

超高強度材料を用いた鉄筋コンクリート部材の構造性能に関する実験研究

Experimental Study on Structural Performance of Reinforced Concrete Member using High Strength Material

中澤 敏樹* 菊地 克典*²

要 旨

60階建て200m級の超高層RC造建物の構造設計法を確立するために、コンクリート強度 $F_c120\text{N/mm}^2$ 級、USD685級の鉄筋を用いた柱曲げせん断実験、柱中心圧縮実験および柱梁接合部実験を行った。その結果、①柱部材の曲げ強度はNZ基準式により下限値が与えられること、②柱部材のせん断強度は靱性保証型指針式により下限値が与えられること、③コアコンクリートの圧縮破壊による脆性的な破壊は補強筋を適正に配することにより防止できること、④柱梁接合部のせん断強度は靱性保証型指針式により評価できることなどが分かった。

キーワード：超高強度コンクリート／超高強度鉄筋／柱曲げせん断実験／柱中心圧縮実験／柱梁接合部実験

1. はじめに

近年、超高強度コンクリートおよび超高強度鉄筋の開発が進み、60階建て200m超級の超高層RC造建物の設計も可能になりつつある。このような超高強度材料を用いた超高層RC造建物の構造設計法を確立するために、超高強度コンクリート ($F_c=80\sim120\text{N/mm}^2$)、超高強度主筋 (SD490, USD685) および高強度横補強筋 (UB785, UB1275) を用いた鉄筋コンクリート部材の構造性能を把握することを目的に柱の曲げせん断実験、中心圧縮試験および柱梁接合部実験を行った。本報はその実験結果を報告するものである。

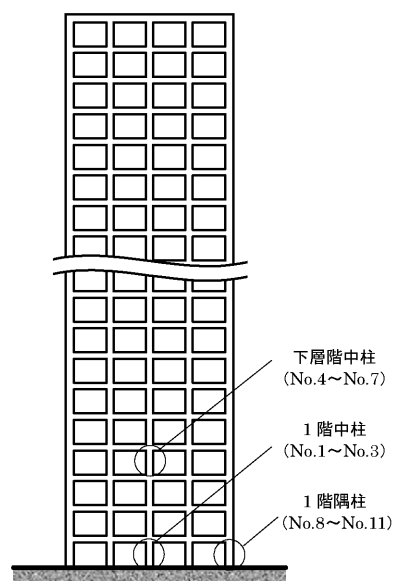


図-1 実験対象部位

2. 柱曲げせん断実験

2.1 実験概要

実験対象とした部位は、図-1に示すように60階建て程度の超高層RC造集合住宅の1階中柱、下層階中柱、および1階隅柱である。試験体の諸元を表-1に示す。

No.1~No.3は1階中柱を想定した試験体で、一定軸力下での曲げ変形性能を確認する目的で実施したものである。曲げ降伏先行型の破壊モードになるようNewRC報告書¹⁾に示されたせん断強度算定式を用いて塑性変形角 $R_p=0.02$ でのせん断余裕度が1.0、かつ、文献²⁾に従って算出した限界部材角が $1/50\text{rad}$ になるように計画した。

No.4~No.7は下層階中柱を想定した試験体で、曲げ強度およびせん断強度評価式の妥当性を検証する目的で実施したものである。No.4とNo.5は曲げ破壊モードとなるように $R_p=0$ でのせん断余裕度が1.0、No.6とNo.7は、せん断破壊モードとなるよう $R_p=0$ でのせん断余裕度が約0.8になるように計画した。No.5はNo.4をPCa化した試験体であり、PCa柱と場所打ち柱との構造性能の違いを確認するものである。

No.8~No.11は1階隅柱を想定した試験体で、高圧縮・高引張の変動軸力下での曲げ変形性能を確認する目的で実施したものである。全試験体とも曲げ降伏先行型とし、最大圧縮軸力時 $R_p=0.02$ でのせん断余裕度が1.0以上、かつ、限界部材角が $1/50\text{rad}$ になるように計画した。変動軸力は文献^{3), 4)}を参考に梁の復元力特性を考慮して、図-2のような載荷履歴としている。

