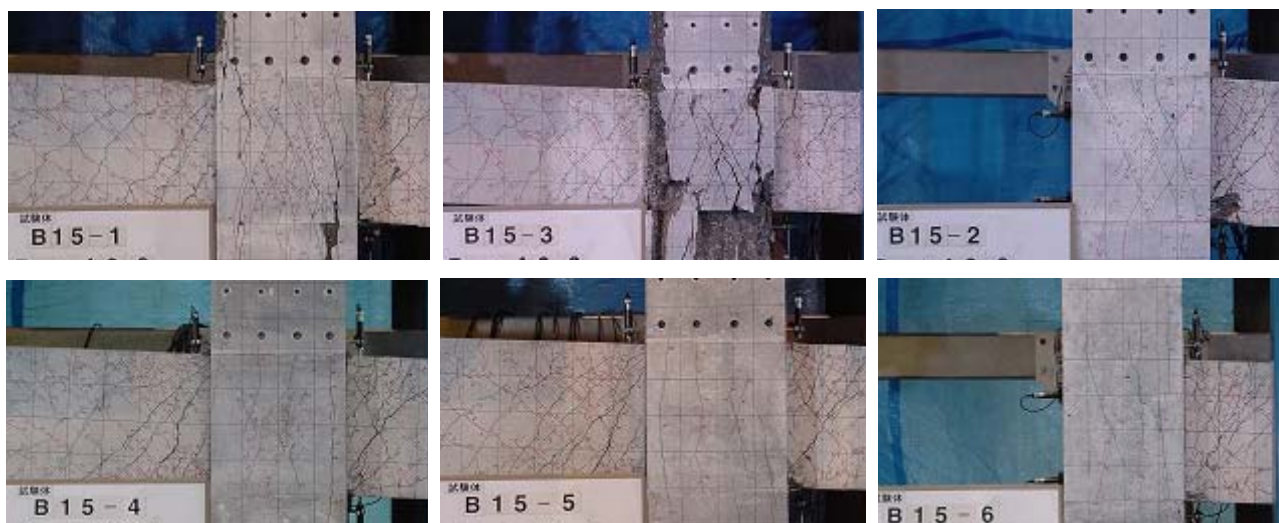


写真-1 ひび割れ状況写真($R=+40/1000\text{rad.}$ 1 回目)

表-4 計算値と実験値

計算値		単位: Q(kN), R (/1000rad.)											
		B15-1		B15-2		B15-3		B15-4		B15-5		B15-6	
梁曲げ耐力		418		229 (189)		314		410		410		236 (167)	
接合部せん断耐力		888		458		591		728		719		311	
接合部側面剥離				228								268	
余裕度		()内ト型試験体負側計算値											
/		2.12		2.00 (2.42)		1.88		1.78		1.75		1.32 (1.86)	
/				1.00 (1.21)								1.13 (1.60)	
実験値		Q		R		Q		R		Q		R	
梁一段筋	正	444	11.0	238	12.2	336	12.0	417	11.0	428	10.6	228	9.5
	降伏 負	-427	-10.6	-207	-10.1	-332	-13.0	-415	-10.9	-403	-10.0	-179	-10.2
梁二段筋	正	459	13.0	239	13.1			436	13.0	435	11.5	241	17.0
	降伏 負	-447	-12.9	-	-			-429	-12.0	-417	-11.0	-	-
梁補強筋降伏		-		231		35.0		-331		-22.0		486	
接合部	降伏	434	28.7	-	-	-331	-22.0	-	-	460	41.9	-	-
横補強筋		破断		325		38.8		225		30.7		-	
最大耐力	正	493	30.1	259	40.1	360	30.0	496	40.1	492	40.4	272	40.1
	負	-486	-30.1	-234	-40.1	-347	-30.2	-491	-40.1	-488	-40.3	-212	-40.1
実験値 / 計算値													
/	正	1.18		1.13		1.15		1.21		1.20		1.15	
	負	1.16		1.24		1.11		1.20		1.19		1.27	
/				1.14(1.03)								1.02(0.79)	

