論文 170N/mm²を超える高強度コンクリートを用いた内柱梁接合部の挙動

丸田 誠^{*1}・真田 暁子^{*2}

要旨: 圧縮強度が170N/mm²を超える超高強度コンクリートを用いたRC造内柱・梁接合部 のせん断挙動を把握するために縮尺約 1/2.5 の十字型骨組3体の構造実験を行った。実験因 子は、接合部コンクリート強度と梁主筋の強度とした。せん断ひび割れ発生状況や接合部の せん断強度,接合部せん断変形等の諸性状を把握できた。既往の接合部せん断強度のデータ に今回の実験結果を加え評価した結果,靭性設計指針式⁶の最大せん断応力度では一部危険 側の評価となった。 $_{ju}=1.1 \times _{B}^{0.63}$ で平均値を, $0.85 _{ju}$ でほぼ下限値を把握できた。 キーワード:柱梁接合部,超高強度材料,変動軸力,定着プレート

•

300

1.はじめに

高強度コンクリートの開発は近年著しい。コ ンクリートの高強度化とともに,50 階を超える 高層 RC も実現している¹)。

現在では、設計基準強度 120N/mm²の超高強度 コンクリートが実際の超高層鉄筋コンクリート (以下RCと称す)建物の柱に使われるように なってきた²⁾。これ以上の強度のコンクリートも, 材料的には製作・施工が可能となっている。

圧縮強度が 150 N/mm²を超える超高強度コン クリートを用いた柱の構造性能を実験的に確認 している研究は数例³⁾見られるが,柱・梁接合部 の構造性能に関する研究 120N/mm² が最大 ^{2), 4),} ⁵⁾であり,また研究例も少ない。

そこで, 普通コンクリートで現在製造可能な 最大強度である 170N/mm²~190 N/mm²の柱を有 する内柱・梁接合部のせん断性状の把握を目的 とした実験を行った。実験結果の概要と, 接合 部せん断強度について本実験結果と既往の研究 結果をまとめ,報告する。

2.構造実験

*1 鹿島 技術研究所

*2 鹿島 技術研究所

超高強度コンクリートを用いた3体の内柱・ 梁骨組の実験を行った。試験体の概要を図 - 1 に, 一覧を表 - 1 に示す。試験体の縮尺は実物の約

建築構造グループ

建築構造グループ

600 210	「 」 加力点 (一)	200 000 000 000 000 000 000 000 000 000	反力点 ▷ (一)			
400						
200 600	加力点 (+)	在断面	反力点 ▶		P 0000 P 0	
	200	1200		400	1200	200

図 - 1 試験体概要

表 - 1 試験体一覧

	試験体		CC-1 CC-2 CC-3					
		B×D(mm)		400×400				
		主笛	20-D22					
		工加		(SD685)				
		棤補強筋	4-D8@50					
	柱			(SD785)				
		Pg(%)	4.84					
		Pw(%)	1.00					
		$\sigma_{\rm B}({\rm N/mm^2})$	170	190	185			
		N/BD $\sigma_{\rm B}$	0.065	0.066	0.068			
		B×D(mm)		300×400				
		主笛	10-	-D22	10-D22			
		工加	(SD	685)	(SD490)			
	梁	棤補強筋	4-D8@50					
			(SD785)					
		Pt(%)	3.23					
		Pw(%)	1.00					
		$\sigma_{\rm B}$ (N/mm2)	70					
		棤補強筋	2-D8@50					
	接合部		(SD785)					
		Pwj(%)		0.22				
		$\sigma_{\rm B}({\rm N/mm^2})$	170	190	185			
	破	壊形式	J矵	皮壊	BJ破壊			
J破壊 : 接合部せん断破壊先行型								
BJ破壊:梁田げ降伏後接合部せん断破壊型								
Pwj=とAwj/(Bc•jb) とAwj: 接合部内横補強筋断面積相								
Bc: 枉幅 Jb(凶一8参照)								
上席	研究員	博士(工	学)(正名	会員)				
砑	研究員 修士 (工学)(正会員)							

試験体	圧縮強度 (N/mm ²)	調合						フレッシュ試験結果		
		強度 ^{nm²)} の種類	水セメント 比	水(W)	単位粗骨 材	空気量	粗骨材比 (S/a)	フロー	空気量	温度
			(%)	(kg/m^3)	(m^{3}/m^{3})	(%)	(%)	(cm)	(%)	(°C)
CC-1	170	蓼科産	20.0%	160	0.55	1.0%	42.3%	57 × 57	1.5	18.2
CC-2, CC-3	190	安山岩	15.0%	160	0.55	1.0%	32.2%	66 × 66	1.8	23