*構造研究グループ

*²東京本店設計部

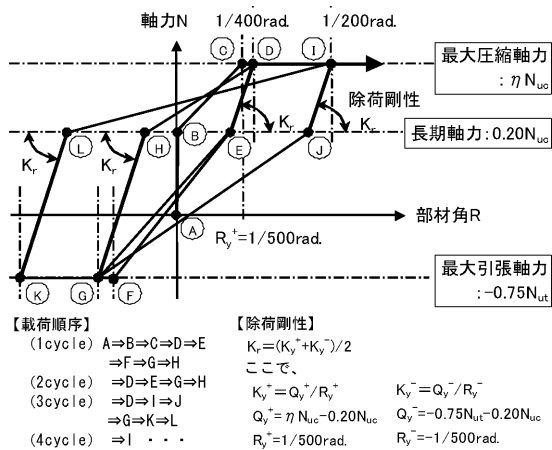
表－１ 試験体の諸元

No.	想定部位	破壊 モード	柱断面 b×D (mm)	内法長 H ₀ (mm)	F _c (N/mm ²)	主 筋		補 強 筋		軸 力	せん断余裕度	備 考
						配 筋	P _s (%)	配 筋	P _w (%)			
1	1 階中柱	曲げ型	350 × 350	1,400 M/QD =2.0	120	12-D29 USD685	2.81	4-U6,4@42 UB1275	0.82	一定軸力 N=0.3N _{uc}	$\frac{Q_{su}(3)}{Q_{mu}(3)} \approx 1.0$	—
2						12-D16 USD685	1.95	4-U6,4@46 UB1275	0.75			—
3					80	12-D29 SD490	2.81	4-UD6@48 UB785	0.75			—
4	下層階 中柱	曲げ型	350 × 350	840 M/QD =1.2	120	12-D16 USD685	1.95	4-U6,4@38 UB1275	0.90	一定軸力 N=0.3N _{uc}	$\frac{Q_{su}(3)}{Q_{mu}(3)} \approx 1.0$	—
5						せん断型	12-D19 USD685	2.59	4-UD6,4@90 UB1275			0.38
6		4-UD6@90 UB785							0.40	—		
7		80			—				—	—		
8	1 階隅柱	曲げ型	275 × 275	1,100 M/QD =2.0	120	12-D16 + 4-D19 USD685	4.67	4-U6,4@35 UB1275	1.25	—0.75N _{uc} ～0.45N _{uc} —0.75N _{uc} ～0.55N _{uc} —0.75N _{uc} ～0.67N _{uc} —0.75N _{uc} ～0.45N _{uc}	—	軸力は、 梁の復元 力特性を 考慮した 載荷履歴
11								—0.75N _{uc} ～0.55N _{uc}				
9					—0.75N _{uc} ～0.67N _{uc}							
10					4-UD6@40 UB785			1.15				

F_c:コンクリート設計強度, M/QD:せん断スパン比, p_s:主筋比, p_w:補強筋比

N_{uc}:軸圧縮耐力(=0.85・b・D・σ_B+Σa_g・σ_y), N_{ut}:軸引張耐力(=Σa_g・σ_y), Σa_g:主筋総断面積, σ_y:主筋降伏強度, σ_B:コンクリート圧縮強度

Q_{su}(3):NewRC式によるR_y=0のせん断強度計算値, Q_{su}(3):NewRC式によるR_y=0.02のせん断強度計算値, Q_{mu}(3):NZ基準式による曲げ強度計算値



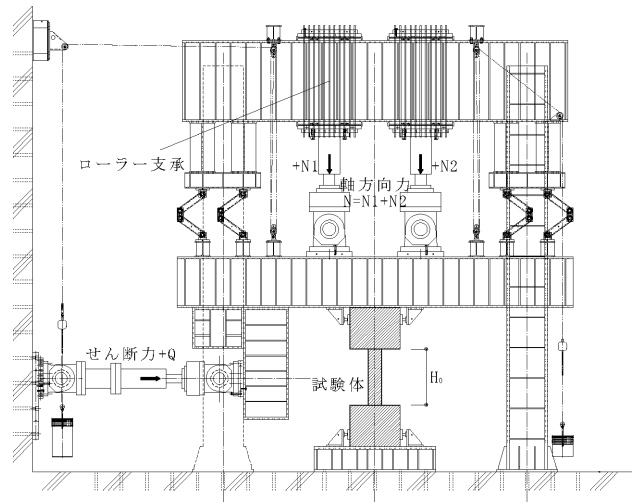
図－２ 変動軸力載荷履歴

加力装置を図－３に示す。水平方向の載荷方法は、変位制御による正負交番繰返し漸増載荷とし、部材角 (R) = ±1/400, ±1/200, ±1/100, ±1/67, ±1/50でそれぞれ2サイクル、±1/33, ±1/25でそれぞれ1サイクル載荷した後、最終サイクルで軸力保持ができなくなるまで押し切ることとした。試験体に用いたコンクリートの圧縮試験結果を表－２に、鉄筋の引張試験結果を表－３に示す。

2.2 実験結果および検討

(1) 1 階中柱 (No.1～No.3)

表－４に実験結果一覧を、図－４にせん断力－水平変形曲線を示す。いずれの試験体も曲げ圧縮破壊し、限界部材角Ruは1/16rad以上となった。これは、実験計画時の目標であるRu=1/50radを上回っていることから、一定軸力を受ける柱部材において、良好な曲げ変形性能を有することが確認できた。ここで、実験結果の限界部材角



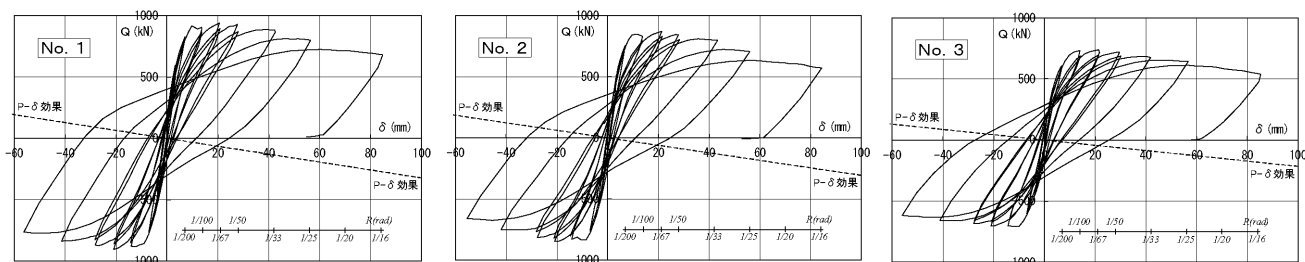
図－３ 加力装置

表－２ コンクリートの材料試験結果

設計強度 F _c (N/mm ²)	圧縮強度 σ _B (N/mm ²)	ヤング率 E _c (kN/mm ²)
80	79.0	29.9
120	120.6	33.8
120(No.5)	130.0	35.4

