超高強度材料を用いた超高層 RC 架構の耐震性能

Seismic Performance of RC Frame Structure Using Ultra High Strength Concrete

真田 暁子 丸田 誠

要 約

1974年に我が国初の超高層 RC 建物が建設されて以来,建設技術は向上し続け,近年では,50 階以上の超高層 RC 建物 も建設されている。超高層 RC 建物では下層階の柱に大きな長期軸力が作用し,更に地震時には外柱に転倒モーメントに よる変動軸力が作用する。そのため,超高層建物の下層階には,軸耐力の高い,高強度な鉄筋コンクリート柱が必要とさ れる。しかし,高軸力が作用する超高強度 RC 柱部材の構造性能は明確ではない。そこで,下層階を想定した高強度 RC 柱部材の曲げせん断及びせん断実験,柱梁接合部の架構実験の計三つの実験を行った。試験体数は計 30 体である。試験体 に用いたコンクリートの設計基準強度は Fc100N/mm²~170N/mm²とした。実験結果から,高強度材料を用いた柱及び接合 部のひび割れ性状,終局強度,変形性能に関するデータを得た。柱及び柱梁接合部部材のひび割れ強度,終局耐力は本検 討で提案したモデルと既往の設計式によって精度良く評価できた。また,高軸力を作用させた幾つかの高強度 RC 柱では, 早期に急激な耐力低下が観察された。しかし,高強度 RC 柱に十分な横補強をすることによって,高軸力を受ける場合で も十分な変形性能を確保できることが分かった。

目 次

. はじめに

- . 高強度柱の曲げせん断実験
- . 高強度柱のせん断実験
- . 高強度柱梁接合部のせん断実験
- .まとめ

. はじめに

近年,超高層 RC 建築物の更なる高層化の要求が高まっている。 超高層 RC 建物の下層階の柱及び柱梁接合部には大きな長期軸力が 作用する。また 地震時には外柱に大きな変動軸力が作用するため, 下層階の柱及び柱梁接合部には大きな軸耐力が求められ,そのため に超高強度材料が必要となる。しかし,超高強度材料を用いた高軸 力下の柱及び柱梁接合部に関する研究は数が少なく,部材の強度・ 変形能などの構造性能は明らかではない。そこで,超高強度材料を 用いた RC 部材の構造性能を把握するため,超高層 RC 造建物の下 層階を想定した高強度 RC 柱部材の曲げせん断実験¹⁾及びせん断実 験²⁾,柱梁接合部実験の計三つの実験を行った。本報告では,三つ の実験の概要を説明し,ひび割れ性状,終局強度,変形能などの実 験結果を評価する。また,これらの実験結果に基づき,超高強度材 料を用いた高強度 RC 柱及び柱梁接合部の耐震設計方法の提案を行 う。

. 高強度柱の曲げせん断実験

1.実験概要

試験体は実物の約 1/3 縮尺の柱を7体とした。試験体一覧を Table 1 に示す。Table 1 中に各試験体の圧縮軸力載荷側の曲げひび割れ強 度及び最大強度も併せて示す。試験体は最下階外柱を対象に3体 (LE),一般下層階外柱を対象に2体(SE),最下階内柱を対象とし て2体(LI)とした。代表的な最下階外柱(LE7)の試験体形状・



Fig. 1 Outline of Specimen (Flexural and Shear Failing Test of Column)