表-2 コンクリートの調合

粗骨材は最大径15mmの砕石を用いた C: セメントはシリカヒュームセメントを用いた

1/2.5 程度とした。接合部を含む柱のコンクリー ト強度と梁主筋強度を実験因子とし,梁曲げ降 伏後せん断破壊するもの(BJ破壊型)1体と 接合部せん断破壊が先行するもの(J破壊型) 2体を製作した。計画時の接合部せん断強度の 算定は文献 7)の方法で行った。CC-1, CC-2 は接 合部のせん断破壊性状を検討するための試験体 で,梁主筋を SD685 と高強度にした。また,接 合部の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 は $_{\rm B}$ =170N/mm², CC-2 には $_{\rm B}$ =190N/mm²を用 いた。CC-3(_B=185N/mm²)はBJ破壊型試験体 で,梁主筋に SD490 を用いた。なお,梁には全 ての試験体で $_{\rm B}$ =70N/mm²のコンクリートを打 設した。コンクリートの調合を表 - 2 に示す。 また,使用材料の力学的性質を表-3にまとめ て示す。使用したコンクリートの応力 - ひずみ 関係の一例を図 2に示す。普通強度コンクリ ートはパラボラ型の応力 -ひずみ 曲線となる が,超高強度の場合,直線的な - 関係とな ることが分かる。

加力は口の字に組んだ鉄骨フレームの中に試 験体をセットし,梁端にジャッキを取り付け, 地震力を想定した逆対称加力を正負交番載荷し た。柱には CC-1で1750kN CC-2,CC-3で2000kN の軸力を導入した。加力は梁端変形で制御し, R=0.25%~10%の層間変形角を与えた。計測は主 要な変形と鉄筋のひずみについて行った。

3. 実験結果

表 - 4 に実験結果の一覧を示す。試験体の最 大強度時の接合部写真を図 - 3 中に示す。せん 断ひび割れは粗骨材を切断しながら直線的に入

表 - 3 使用材料の力学的性質

(上:コンクリート, 下:鉄筋)

試験体	圧縮強度	ヤング係数	ポアソン比	引張強度
使用部位	(N/mm ²)	$(\times 10^{3} \text{ N/mm}^{2})$		(N/mm^2)
CC-1 柱, 接合部	170	40.9	0.22	8.03
CC-2 柱,接合部	190	43.2	0.22	6.65
CC-3 柱,接合部	185	44.3	0.23	-
CC-1~CC-3 梁	70	36.9	0.21	5.80

鉄筋径 (材質)	降伏強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ³⁾	ヤング係数 (× 10 ⁴ N/mm ²)	破断伸び (%)
D8(KSS785)	1073	1194	19.6	10.1
D22(SD490)	543	693	20.0	15.3
D22(SD685)	749	946	20.4	10.9



図 - 2 コンクリートの応力 - ひずみ った。この写真からも接合部が大きく損傷を受

けていることが分かる。 3.1 荷重 変形関係

図 3 に各試験体の梁端荷重と梁端変形の関 係を示す。この図中に日本建築学会・靭性保証 型設計指針⁶⁾(以下,靱性指針と称す)の接合部 せん断強度計算値,文献7)に示す_{ju}=1.57 (以下「HiRC 式」)とファイバーモデルによる梁曲 げ強度計算値を梁端荷重に変換し示す。CC-1 と CC-2ではコンクリート強度が20N/mm²程度異な

試験体	C	C-1	CC-2		CC-3			
諸現象	梁端荷重 P(kN)	層間変形角 R(%)	梁端荷重 P(kN)	層間変形角 R(%)	梁端荷重 P(kN)	層間変形角 R(%)		
梁曲げひび割れ	87.5	0.13	86.8	0.13	80.7	0.12		
接合部せん断ひび割れ	141	0.25	140	0.25	120	0.21		
梁主筋引張降伏	535	2.21	536	2.21	424	1.29		
接合部横補強筋降伏	560	2.93	587	3.00	371	1.50		
最大強度	584	3.04	583	3.03	520	2.01		

表 - 4 実験結果一覧

るが,最大強度も含め荷重-変形関係は殆ど 変化がない。この2体は梁主筋にSD685を 用いているため,R=3%の大変形時に最大強 度が生じている。その時点では梁主筋は一 部のみの降伏で全降伏に至っていない。 CC-3 は梁主筋にSD490を使っており, R=2%時に梁主筋の全降伏と最大強度が観 察された。その後の大変形時に接合部のせ ん断破壊が顕著となり,荷重低下が生じた。

CC-1~CC-3 間で最終的な R=10%載荷の
 際の荷重-変形関係はほぼ同じ形状になっている。これは,接合部の横補強筋の比 P_{wj}
 と強度 yが3体とも同じためである。