表－３ 鉄筋の材料試験結果

種 類 (材質)	降伏強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	ヤング率 (kN/mm ²)	破断伸び (%)
D16(USD685)	751	973	190	12.6
D19(SD490)	531	674	195	12.6
D19(USD685)	716	892	191	13.5
UD6.0(UB785)	892	1,034	221	9.7
U6.4(UB1275)	1,455	1,501	207	8.7



図－4 1階中柱のQ-δ曲線

は分献²⁾に従い、せん断力－水平変形関係にP-δ効果によるせん断力の低下分を加えた耐力が最大耐力の95%に低下した点の部材角と定義した。

(2) 下層階中柱 (No.4～No.7)

表－5に実験結果一覧を、図－5にせん断力－水平変形曲線を示す。No.4およびNo.5は曲げ圧縮破壊、No.6およびNo.7はせん断破壊し、想定どおりの破壊モードであった。PCaを模擬したNo.5は、No.4と同等の構造性能を示した。表－5より、曲げ強度はACI規準⁵⁾およびNZ基準⁶⁾により評価できることが分かった。また、せん断強度は終局強度型指針式⁷⁾、靱性保証型指針式⁸⁾、NewRC式のいずれによっても概ね評価できることが分かった。

(3) 1階隅柱 (No.8～No.11)

表－6に実験結果一覧を、図－6にせん断力－水平変形曲線を示す。いずれの試験体も曲げ圧縮破壊し、想定どおりの破壊モードであった。変動軸力を受ける柱部材においても、限界部材角 $R_u=1/50\text{rad}$ を確保できることが分かった。

(4) 曲げおよびせん断強度式の検討

本実験結果に加えて、既往の文献の実験データを用いて、各種強度算定式の妥当性について検証した。破壊モードを表－7に示すように9種類に分類した。

図－7に各種耐力式による曲げ強度計算値と実験値との比較を示す。同図より、構造規定式⁹⁾は曲げ強度を過大に評価する傾向があること、ACI規準はコンクリート強度が大きくなると曲げ強度を過大に評価する傾向があること、NZ基準は曲げ強度のほぼ下限値を与えることが分かった。

表－4 1階中柱実験結果一覧

	実 験 値		計 算 値			実験値／計算値		
	破 壊 モード	最大荷重	曲げ強度					
		Qmax (kN)	Qmu(1) (kN)	Qmu(2) (kN)	Qmu(3) (kN)	$\frac{Qmax}{Qmu(1)}$	$\frac{Qmax}{Qmu(2)}$	$\frac{Qmax}{Qmu(3)}$
No.1	曲げ圧縮	941	1152	905	829	0.82	1.04	1.14
No.2		872	1031	840	772	0.85	1.04	1.13
No.3		737	793	663	610	0.93	1.11	1.21

Qmu(1): 構造規定による曲げ強度計算値

Qmu(2): ACI規準による曲げ強度計算値

Qmu(3): NZ基準による曲げ強度計算値

表－5 下層階中柱実験結果一覧

	実 験 値		計 算 値					
	破 壊 モ ー ド	最大荷重	曲げ強度			せん断強度		
		Qmax (kN)	Qmu(1) (kN)	Qmu(2) (kN)	Qmu(3) (kN)	Qsu(1) (kN)	Qsu(2) (kN)	Qsu(3) (kN)
No.4	曲げ圧縮	1348	1697 (0.79)	1381 (0.98)	1270 (1.06)	1758 (0.77)	1363 (0.99)	1273 (1.06)
No.5		1393	1789 (0.78)	1470 (0.95)	1353 (1.03)	1823 (0.76)	1411 (0.99)	1325 (1.05)
No.6	せん断	1205	1808 —	1434 —	1322 —	1217 (0.99)	1047 (1.15)	1021 (1.18)
No.7		981	1448 —	1055 —	973 —	894 (1.10)	781 (1.26)	820 (1.20)

※ () 内は実験値の計算値に対する比

Qmu(1): 構造規定による曲げ強度計算値

Qmu(2): ACI規準による曲げ強度計算値

Qmu(3): NZ基準による曲げ強度計算値

Qsu(1): 終局強度型指針式によるせん断強度計算値($R_p=0$)

Qsu(2): 靱性保証型指針式によるせん断強度計算値($R_p=0$)