キーワード:高強度,高軸力,柱,接合部,曲げ, せん断,耐震設計

	夕称		ᆂᆎᅻ	Pw [1]	コンクリ	リート圧縮強度	(N/mm ²)	実験値	(kN∙m)		計算値	(kN• m)	
	百小	IVI/QD	判して	%	[2] B	C SA ^[3]	C MA ^[4]	$_{\rm E}M_{\rm BC}$ ^[5]	M _{BMAX} ^[6]	_C M _{BC} ^[7]	M _{BACI} ^[8]	_C M _{BSA} ^[9]	сМвма ^[10]
外柱	LE7			0.7	112	120 [1.07]	124 [1.10]	377	433	395 (0.96)	286 (1.51)	399 (1.09)	408 (1.06)
	LE10	2.5	0.75tNu	1.0	114	126 [1.11]	129 [1.13]	391	458	395 (0.99)	292 (1.57)	417 (1.10)	427 (1.07)
	LE10-45		~	1.0	113	125 [1.07]	128 [1.10]	413	461	395 (1.04)	243 (1.90)	392 (1.18)	407 (1.13)
	SE7	1 5	0.7cNu	0.7	116	124 [1.07]	128 [1.10]	349	395	396 (0.88)	298 (1.33)	414 (0.95)	423 (0.93)
	SE10	1.5		1.0	119	131 [1.10]	135 [1.13]	419	562	396 (1.06)	308 (1.82)	436 (1.29)	447 (1.26)
内柱	LI9	2.5	0.3cNu	0.9	106	116 [1.10]	120 [1.13]	213	541	178 (1.20)	380 (1.41)	470 (1.15)	473 (1.14)
	LI12	2.5	0.6cNu	1.2	115	129 [1.12]	132 [1.14]	374	455	323 (1.16)	348 (1.55)	453 (1.00)	421 (1.08)

Table 1 List of Specimens (Flexural and Shear Failing Test of Column)

[1]横補強筋比, [2] 材料試験値, [3] 崎野式 ³⁾による拘束コンクリート強度, [4] 鹿島式 ⁴⁾による拘束コンクリート強度, [5] P- 効果を考慮した曲げひび割れ強 度, [6]P- 効果を考慮した最大強度, [7] RC 規準⁵⁾による圧縮軸力載荷側の曲げひび割れ強度, [8]ACI ストレスブロック法 ⁶⁾による曲げ強度, [9], [10] 拘束効果を考慮した曲げ強度, []:_C / _B, ():_eM_{BC}/M_{BC}, M_{BMAX}/M_B, 降伏強度 D6 (横補強筋): 1053 N/mm², D19 (主筋): 722N/mm²



Fig. 2 Load-Deflection Curves

Fig. 3 Bending Moment - Axial Force Relationship

配筋と,45°方向加力のLE10-45の柱断面図をFig.1に示す。最下層のM/QD(せん断スパン比)=2.5,一般下層階のM/QD=1.5とした。

コンクリートは設計基準強度(Fc)100N/mm²で共通とし,主筋には D19-SD685,横補強筋には D6-SD785 を用いた。横補強筋は溶接閉 鎖型の円フープと角フープの組合せとした。内柱は一定軸力下で, 外柱は変動軸力下で,変形制御での繰返し載荷を行った。変動軸力 の載荷ルールは Fig. 3 に示すように長期軸力 0.2cNu を作用させた後, 曲げモーメントに伴い圧縮側で 0.7cNu まで,引張側で 0.75tNu まで 変動軸力を与え,その後は圧縮側で 0.7cNu,引張側で 0.75tNu を維 持しながら水平載荷した。

cNu(柱の圧縮軸耐力)=0.85Ac・Fc+ As・

tNu(柱の引張軸耐力)= As• _y

ここで、As:主筋全断面積,Ac=bD-As:コンクリート断面積,y:鉄筋規格降伏点強度

2.実験結果

(1)荷重-変形関係

Fig. 2 に代表的な試験体の曲げモーメント - 部材角関係と .P- 効 果を考慮した場合の軸及び P- 効果を考慮した ACI ストレスプロッ ク法⁶⁾による曲げ強度計算値を示す。