3.2 変形分離

柱梁接合部周辺に付けた変位計の値と梁 端変形から,梁,接合部,柱の各変形を分 離した。図 4の縦軸に各変形割合を横軸 に梁端変形を取り CC-1 と CC-3 について示 す。なお CC-2 は CC-1 とほぼ同様の傾向で あったので省略する。この結果からJ破壊 型の CC-1 でも BJ破壊型の CC-3 でも最大 強度までの変形割合の傾向は変わらない。 接合部の損傷が顕著な R=3%以降の大変形 時に接合部の変形割合が大きくなっていく ことが分かった。

図 - 5 に CC-1 と CC-3 の梁端荷重 P と接 合部せん断変形角 の関係を示す。 は図 -1 に示す位置で計測した。図 - 5 より接合部 せん断ひび割れ発生後も剛性は大きく低下せ ず,最大強度に達し接合部の顕著なせん断破 壊が確認されるまで接合部は,ほぼ弾性的な 挙動をすることが分かる。Fc=60 N/mm²まで



のコンクリートを対象とした靱性指針⁶⁾では, 接合部はせん断ひび割れ発生後に剛性低下する ことが述べられている。また,文献 8)に示す $_{\rm B}$ =100 N/mm²程度の十字形接合部でも接合部せ ん断ひび割れ後は剛性低下が観察されているが,

_B=170 N/mm²以上の今回の実験では接合部せん断ひび割れ後も顕著な剛性低下が生じなかった。せん断応力度を引張と圧縮の主応力度に分けて考えると,柱と梁で囲まれている接合部では圧縮側の影響が顕著なため図 - 2 に示すようなコンクリートの弾性的な - が反映されて,せん断剛性低下が生じなかったと推察される。 3.3 横補強筋のひずみ性状

梁端荷重と接合部中央横補強筋(角フープ) のひずみの関係をCC-1とCC-3について図 - 6 に示す。なおCC-2はCC-1とほぼ同様の傾向で あったので省略する。いずれも最大強度確認後 の負側で降伏ひずみ(0.2%オフセット値)に達し た。図 - 3と図 - 6の両者から,CC-3でも最大 強度時の R=2%では降伏ひずみに達していない が,R=3%の負側で降伏が確認された後,荷重も 低下していくことが分かる。

4. 実験結果の検討

4.1 各種強度計算値との比較

表 - 5 に各強度計算値と実験結果を示す。値 は梁端荷重に全て変換した。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,最大強度とファイバー モデル解析による梁曲げ強度,文献7)による接 合部せん断強度(HiRC 式),靭性指針による接 合部せん断強度計算値との比較を行った。



主応力度式による接合部せん断ひび割れ強度 計算値は,全ての試験体で計算値が実験値を上 回った。せん断応力度の実験値は,文献 7)に示 す方法で算出した(図 - 9参照)。CC-3 では,梁 曲げ強度で最大強度が決まり,CC - 1,CC-2 で は梁曲げ強度に達していない。実験結果はHiRC 式のせん断強度より高く,靱性指針式のせん断 強度には達していない。

4.2 接合部のせん断強度

靱性指針では,図-7に示すように梁曲げ降伏 先行型の内柱梁接合部の入力せん断力 Vj は鉄筋 の応力 Tと T'から柱せん断力 Vc を引いて算出す ることとしている。一方,実験データから Vj を 算出するには,図-7中の式に示すように入力 せん断力を接合部際の梁モーメント Mb に変換 し,図-8に示すような応力中心間距離 jb(=7/8bi)で除して応力度 を算出することが多

表 - 5 実験結果と計算結果の比較(梁端荷重)

	接合部せん断ひび割れ								
試験体	実験値(kN)	主応力度 計算値(kN) ^{A)}	実験値(kN)	梁曲げ強度 計算値(kN) ^{B)}	HiRC ^{⁷⁾の方法 計算値(kN)}	靱性指針 ⁶⁾ せん断計算値(kN)			
CC-1	141	180 (0.78)	584	654 (0.89)	475 (1.23)	659 (0.89)			
CC-2	140	198 (0.71)	587	654 (0.90)	498 (1.18)	714 (0.82)			
CC-3	120	195 (0.61)	520	486 (1.07)	496 (1.05)	701 (0.74)			

()内は実験値/計算値

+算値 A)ではσtを0.31√σ_Bとした B)ファイバーモデル計算値



図-7 文献 6),9)の考え方

い⁹。しかし HiRC の方法では *jb* を鉄筋の 最外鉄筋間隔として整理した。これは梁主 筋が多段配筋となった場合, 靱性指針の *jb* では, 接合部の *jb* は小さくなり, 過大なせ ん断応力度が得られ, 上下一段配筋の実験 結果と同一のせん断応力度評価ができない こと,またせん断ひび割れ応力度 _{cr} の評価 やせん断変形角 の計測位置と異なること 等の理由による。両者の有効断面積には図 - 9 のような違いが出る。