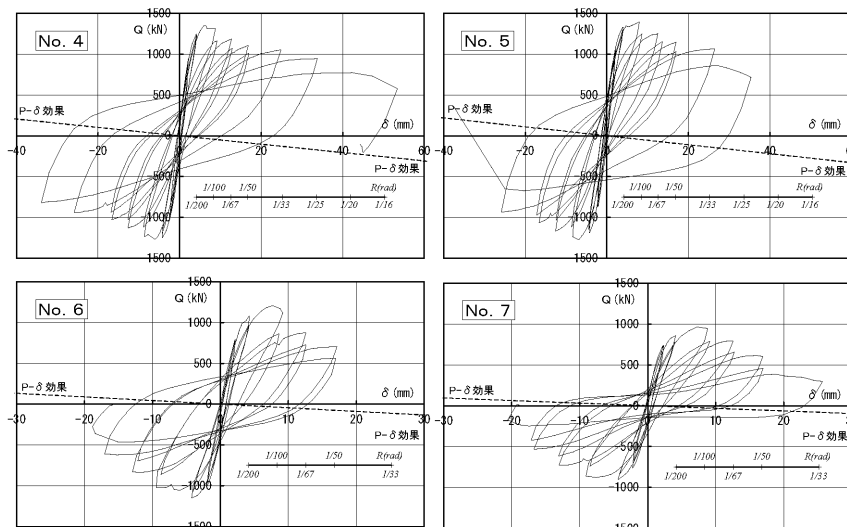
Qsu(3): NewRC式によるせん断強度計算値($R_p=0$)

コンクリート強度

有効係数は

$\nu=1.70\sigma_B^{-0.333}$

とした。



図－5 下層階中柱のQ-δ曲線

図-8に各種耐力式によるせん断強度計算値と実験値との比較を示す。同図より、終局強度型指針はせん断強度のほぼ平均値を与えること、NewRC式と靱性保証型指針式は精度良くせん断強度を評価すること、靱性保証型指針式はせん断強度のほぼ下限値を与えることが分かった。

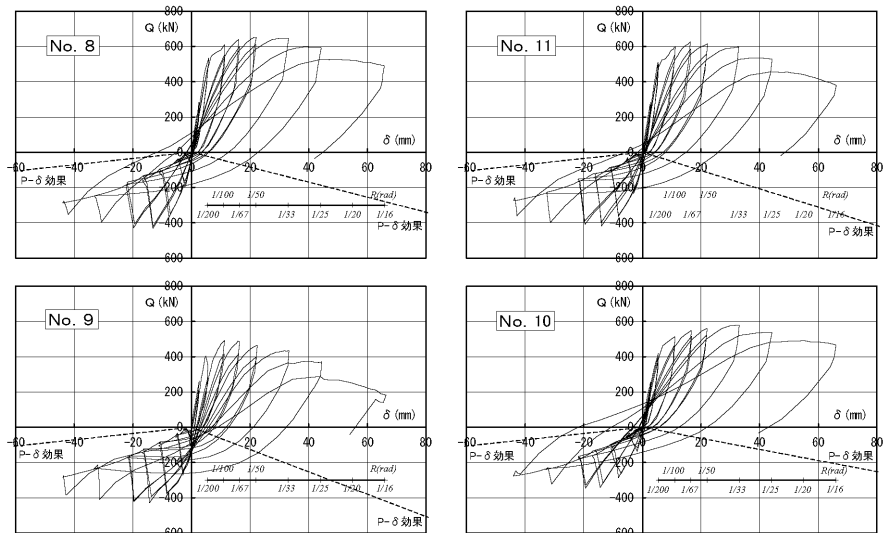


図-6 1階隅柱のQ-δ曲線

表-6 1階隅柱実験結果一覧

破 壊 モ ード	実 験 値		計 算 値		
	最大荷重	限界部材角	曲げ強度 Q _{mu} (3) (kN)	限界部材角	
	Q _{max} (kN)	R _u (rad.)		Q _{max} Q _{mu} (3)	R _u (rad.)
No.8	654	1/16以上	504	1.30	1/51
No.11	626	1/20	440	1.42	1/72
No.9	492	1/20	291	1.69	1/145
No.10	579	1/16以上	356	1.63	1/52

Q_{mu}(3)：NZ基準による曲げ強度計算値

表-7 破壊モード別試験体本数

破 壊 モ ード	記 号	試 験 体 数
曲げ破壊	F	71
せん断破壊	S	54
付着破壊	B	3
せん断圧縮破壊	S _c	7
曲げ降伏後のせん断破壊	F→S	23
曲げ降伏後の付着破壊	F→B	19
曲げ降伏後のせん断圧縮破壊	F→S _c	30
せん断破壊と付着破壊が混在	S/B	14
せん断破壊と曲げ降伏がほぼ同時	S/F	4
総 数		225