いずれの試験体も主筋が曲げ降伏した後,最終的には高軸力下で

軸力を保持できなくなり軸圧壊が生じた。破壊状況からは曲げ破壊, せん断破壊の区別はできなかった。軸力比が小さな試験体,横補強 筋の多い試験体ほど変形能に優れていた。45°加力の試験体は平行 加力の試験体と同様の荷重-変形関係を示した。一定軸力下の LI 試 験体は軸力の大きさで変形能が異なったが 0.6cNu 程度の高軸力下 でも高強度せん断補強筋で十分拘束すれば R=2%程度の変形角ま では安定した挙動を示した。

(2)限界変形角

本検討では,限界変形角を,P- 効果を考慮した荷重-変形関係の 包絡線上で荷重が最大強度の 95%に低下したときの変形角と定義 する。Fig. 4 に限界変形角 横補強筋量,限界変形角 軸力比関係 を示す。横補強筋量は横補強筋比 Pw に横補強筋の規格降伏点強度

wy を乗じたものとした。横補強筋量が大きく,作用する軸力が小 さな試験体ほど限界変形角が大きくなり,横補強筋量が小さく,作 用する軸力が大きな試験体ほど限界変形角は小さくなる傾向が見ら れた。横補強筋量を Pw・ wy=9.4N/mm²とすると N=0.6cNu の高圧 縮軸力を作用させた LI12 試験体でも4%を越える限界変形角が得 られた。

3. 拘束効果を考慮した柱曲げ強度

Table 1 中にコンクリートの引張強度 tを t= $0.56 \sqrt{\sigma_B}$ として



Fig. 4 Ultimate Lateral Drift Angle

RC 規準⁵⁾により計算された曲げひび割れ強度計算値[7]と圧縮軸力 載荷側の曲げひび割れ強度実験値[5]を比較して示す。各試験体とも RC 規準による曲げひび割れ強度は実験値を精度良く評価した。

Fig.3にACIストレスブロック法によるM-N相関関係と最大強度 実験値を併せて示す。ACI ストレスブロック法による曲げ強度計算 値[8]は実験値よりもかなり小さい結果となった。これは高強度コ ンクリートのストレスブロックの形状を普通コンクリートと同じと 仮定したこと,コンクリートの最大縁ひずみを 0.003 としているこ と及び拘束コンクリートを考慮していないためと考えられる。

そこで,既往の拘束コンクリート評価式の中から,高強度材料を 評価できる崎野式³⁾, 横補強筋の円フープ・角フープの組合せを評 価できる鹿島式4)を選定し,横補強筋量による各試験体の一軸圧縮 強度上昇について検討を行った。崎野式・鹿島式による拘束コンク リートの一軸圧縮強度計算値([3]と[4])と材料試験値を比較すると, 計算値 / 材料試験値は 1.07~1.14 の値を示した。崎野式・鹿島式の 拘束コンクリート強度をフープで囲まれた部分に適用し,ファイバ ーモデル⁷⁾で曲げ解析を行い,P- 効果を考慮した実験結果との比 較を Table 1 中に示す ([9]と [10])。両式とも実験値/計算値が 0.93 ~1.29 となり,ほぼ実験での曲げ強度と対応した。

ACI ストレスブロック法は B=57N/mm²以下のコンクリートを対 象としており,適用範囲を高強度まで拡大するためには,高強度材 料を用いた場合のストレスブロック法の形状,最大縁ひずみ,コン クリートの - 関係について検討が必要となる。これらの点につい ては今後の検討課題である。

. 高強度柱のせん断実験

1.実験概要

試験体は実物の 1/4.5 縮尺とした。試験体数は 14 体とし, その一 覧を Table 2 に示す。代表的な試験体の形状・配筋を Fig. 5 に示す。 せん断破壊を曲げ降伏より先行させるため, せん断スパン比は 1.0 とした。また、柱の主筋には D13-SD785 相当の高強度鉄筋を用いた。 実験因子は、横補強筋の配筋形状(角フープ・中子筋組合せ、円 スパイラル・角フープ組合せ), 横補強筋比(Pw=0.3,0.6,1.2,1.8%),