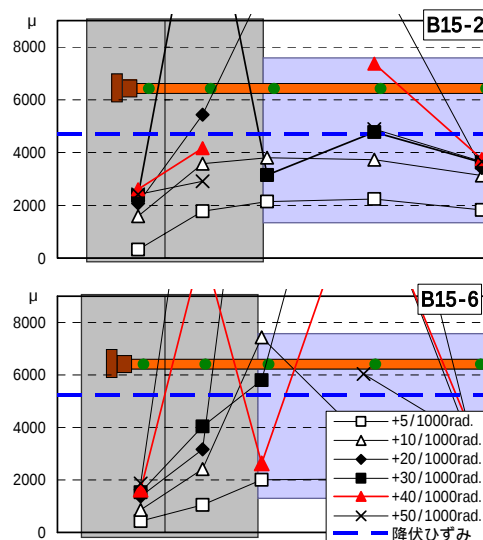


図-6 梁主筋ひずみ分布

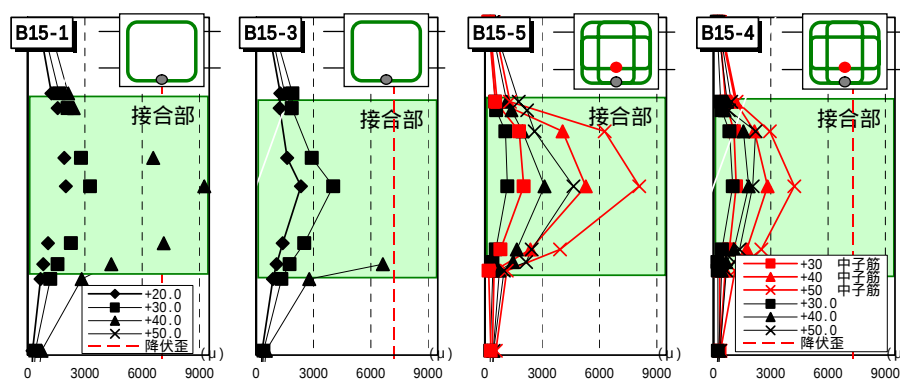


図-7 横補強筋ひずみ分布

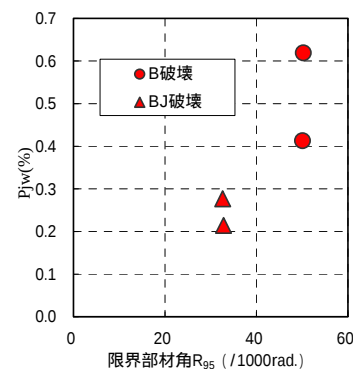
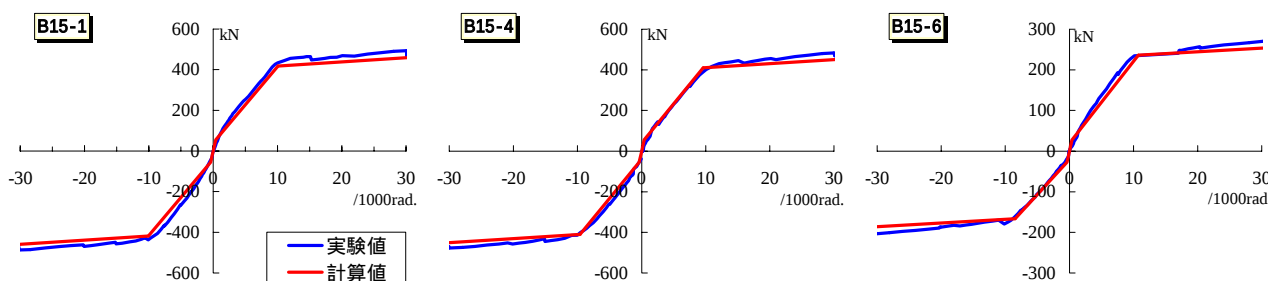
図-8 R_{95} - P_{jw} 

図-9 スケルトンカーブの比較

3.4 最大耐力後の変形性能

靱性指針⁵⁾では BJ 破壊の防止と接合部コンクリートの拘束の重要性から接合部横補強筋比(p_{jw})の最小値を $p_{jw}=0.3\%$ としている．そこで、 $F_c=150\text{N}/\text{mm}^2$ クラスの高強度材料を使用した場合に B 破壊とするための接合部横補強筋比を検討する．図-6 に接合部横補強筋のひずみ分布（ピーク時 $R=\pm 30 \sim 50/1000\text{rad.}$ ）を示す．また、図-7 に限界部材角 (R_{95} : 最大耐力の 95%まで耐力低下した変形角) と接合部横補強筋比の関係を示す． p_{jw} が 0.3%未満の 2 試験体 B15-1($p_{jw}=0.21\%$)、B15-3($p_{jw}=0.28\%$)は最大耐力後、早期に接合部横補強筋が降伏して接合部破壊に至り、十分な変形性能が確保されていない．一方、試験体 B15-

5($p_{jw}=0.41\%$)は $R=\pm 50/1000\text{rad.}$ のサイクルで中子筋のみ降伏しているが、試験体 B15-4($p_{jw}=0.62\%$)と同様に接合部破壊に至らず、梁曲げ降伏型の良好な履歴性状を示した．また、中子筋を配筋した試験体 B15-4、B15-5 は、外周の横補強筋のひずみに比べ、中子筋のひずみの方が大きかった．

3.5 履歴特性

履歴特性を評価するために、試験体 B15-1、B15-4、B15-6 について、計算値によるモデル化した履歴と実験との比較を行った．

(1) スケルトンカーブの比較

図-9 に実験から得られたせん断力変形角関係の包絡線と、計算値によるスケルトンカーブの比較を示す。スケルトンカーブはトリリニア型とし、初期剛性⁶⁾、降伏点剛性低下率⁷⁾、曲げ耐力の各計算値は、既報¹⁾に示す式で算出した。柱部材は弾性、剛域は 0.5D (D:部材せい)、降伏後剛性は初期剛性の 1/100 とした。