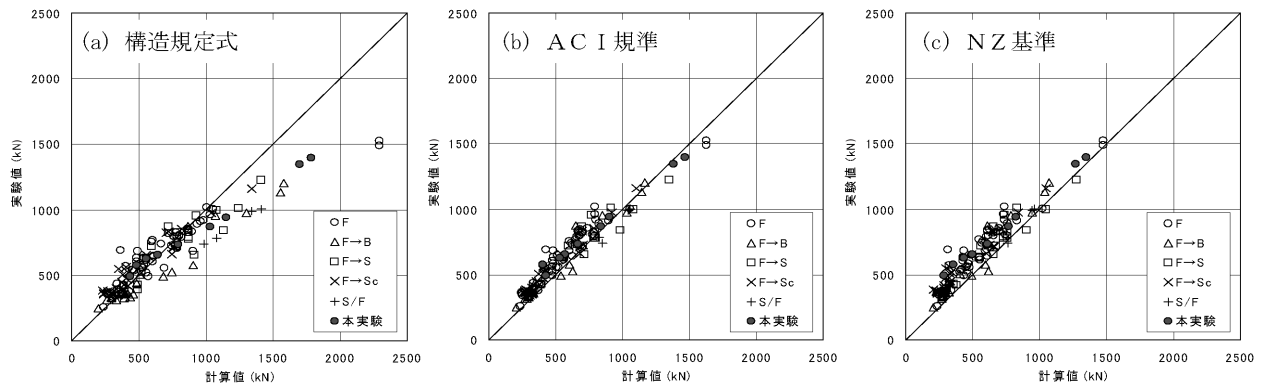


図-7 各耐力式による曲げ強度計算値と実験値の関係

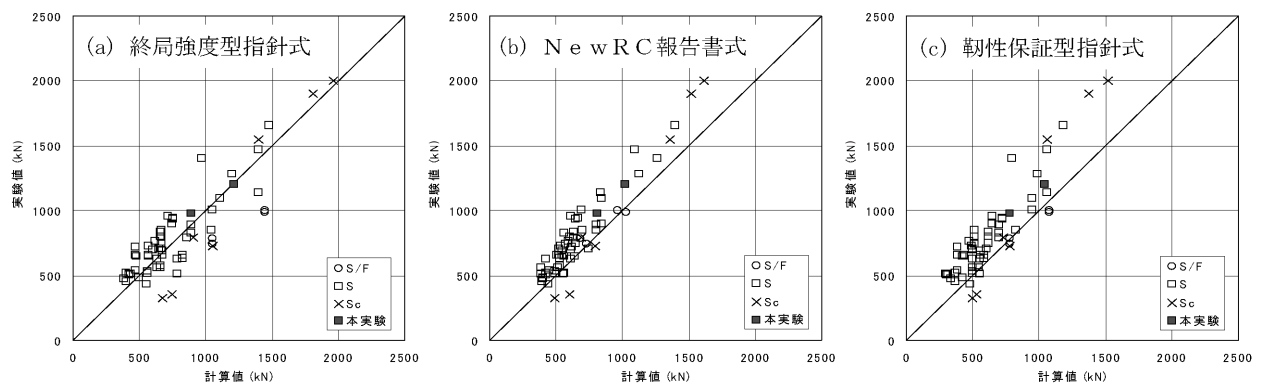


図-8 各耐力式によるせん断強度計算値と実験値の関係

表－8 試験体の諸元

想定部位	F _c (N/mm ²)	主 筋	補 強 筋		
			配 筋	p _w (%)	σ _{wy} (N/mm ²)
1 階隅柱	120	12-D16 (USD685)	4-U6.4@35	1.25	1275
1 階中柱			4-U6.4@53	0.82	
1 階隅柱	80		4-U6@40	1.15	785
1 階中柱			4-U6@61	0.75	

表－9 コンクリートの材料試験結果

設計強度 F_c (N/mm^2)	圧縮強度 σ_B (N/mm^2)	ヤング率 E_c (kN/mm^2)
80	92.9	42.0
120	122.0	47.0

3. 柱中心圧縮実験

3.1 実験概要

柱の曲げ強度および曲げ靱性を適切に評価するために中心圧縮実験を実施し、主筋ならびに横補強筋により拘束されたコアコンクリートの強度および応力－ひずみ関係の確認を行った。

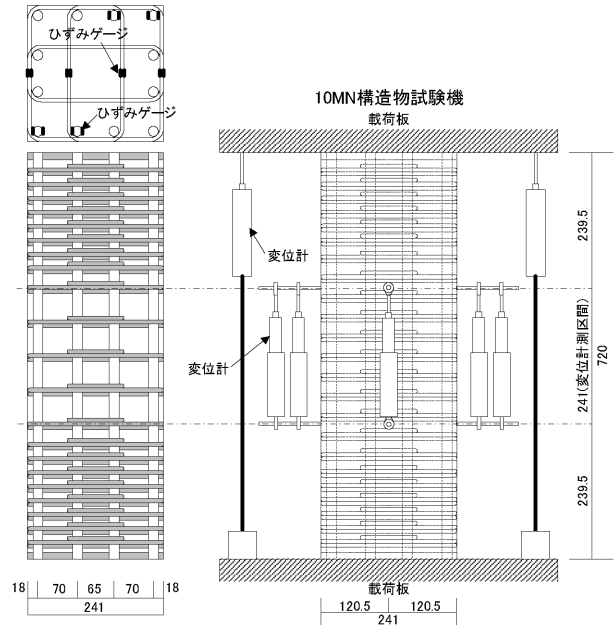
対象とした部位は、1 階中柱と 1 階隅柱とした。横補強筋形状は囲型とし、横補強筋比は曲げせん断実験で用いた試験体と同一となるように計画した。表－8 に試験体の諸元を示す。試験体に用いたコンクリートの圧縮試験結果を表－9 に、鉄筋の材料試験結果を表－3 に示す。

試験体は図－9 に示すように、仮定した柱部材断面 $275mm \times 275mm$ のかぶりコンクリートを除いた $241mm \times 241mm$ とした。なお、横補強筋比 p_w の算定は、柱せい $275mm$ として算出した。載荷方法は試験体上下の載荷板間の相対変位を制御することにより行い、試験体の明確な破壊が確認できるまで単調に圧縮力を作用させた。

3.2 実験結果および検討

実験結果の一覧を表－10 に、コアコンクリートの応力－ひずみ関係を図－10 に示す。コアコンクリートの軸応力は、全荷重から鉄筋の負担軸力を差し引いて求めたコンクリートの負担軸力をコアコンクリートの断面積（外周補強筋の中心位置で囲まれた面積）で除することにより算出した。図中には、崎野、孫¹⁰⁾らの提案式により算出したコアコンクリートの応力－ひずみ関係を併せて示した。なお、本実験に用いた横補強筋降伏強度は、計算式における上限強度値 $687kN/mm^2$ を超えているため、上限値を用いて算出した。