軸力比(N/cNu=0.15,0.3,0.6)及び 横補強筋強度と径(D6-SD785 と 5.1-SBPR1275)とした。試験体は軸力が 0.6cNu と高いものを中 心に計画した。コンクリートは実験時の現場封緘供試体の圧縮強度 が 130N/mm²となるように調合を計画した。各試験体の実験時のコ ンクリート圧縮強度を Table 2 中に示す。横補強筋の閉鎖形式として, SD785 の角フープ, 中子筋には溶接閉鎖型, SBPR1275 の角フープ には 135 度フック形式, SBPR1275, SD785の円フープには円スパイ ラル形式を使用した。

実験は試験体に一定軸力を載荷後、逆対称のせん断力を正負交番 繰り返しで載荷した。

2.実験結果

せん断ひび割れ発生荷重と最大強度を Table 2 中に示す。全ての実



Fig. 5 Outline of Specimen (Shear Failing Test of Column)

	1										
			横補強筋				実験値	ī (kN)	計算值 (kN)(実験値/計算値)		
試験体名称	横補強筋形状 (シリーズ)	軸力比	Pw (%)	wy (N/mm²)	Pw • wy ^[1] (N/mm ²)	(N/mm ²)	${}_{E}Q_{SCR}^{[2]}$	Q _{SMAX} ^[3]	_C Q _{SC} ^[4]	Q _{S-AIJ} ^[5] Rp=0	Q _{S-NewRC} ^[6]
H-0.6-0.15	0.11	0.15				128	270	522	244 (1.08)	439(1.19)	455(1.15)
H-0.6-0.3	5+N (H)	0.3				125	367	516	330 (1.07)	439(1.18)	475(1.09)
H-0.6-0.6	(11)	0.6	0.6		4.7	120	466	523	452 (0.98)	439(1.19)	641(0.82)
HS-0.6-0.3		0.3				128	400	494	332 (1.17)	439(1.13)	475(1.04)
HS-0.6-0.6	5+C (HS)					128	445	508	460(0.94)	439(1.16)	641(0.79)
HS-1.2-0.6	(113)		1.2	D6	9.4	129	533	588	461(1.13)	604(0.97)	802(0.73)
H-0.3-0.6		0.6	0.3	785	2.4	128	431	485	460(0.91)	321(1.51)	561(0.86)
H-1.2-0.6			1.2		9.4	121	555	681	453(1.17)	604(1.13)	802(0.85)
H-1.8-0.6	S+N		1.8		14.1	130	588	778	462(1.24)	664(1.17)	962(0.81)
H-0.3-0.3	(H)		0.3		2.4	130	394	524	334(1.16)	321(1.63)	409(1.28)
H-1.2-0.3		0.3	1.2		9.4	121	354	689	327(1.04)	604(1.14)	607(1.13)
H-1.8-0.3			1.8		14.1	121	439	798	327(1.29)	664(1.20)	739(1.08)
U-0.4-0.6	S+C	0.6	0.37	5.1	4.7	130	478	508	462(1.01)	408(1.25)	605(0.84)
U-0.7-0.6	(U)	0.0	0.74	1275	9.4	129	506	561	461(1.07)	578(0.97)	728(0.77)

Table 2 List of Specimens (Shear Failing Test of Column)

S:角フープ,N:中子筋,C:円スパイラル 降伏強度 D6:1053N/mm^{2*}, 5.1:1450N/mm² D13:1030N/mm^{2*} *:0.2%オフセット値

[1] 横補強筋量 [2] せん断ひび割れ強度実験値 [3] 最大強度実験値[4] 主応力度式 ⁸⁾によるせん断ひび割れ強度 [5] AIJ-終局指針 ⁹⁾によるせん断強度 [6] NewRC¹⁰⁾によるせん断強度 試験体名称:<u>H- 0.6</u> (配筋形状)-(Pw(%))-(軸力比 N/cNu)