本報では,2通りのせん断応力度とコン クリート強度の関係を図-10,11 に示す。

,の計算法はそれぞれの方法によった。図 - 10 は靱性指針のデータに今回の実験と 文献 2),4),5)のデータを追加し示した。

この図より,靱性指針の推定式では _Bが 大きくなった場合,過大評価となることが 分かる。そこでJ破壊型の全データを回帰 分析し平均式を求めた。

 $_{ju}=1.1 \times _{B}^{0.63} \cdots \cdots (1)$

(平均値 1.01,変動係数 0.18)
 靱性指針では、下限を捉らえるのに 0.85 という補正係数 を用いている。図 - 10 中に示すように _{ju} × はJ 破壊に対しほぼ安全側の評価となっている。

図 - 11 では,後藤のまとめたデータ¹⁰⁾に 文献 7)等のデータを追加したものであり, BJ 破壊のデータも含んでいる。ここではjb



図 - 8 応力中心間距離の取り方



=最外縁鉄筋間隔として j を求めた結果,HiRCの提案式 1.57 B^{7} (重力単位系では 5 $B kgf/cm^{2}$)で安全側に評 価できた。



4.3 スケルトンカーブの評価

スケルトンカーブは,図 12 に示すように, 梁,柱,接合部の各変形の和として算出する。

yは AIJ・RC 規準によった。接合部変形は図 -5 に示すように最大強度まで線形のため完全弾 塑性とした。BJ破壊をした CC-3 の荷重変形の 実験と計算値のスケルトンカーブを図 - 13 に示 す。ひび割れ後の剛性は実験結果の方が低くな る事が分かる。これは, yが適用範囲外である ことに起因している。しかし,現状では yに替 わる簡易な方法は無く,今後高強度材料に対応 した簡便な評価法が望まれる。

5.まとめ

圧縮強度 B が 170 N/~190 N/mm²のコンク リートを用いた内柱骨組構造実験を行い以下の 結論を得た。

- (1)接合部せん断ひび割れ強度は,主応力度式で 安全側に評価できる。
- (2)梁の応力中心間距離は,多段配筋となると上下1段配筋より,見かけ上小さくなり,実験結果から接合部には過大なせん断応力度が算定される。このことは今後の課題である。
- (3)靱性指針⁶⁾の接合部せん断強度式では、 B
 =100 N/mm² 以上だと危険側の評価となった。
 高強度の実験結果を追加し、 ju=1.1 × B^{0.63}
 の平均式を提案し、0.85 juの下限式で実験結果をほぼ安全側に評価できた。
- (4)HiRC の評価法^{7)} $_{ju}=1.57$ $_{B}$ は,実験の接合部せん断強度を安全側に評価できた。
- (5)高強度材料の場合, RC 規準の剛性低下率 y でのスケルトンカーブの評価は実験結果との 差異が大きく, 硬めの評価となる。



図 - 13 実験結果とスケルトン計算値

参考文献

- 林昌利ほか,超高強度材料と制震柱を用いた 54 階 建・45 階建 RC 造住宅の耐震設計,建築学会大会,構 造 ,pp.671-672,2001.9
- 中澤春生ほか,超高強度鉄筋コンクリート構造 (Fc=120 N/mm²)の開発(その4),建築学会大会,構造 ,pp.663-664,2001.9
- 3) 例えば,村松晃次,小室努ほか,100~180N/mm²の 超高強度コンクリートを用いた RC 柱の圧縮特性 (その1,その2),建築学会大会,構造 ,pp.159-162, 2003.9
- 4) 鳥居次夫,林和也ほか:超高強度材料を用いた鉄筋 コンクリート造柱・梁部分架構に関する実験的研究 (その1,その2),建築学会大会,構造 ,pp.513-516, 2003.9
- 5) 岩岡信一ほか,超高強度鉄筋コンクリート構造の柱 梁接合部実験,建築学会大会,構造 ,pp.489-490, 2003.9
- 6) 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.
- 7) 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,第42号,1994.1
- 8) 原ほか,高強度材料を用いた RC 柱梁接合部架構の 構造性能確認実験,建築学会大会,構造 ,pp.247-248, 2001.9
- 9) 村上秀夫,藤井栄ほか,鉄筋コンクリート造内柱・ 梁接合部のせん断強度に関する検討(接合部データ ベース解析 その1),その2),日本建築学会構造 系論文集,第503号,pp.85-92,1998.1,第523号, pp.103-110,1999.9
- 10) 後藤康明,鉄筋コンクリート造内柱梁接合部の剪断 抵抗機構に関する研究,北海道大学学位論文,1995.3