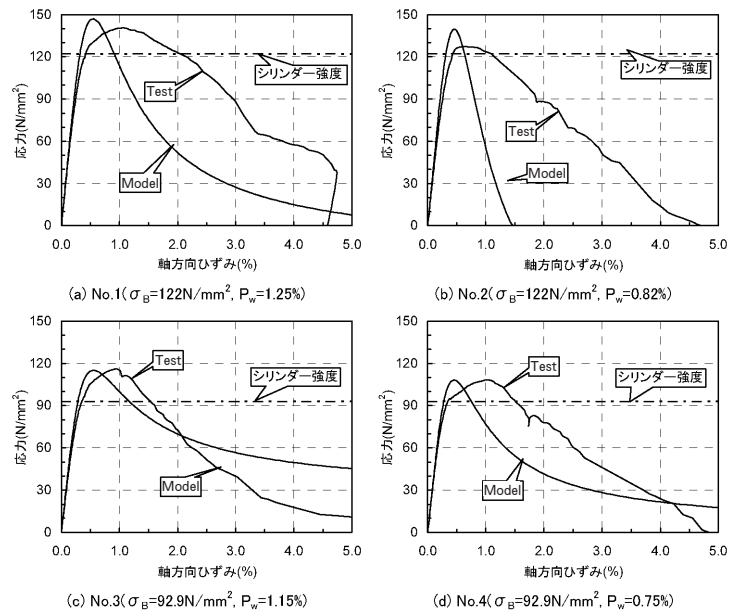
同図より、超高強度コンクリートを用いた場合でも、横補強筋を配することにより、コンクリートの圧縮破壊による脆性的な破壊を防止できることが分かった。また、超高強度材料を用いたコンファインドコンクリートの圧縮強度は、崎野、孫らの提案式により概ね評価できることが分かった。



図－9 試験体形状および測定方法

表－10 試験結果一覧

No.	コンクリート 強度 σ_B (N/mm^2)	最大荷重 P_{max} (kN)	コアコンクリート の圧縮強度 σ_{cB} (N/mm^2)	圧縮強度時のひずみ		
				軸方向 (%)	外周筋 (%)	中子筋 (%)
1	122	9204	140.6	1.058	0.561	0.844
2	122	8486	127.2	0.625	0.299	0.309
3	92.9	7906	116.2	0.960	0.452	0.495
4	92.9	7496	108.2	1.040	0.475	0.497



図－10 コアコンクリートの応力－ひずみ関係

4. 柱梁接合部実験

4.1 実験概要

実験対象とした部位は、超高層RC造集合住宅の中柱梁接合部および外柱梁接合部を想定した。表-11に試験体の諸元を示す。No.1、No.3はせん断強度を確認することを目的とし、靱性保証型指針式によるせん断余裕度が0.7~0.8になるように計画した。なお、梁の曲げ強度は、構造規定に示されている略算式を用いて算出した。No.2、No.4は柱梁接合部の履歴特性を確認することを目的とし、柱梁接合部のせん断破壊と梁曲げ降伏がほぼ同時に生じるようにせん断余裕度1.0として計画した。試験体に用いたコンクリートの圧縮試験結果を表-12に、鉄筋の材料試験結果を表-3に示す。

試験体形状及び配筋を図-11に示す。載荷方法は、柱に一定軸力を加えた状態で、梁反曲点位置で正負交番繰返し漸増載荷とし、層間変形角 $R=\pm 1/400, \pm 1/200, \pm 1/100, \pm 1/67, \pm 1/50, \pm 1/33, \pm 1/25$ でそれぞれ2サイクル載荷した後、 $R=\pm 1/16rad$ まで載荷した。

4.2 実験結果および検討

実験結果の一覧を表-13に、荷重変形関係を図-12に示す。破壊モードは、No.1が接合部のせん断破壊、No.2、No.3が梁曲げ降伏後の接合部せん断破壊、No.4は梁曲げ降伏であった。表-13より、梁の曲げ強度は構造規定の略算式により評価でき(No.2、No.4)、接合部のせん断強度は靱性保証型指針式で評価できることが分かった(No.1、No.3)。また、同図より、接合部せん断余裕度を1.0とした試験体は、十字型では $R=1/33rad$ まで、ト字型では $R=1/33rad$ まで良好な変形性能を発揮することが確認できた。

表-13 実験結果一覧

	No.1	No.2	No.3	No.4
最大荷重 $Q_{max}(kN)$	286	225	315	233
破壊モード	接合部 せん断破壊	梁曲げ降伏後の 接合部せん断破壊	梁 曲げ降伏	梁 曲げ降伏
接合部 せん断強度 $Q_u(kN)$	計算値 231	228	237	237
	実/計 1.24	0.98	1.33	0.98
梁曲げ強度 $bQ_{mu}(kN)$	計算値 342	223	299	221
	実/計 0.84	1.01	1.06	1.05