験値は P- 効果を考慮した値である。H-1.8-0.6 試験体を除いて最大 強度以前に主筋の降伏は確認されず,いずれの試験体も,横補強筋 が降伏した後軸力を保持できなくなり急激な耐力低下を起こすせん 断破壊型の破壊形式だった。試験体の最大強度は横補強筋の組合せ 方とせん断補強筋比が同じであればほぼ同様の値を示し,軸力の影 響は見られなかった。角フープ+中子筋混合の H シリーズ試験体は 円スパイラル+角フープ混合の HS,U シリーズ試験体より 15~20% 高い最大せん断強度が得られた。

(1)柱せん断強度

せん断ひび割れ発生強度実験値[2]と最大強度実験値[3],主応力度 式⁸⁾によるせん断ひび割れ強度計算値[4]と実験値との比較,AIJ 終 局指針-A 法⁹⁾, NewRC 式¹⁰⁾によるせん断強度計算値との比較を Table 2 に示す。コンクリートの有効圧縮強度係数 ₀には CEB 式¹¹⁾ を用いた。

せん断ひび割れ発生荷重は軸力の大きな試験体のほうが大きく, 主応力度式から求めた計算結果に対して 0.91~1.28 程度とよい対応 を示した。Fig.6(a)に示すように, Rp=0として AIJ 終局指針-A 法 により算出したせん断強度計算値は, Pw=0.3%の試験体を除いて実 験値と計算値はよい対応を示した。Fig.6(b)に示すように,軸力 の効果を考慮できる New RC せん断強度式により算出した計算値は, 軸力が 0.15cNu, 0.3cNu と比較的小さな範囲では実験値とよい対応 を示したが,軸力が 0.6cNu と大きな試験体では実験値を上回った。

H シリーズ試験体の実験因子ごとの荷重変形関係包絡線を Fig.7 に示す。軸力を N=0.3cNu 0.6cNu として Pw を変化させた Fig.7(a), Fig.7(b)から, Pw が大きく軸力が小さな方が良好な変形能を示し, Pw が大きくなると最大強度も増加することが分かった。Pw=0.6% として軸力を変化させた Fig.7(c)から, Pw が同じだと作用する軸 力が違う場合でも,最大強度に大きな差は出ないことが分かった。

(2)限界变形角

Fig. 8 に限界変形角-横補強筋量関係を示す。限界変形角の定義は 前述したものと同様である。限界変形角は,従来主に曲げ破壊型部 材の変形能を評価するために用いられてきた。しかし,せん断破壊 型部材においても作用する軸力,横補強筋量により最大せん断強度 に達する時の変形,その後の変形能に差が出ることが指摘されてい る。そこで,せん断破壊型部材の変形能を評価する指標のひとつと して限界変形角を評価した。横補強筋量が大きく軸力が小さな試験 体ほど限界変形角が大きくなり,横補強筋量が小さく,軸力が大き な試験体ほど限界変形角は小さくなる傾向が見られた。横補強筋量 をPw・wy=14.1N/mm²とするとN=0.6cNuの高圧縮軸力を作用させ た H-1.8-0.6 試験体でも2%を越える限界変形角が得られた。

. 高強度柱梁接合部のせん断実験

1. 実験概要

試験体は,ト形接合部6体,十字形接合部3体とした。ト形接合 部は実物の1/3 縮尺とし,十字形接合部は1/2.5 縮尺とした。Table 3 に試験体一覧を実際の破壊形式と併せて示す。代表的なTC-1,CC-1 試験体の配筋をFig.9に示す。全ての試験体で,柱のM/QDは1.5, 梁のM/QDは3.0とした。

ト形接合部試験体の実験因子は, 軸力(一定軸力:TC試験体, 変動軸力:TV 試験体),及び 破壊形式(J:接合部破壊型,BJ:





Calculations





梁曲げ降伏後の接合部せん断破壊型,B:梁曲げ降伏型)とした。 TC,TV-1 試験体は接合部のせん断破壊性状を検討するための試験 体で,梁主筋量を 8-D19(SD685)と多くした。TV-2,TV-3 試験体 は梁曲げ降伏先行型の RC 架構を想定した試験体で,梁コンクリー トに Fc60,梁主筋に D19(SD490)を用いた。高強度コンクリート は,実験時に Fc150N/mm²となるように調合を計画し,実際は $B=175 \sim 179N/mm^2$ となった。TV 試験体では柱に長期軸力(0.2cNu) を作用させた後,梁端荷重に比例した変動軸力を与えた。軸力は圧 縮側で 0.7cNu まで,引張側で 0.75tNu まで変動させ,それ以降は一 定軸力を維持させた。加力は,上下端をピン支持した柱に変動軸力 を与え,梁端に正負交番繰返し載荷を行った。

+字形接合部試験体の実験因子は, 接合部コンクリート強度, 破壊形式とした。CC-1, CC-2 は接合部のせん断破壊性状を検討

Table 3	List of S	pecimens	(Test of	Beam-	Column	Joint)
---------	-----------	----------	----------	-------	--------	--------

試験	思礼			柱		梁			接合部	軸力	破壊		В	
体名	///10	断面	主筋	芯筋	補強筋	断面	主筋	補強筋	補強筋	L<Π±	形式	柱	梁	
TC-1			12 D10		_ 4- 6.4@60 SBPR1275 ^[3]	220*300	8-D19 SD685 ^[1]	4- 6.4@50 SBPR1275 ^[3]	4- 6.4 SBPR1275 ^[3] Pw=0.44%	0.23cNu	В	179		
TC-2	- ト形 300*30		SD685 ^[1]	-						0 BJ		179		
TC-3		200*200	00000							0.7tNu	J	175		
TV-1		300~300	14-D19 SD685 ^[1]	4 0 1 0						0.75tNu		175		
TV-2				4-D19 SD685 ^[1]			8-D19 SD490 ^[2]			~	BJ	176	56.3	
TV-3				30003			6-D19 SD490 ^[2]			0.7cNu		176	56.3	
CC-1	<u>1</u> 2 十字形 400*		20-D22	00 000	Dee	4 00@50		40.000.00005[4]		2-D8	0.08cNu		170	
CC-2		400*400		2 [4] -	4 -D8@50 SD785 ^[6]	300*400	0 10-D22 SD685	4-D8@50 SD785 ^[6]	SD785 ^[6]	J	J	190	190 69.7	
CC-3			02000		02700		10-D22 SD490 ^[5]	62766	Pw=0.22%	0.0740140	BJ	186		

ト形用-鉄筋降伏強度[1] 784N/mm², [2] 539N/mm², [3] 1463N/mm², 十字形用-鉄筋降伏強度[4] 747N/mm², [5] 532N/mm², [6] 1073N/mm²







梁端変形D(mm)

Fig. 9 Outline of Specimen(Test of Beam-Column Joint)



Fig. 10 Load-Deflection Curves

~190N/mm²となった。加力は,上下端をピン支持した柱に一定の 軸力を載荷しながら,梁端に正負交番繰返し載荷を行った。

2.実験結果

Fig. 10 に代表的な試験体の梁端荷重 梁端変形関係を示す。ト形 接合部では,TC-3 試験体を除く全ての試験体で梁曲げ降伏が先行し た。十字形接合部では, CC-1, CC-2 試験体で接合部のせん断破壊 が確認された。CC-3 試験体では梁曲げ降伏後の接合部せん断破壊が 観察された。