架構実験による包絡線は $F_c=150\text{N/mm}^2$ クラスの高強度材料を使用した場合も比較的良く対応していた。

(2) 等価粘性定数

各試験体の計算値と、実験値の等価粘性減衰定数 (H_{eq}) の比較を図-10 に示す。計算値は Takeda モデル⁸⁾ による履歴ルールに従い、戻り勾配を決定する係数は $\beta=0.4$ とした。USD685 を梁主筋に用いた試験体 B15-1 とト型試験体の B15-6 では、梁主筋が降伏するまでの実験から得られた H_{eq} が計算値よりも低くなっている。実験による初期剛性が計算値よりも低く、実験によるひび割れが遅いことが原因と考えられる。また、試験体 B15-4 は実験値と計算値が良く対応していた。

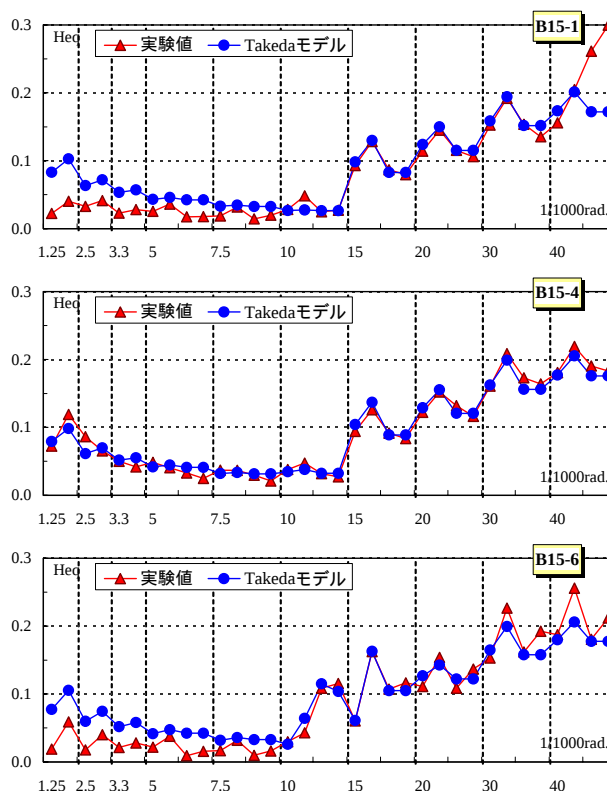


図-10 等価粘性減衰定数

4. まとめ

本実験により以下の知見を得た。

- 1) 本実験の範囲では、超高強度材料を使用した R C 架構において、梁曲げ降伏後の接合部せん断破壊を防止するためには、接合部横補強筋に中子筋を配筋し、接合部横補強筋比 (p_{jw}) が 0.41% 以上必要であった。
- 2) ト型架構において、高強度材料を用いた場合も梁主筋を柱梁接合部内にプレート定着させた R C 架構は、既存の耐力式で評価が可能であった。
- 3) Takeda モデルによりモデル化した履歴より算出した等価粘性減衰定数は、実験から算出した値と比較的よく対応している。

5. おわりに

著者らはこれまでに、超高強度材料を用いた超々高層鉄筋コンクリート造建築物の開発を行い、これら設計・施工技術を『MARC-H 構造設計・施工指針』としてまとめた。今後、更なる高層化を目指すとともに、快適な居住空間・フリープランなど、付加価値の高い建築物へ対応できる構法の開発を進めていく。

参考文献

- 1) 堀伸輔, 山本憲一郎, 渡邊朋之, 今野修, 岩岡信一, 成瀬忠: 超高強度鉄筋コンクリート構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, 前田建設技術研究所報

Vol.44, pp.93-100, 2003 年。

- 2) 堀伸輔, 岩岡信一, 成瀬忠, 山本憲一郎, 今野修, 渡邊朋之: 超高強度鉄筋コンクリート構造柱梁接合部および梁部材に関する実験的研究 - 梁曲げ降伏 -, 前田建設技術研究所報 Vol.45, pp.87-94, 2004 年。
- 3) 岩岡信一, 岡村喜吉, 成瀬忠, 堀伸輔, 渡邊朋之, 山本憲一郎: 超高強度コンクリート ($F_c=150\text{N/mm}^2$) 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.45, pp.95-100, 2004 年。
- 4) 堀伸輔, 岩岡信一, 成瀬忠, 山本憲一郎, 今野修, 渡邊朋之: 超高強度コンクリート ($F_c=150\text{N/mm}^2$) を使用した鉄筋コンクリート造柱梁接合部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.46, pp.5-1-5-6, 2005 年。
- 5) 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」, 日本建築学会, 1997 年。
- 6) 建設省総合技術開発プロジェクト「鉄筋コンクリート建築物の超軽量・超高層化技術の開発」平成 4 年度構造性能分科会報告書, 1993 年。
- 7) 日本建築学会「鉄筋コンクリート構造の計算規準・同解説」1999 年。
- 8) 江戸宏彰, 武田寿一: 鉄筋コンクリート構造物の弾塑性地震応答フレーム解析, 日本建築学会学術講演梗概集, 日本建築学会, p. 1877, 1977 年。