表-11 試験体の諸元

試験体名		No.1	No.2	No.3	No.4
想定場所		中柱接合部		外柱接合部	
試験体形状		十字型接合部		ト字型接合部	
柱	Bc×Dc	350mm×350mm			
	階高	1750mm			
	Fc	120N/mm ²			
	主筋	12-D19(USD685), pg=2.81%			
	横補強筋	4-U6.4(UB1275)@50, pw=0.69%			
梁	bb×Db	280mm×350mm			
	スパン長	3150mm		1575mm	
	Fc	120N/mm ²	60N/mm ²	120N/mm ²	60N/mm ²
	主筋	9-D19 (USD685) pt=3.20%	8-D19 (SD490) pt=2.87%	8-D19 (USD685) pt=2.90%	8-D19 (SD490) pt=2.90%
		横補強筋			
	4-D6(UB785)@50, pw=0.90%				
	接合部	Fc	120N/mm ²		
横補強筋		4組×2-U6.4(UB1275), pwj=0.30%			
Qju/bQmu		0.67	1.02	0.79	1.07
軸力 (軸力比)		2260kN (0.15Nuc)		753kN (0.05Nuc)	

F_c : コンクリート設計基準強度, Q_{ju}/bQ_{mu} : せん断余裕度
 bQ_{mu} : 梁曲げ強度時せん断力¹⁾, Q_{ju} : 接合部せん断強度時梁せん断力²⁾
 Nuc : 軸圧縮耐力 ($=0.85B_c D_c \sigma_B + \sum_{ag} \sigma_y$)
 σ_B : コンクリートの実圧縮強度, $\sum_{ag} \sigma_y$: 柱主筋全断面積×柱主筋降伏強度

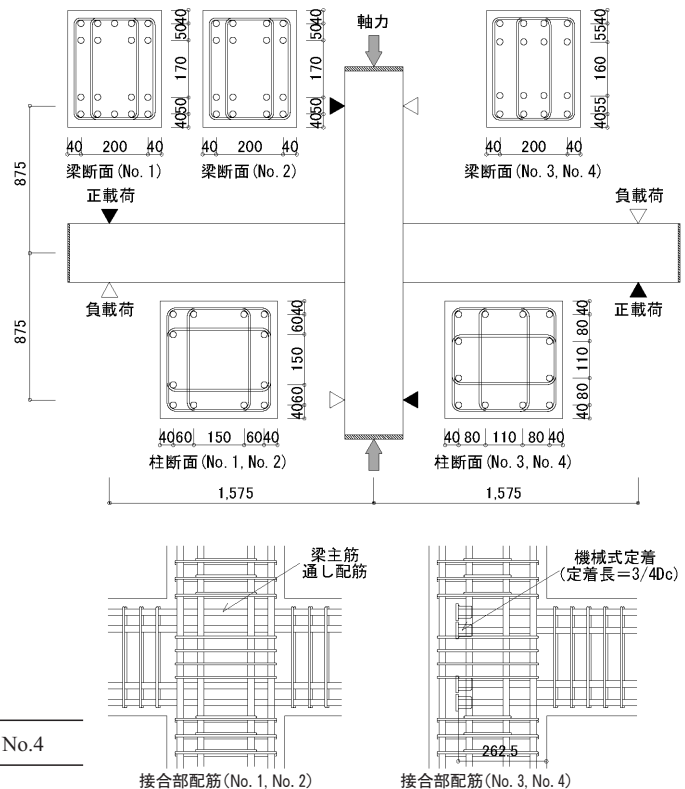


図-11 試験体形状および配筋図

表-12 コンクリートの材料試験結果

設計強度 F_c (N/mm ²)	圧縮強度 σ_B (N/mm ²)	ヤング率 E_c (kN/mm ²)
60	61.0	38.0
120	121.0	43.9

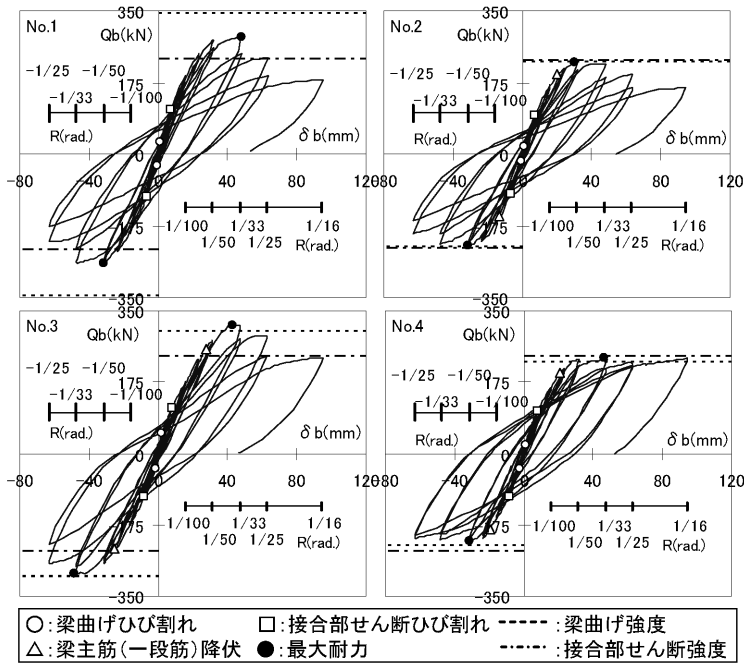


図-12 柱梁接合部のQ- δ 関係

高強度コンクリート ($F_c=60\text{N/mm}^2$ 以上) を用いた柱梁接合部の強度式の妥当性を検証するため、本実験結果に加えて、既往の論文等に発表された実験データを用いて検討を行った。図-13にはコンクリート強度 (σ_B) と最大耐力時のせん断力 (V_{jmax}) / 接合部せん断強度 (V_{ju}) の関係を示す。図-14にはせん断力余裕度 (Q_{ju}/bQ_{mu}) と実験値/計算値 (Q_{max}/bQ_{mu}) の関係を示す。同図より、柱梁接合部せん断強度を靱性保証型指針式、梁曲げ強度を構造規定の略算式により評価することによって、柱梁接合部の破壊モードを評価できることが確認できた。