するための試験体で,梁主筋量を10-D22(SD685)と多くした。ま た,接合部コンクリート強度が接合部せん断強度に及ぼす影響につ いて検討するため, CC-1 試験体には Fc130 を, CC-2 には Fc170 を 用いた。CC-3 は高強度材料を用いた梁曲げ降伏型の RC 架構を想定 した試験体で,梁主筋に D22(SD490)を用いた。梁コンクリート には Fc60 を用いた。高強度コンクリートは, CC-1 試験体では実験 時に Fc130N/mm²となるように CC-2 CC-3 試験体では Fc170N/mm² となるように調合した。実際は、前者が B=170N/mm²後者が B=186 ト形接合部のうち,一定軸力を受ける TC 試験体では梁曲げ降伏 先行後,R=14%の大変形まで大きな耐力低下は確認されなかった。 変動軸力を受ける TV シリーズ試験体は,一定軸力の TC シリーズ 試験体より変形能が著しく低下し,高強度柱のせん断実験と同様に 極めて脆性的に破壊した。また,TV-1 と TV-3 試験体を比較すると, 接合部への入力せん断力が小さいと若干変形能が向上することが確 認できる。十字形接合部の CC 試験体では,いずれの試験体も最大 強度に達した後,接合部のせん断破壊を伴い緩やかに耐力が低下し た。コンクリート強度を変えた CC-1, CC-2 試験体の最大強度は, ほとんど差がなかった。

3.柱梁接合部せん断強度

接合部せん断ひび割れ強度実験値と主応力度式による接合部せん 断ひび割れ強度計算値,最大強度とACIストレスプロック法による 梁曲げ強度,文献¹²⁾による接合部せん断強度(以下HiRC式),AIJ-靭性保証指針による接合部せん断強度計算値との比較を行った。実 験値と計算値との比較をTable 4 に,ト形及び十字形接合部せん断応 力度 コンクリート圧縮強度関係をFig.11 に示す。

主応力度式による接合部せん断ひび割れ強度計算値(Table 4 の [3])は,TC-2試験体を除き全ての試験体で計算値が実験値を上回 った。TC-3,CC-1,CC-2試験体を除くいずれの試験体でも梁曲げ 強度で最大強度が決まり,最大強度は曲げ解析による梁曲げ強度計 算値[4]で精度良く評価できた。破壊形式が接合部せん断破壊型とな ったTC-3,CC-1,CC-2試験体では,接合部せん断応力度の実験値 はHiRC式[5]による計算値を用いて安全側に評価できた。破壊形式 が梁曲げ降伏型,または梁曲げ降伏後の接合部のせん断破壊型とな ったTC-1,TC-2,TV,CC-3試験体でも,接合部せん断応力度の実 験値はHiRC式による接合部せん断強度計算値を上回った。

Table 4 List of Test Results and Comparison of Maximum Strengths Between Calculation

計除休	実験値	i (kN)	計算値 (kN) (実験値/計算値)						
山永平	_E Q _{JC} ^[1]	Q _{BMAX} ^[2]	_C Q _{JC} ^[3]	$\frac{1}{Q_{BFIB}} = \frac{1}{Q_{J-HIRC}}$		Q _{J-AIJ} ^[6]			
TC-1	220	474	253(0.87)	420(1.13)	256(1.85)	328(1.44)			
TC-2	77.1	454	76.6(1.01)	420(1.08)	256(1.77)	328(1.38)			
TC-3	-	383	-	415(0.92)	250(1.52)	318(1.20)			
TV-1	325	458	396(0.82)	415(1.10)	250(1.82)	318(1.43)			
TV-2	279	303	399(0.70)	271(1.12)	254(1.19)	324(0.93)			
TV-3	201	253	399(0.50)	222(1.14)	254(0.99)	324(0.78)			
CC-1	141	584	181(0.78)	654(0.89)	475(1.23)	574(1.02)			
CC-2	140	587	196(0.71)	654(0.90)	498(1.18)	613(0.96)			
CC-3	120	520	195(0.61)	486(1.07)	496(1.05)	610(0.85)			

[1]接合部せん断ひび割れ強度,[2]最大強度,[3]主応力度式⁸⁾による接合部せん断ひび割れ強度(t=0.31 _Bとした),[4]曲げ解析⁷⁾による梁曲げ強度, [5]HiRC 指針¹²⁾による接合部せん断強度,[5]AIJ-靭性指針⁸⁾による接合部せん 断強度

.まとめ

超高層 RC 建物の下層階を想定した,高強度柱の曲げせん断実験, 高強度柱のせん断実験,高強度ト形及び十字形接合部のせん断実験 を行った。実験結果から,Fc120N/mm²~190N/mm²までの高強度材 料を用いた高強度 RC 柱及び接合部の設計は,既往の設計方法に改 良を加えることで対応可能であることがわかった。

- (1)高強度柱部材の設計方法
- a. 柱部材の曲げひび割れ強度は, RC 規準の曲げひび割れ強度

を用いて設計可能である。

- b. 柱部材のせん断ひび割れ強度は,主応力度式を用いて設計可 能である。
- c.ACIストレスプロック法による柱部材の曲げ強度は,実験値 を安全側に評価しすぎた。
- d.柱部材の曲げ強度は,拘束コンクリートを考慮したファイバ ーモデルを用いた曲げ解析による計算値を用いて設計可能で ある。
- e. 柱部材のせん断強度は, Rp=0 とした AIJ 終局強度型指針式 を用いて設計可能である。
- f.高強度材料を用い,高軸力を受ける柱部材では,最終的には 軸力が保持できなくなり軸圧壊が起こる。そのため,変形能を 期待する柱部材には十分な横補強が必要となる。
- (2)高強度接合部の設計方法
- a.接合部のせん断ひび割れ強度は,主応力度式を用いた場合に 過大評価となる。
- b. 接合部のせん断強度は, HiRC 式を用いて設計可能である。
- c.高強度材料を用い、変動軸力を受けるト形接合部では、最終的には接合部で軸力が保持できなくなり軸圧壊が起こる。そのため、変形能を必要とする架構では、接合部への入力せん断力を小さくするための検討が必要となる。

参考文献

- 1) 丸田誠,木村暁子;高強度材料を用いた鉄筋コンクリート柱の 曲げせん断実験,コンクリート工学年次論文集,24-2(2002), pp.283-288.
- 2) 木村暁子, 丸田誠; 高強度鉄筋コンクリート柱の高軸力下にお けるせん断性状に関する実験的研究, コンクリート工学年次論 文集, 24-2, (2002), pp.751-756.
- 3) 崎野健治,孫玉平;コンファインド高強度コンクリートの中心 圧縮性状に関する実験的研究,コンクリート工学年次論文報告 集15-2, (1993), pp.713-718.
- 4) 丸田誠, 鈴木紀雄; 円フープと角フープ組み合わせ RC 柱の軸 圧縮性状の検討, コンクリート工学年次論文報告集 17-2 (1995), pp.381-386.
- 5)日本建築学会;鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説,1999.
- 6) American Concrete Institute ; Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary ACI 318-02/318R-02, 2002.
- 7) 鈴木紀雄,井上範夫;フィバーモデルによる RC 短柱十字形部 分骨組の解析,コンクリート工学年次論文報告集 15-2 (1993), pp.577-582.
- 8)日本建築学会;鉄筋コンクリート造建物の靭性保証型耐震設計 指針・同解説,1999.
- 9)日本建築学会;鉄筋コンクリート造建物の終局保証型耐震設計 指針・同解説,1990.
- 10) 国土開発技術研究センター; New RC 研究開発概要報告書, 1993.5.
- 11) CEB/FIP1970/プレストレストコンクリート技術協会・日本コン クリート会議(監); コンクリート構造物設計施工国際指針, 1971.
- 12)加藤友康,別所佐登志;高強度材料を用いた超高層鉄筋コンク リート造柱・梁接合部の構造特性評価,鹿島技術研究所年報, Vol. 42,(1994), pp.157-162.