5. まとめ

超高強度材料を用いた超高層RC造建物の構造設計を確立するために、柱の曲げせん断実験、中心圧縮実験および柱梁接合部実験を行った結果、以下の知見を得た。

- (1) 柱部材の曲げ強度は、NZ基準式により下限値が与えられる。
- (2) 柱部材のせん断強度は、靱性保証型指針式により下限値が与えられる。
- (3) コアコンクリートの圧縮破壊による脆性的な破壊は、補強筋を適正に配することにより、防止することができる。
- (4) 柱梁接合部のせん断強度は、靱性保証型指針式により評価することができる。

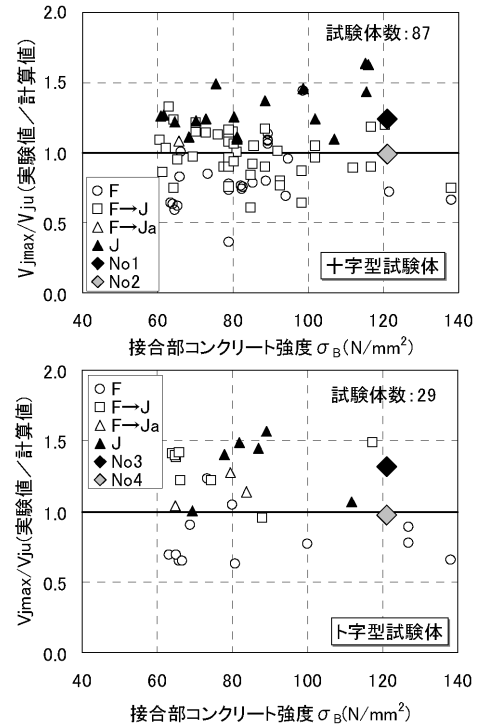


図-13 σ_B - V_{jmax}/V_{ju} の関係

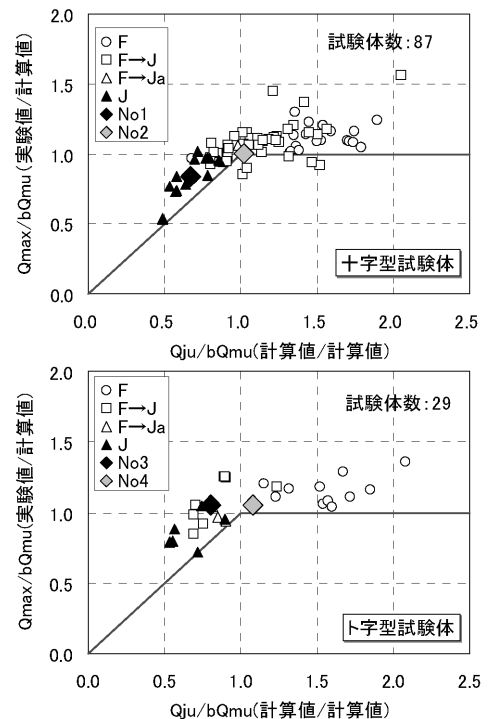


図-14 Q_{ju}/bQ_{mu} - Q_{max}/bQ_{mu} の関係

本研究は、超高強度RC研究会（参加企業：浅沼組、安藤建設、大木建設、奥村組、鴻池組、五洋建設、西武建設、銭高組、大日本土木、鉄建建設、東亜建設工業、飛島建設、ハザマ、長谷工コーポレーション、松村組以上15社。指導教官：明治大学理工学部 平石久廣教授、山口大学工学部 稲井栄一助教授）において実施されたものである。

[参考文献]

- 1) 建設省総合技術開発プロジェクト:平成4年度NewRC研究開発概要報告書、1993.
- 2) 稲井、平石：曲げ破壊する鉄筋コンクリート造柱の設計用限界変形算定式、日本建築学会技術報告集、第18号、pp.109-114、2003.12.
- 3) 稲井、平石：軸力変動を考慮した曲げ破壊する鉄筋コンクリート造柱の限界変形と計用限界変形算定式、日本建築学会構造系論文集、第545号、pp.119-126、2001.7.
- 4) 称原他：引張軸力を受けるSRC造非埋込み柱脚の耐力と変形性能、日本建築学会構造系論文集、第569号、pp.111-118、2003.7.
- 5) American Concrete Institute: Building Code Commentary ACI 318-95/318/R-95、1998.
- 6) Standards New Zealand: Concrete Structures Standards、1995.
- 7) 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.
- 8) 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.
- 9) 建設省住宅局建築指導課他編：建築物の構造規定、1997.
- 10) 崎野、孫：直線型横補強材により拘束されたコンクリートの応力－ひずみ関係、日本建築学会構造系論文集、第461号、pp.95-104、1994.7.