# 論文 鉄筋コンクリート造内部梁·柱接合部の破壊性状への接合部アスペク ト比の影響

田中 信也\*1·小林 宗悟\*2·林 靜雄\*3·上村 智彦\*4

要旨:接合部アスペクト比(梁せい/柱せい)を変数とした内部梁・柱接合部の実験を行い, その力学的挙動について検討したものである。アスペクト比が大きくなると靭性指針式では 接合部耐力を正しく評価できないが,接合部を応力状態の類似性から柱の一部として見なし, 接合部の耐力算定に柱せん断終局強度式を用いると,実験結果と良い対応が見られた。また, 層間変位については,梁と柱変形に剛性低下率の式,接合部変形に実測値を用いた場合に良 い対応が見られた。

キーワード:梁・柱接合部,接合部のアスペクト比,破壊性状,最大耐力,層間変形

## 1. はじめに

現在,設計で使用されている接合部終局強度 式は,接合部の破壊時の抵抗機構を接合部圧縮 ストラット機構と考えて導かれたもので,コン クリート強度のみの関係式となっている。しか しながら,アスペクト比(梁せい/柱せい)によ って接合部圧縮ストラットの方向と形状は変化 し,接合部の破壊性状と接合部終局強度がアス ペクト比によって影響されることが予想できる。

現在までの接合部破壊性状への接合部アスペ クト比の影響に関する研究では、文献<sup>1),2)</sup>、その 他で、接合部圧縮ストラット機構の方向にアス ペクト比の影響を反映させる型で、種々の影響 因子を既往実験データの統計解析を用いて考慮 し、接合部せん断強度式の検討を行っている。 前述のように、現状では統計解析に基づく研究 でありアスペクト比のみを因子とした系統立っ た実験的検証による十分な接合部の力学的挙動 に関する研究は、見受けられない。以上のこと を踏まえ、前述の文献を参考に、本研究では接 合部がアスペクト比の変化に伴ってどのような 破壊性状を示すかを実験的に考察し、アスペク ト比の設計上の考慮の仕方を提案することを目 的とする。

### 2. 実験概要

加力方法及び変形の測定方法は,筆者等が過 去に行った実験<sup>3)</sup>と同様であるので省略する。実 験変数はアスペクト比であり,試験体はアスペ クト比 0.6~2.0 の十字型試験体 6 体である。試 験体名の数字が試験体のアスペクト比を表して いる。全試験体の柱断面はせん断補強筋量以外 一定である。各試験体の諸元,形状・寸法を表-1に,又,使用材料の性質を表-2に示す。全 試験体とも接合部破壊を生じさせるという目的 から,梁主筋に高強度鉄筋を用い,高い接合部 せん断応力度を発揮できるように設計した。

図-1は既往試験体の破壊モード分布を見る ために,縦軸に最大荷重時(実測値)の接合部せ ん断応力度(<sub>e τ pu</sub>),横軸に理論梁曲げ降伏荷重 時の接合部せん断応力度(<sub>t τ py</sub>)を各々コンクリー ト有効圧縮強度(ν σ в)で除して示したものであ る。尚,接合部せん断応力度の算定は、梁及び 柱の応力中心間距離で囲まれた部分を接合部パ

- \*1 芝浦工業大学大学院 工学研究科建設工学専攻 (正会員)
- \*2 芝浦工業大学大学院 工学研究科建設工学専攻
- \*3 東京工業大学 建築物理研究センター教授 工博 (正会員)
- \*4 芝浦工業大学 工学部建築学科教授 工博 (正会員)

- 433 -

ネルとし、パネルの幅を、柱幅と梁幅の平均値 とした<sup>4)</sup>。接合部せん断入力量<sub>t</sub> $\tau_{py}/\nu \sigma_B=0.53$ のBCJ-1.0が通常の実験で行われているアスペク ト比の試験体で、図ー1から判断して梁曲げ降 伏後の接合部せん断破壊型である。各試験体の せん断入力量<sub>t</sub> $\tau_{py}/\nu \sigma_B$ は、梁せいが異なる為 一定ではないが、いずれの試験体も概ねアスペ クト比1.0である試験体からなる図-1の梁曲げ 降伏後の接合部破壊型のせん断入力量の範囲で ある。尚、BCJ-1.6とBCJ-1.6Jは、アスペクト比 が大きい場合における、接合部補強筋の接合部 終局強度への影響を検討することを目的とした。

## 3. 破壊性状と破壊形式

## 3.1 ひび割れ性状

どの試験体も,最初に梁曲げひび割れが生じ, その後,柱曲げひび割れ,接合部せん断ひび割 れ,梁せん断ひび割れの順で発生した。柱曲げ ひび割れについては,計算値が実験値とほぼ一



写真-1 接合部周辺の破壊状況

### 表一1 試験体形状及び寸法

	1	1=294[kN]	単位[mm]	35	0 35	
-Q ↓ ↓ +Q L=2000			H=1400 +P	I=1400 +P 		
+P 正負交番 繰り返し 梁端加力	+Q	$ \begin{array}{c} \begin{array}{c} \begin{array}{c} \\ \end{array} \\ \end{array} \\ \end{array} \\ \end{array} \\ \begin{array}{c} \\ \end{array} \\ \end{array} \\ \end{array} \\ \end{array} \\ \begin{array}{c} \\ \end{array} \\ $	▲-A'断面	40 ±C 上 在 助 (250 ×	40 140 140 140 面 : 250)	
	梁		柱	接合部		
試験	せ	上端・下端	<b>今</b> 十桩	補強	せん	
体名	い	主筋	土土肋 诸逊效	筋比	断入	
	D⊾	補強筋	1111 793 月力	[%]	*2 力量	
BCJ-0.6	150		12-D16	0.37	0.57	
BCJ-1.0	250		D6-@50	0.30	0.53	
BCJ-1.2	300	3-D13	中子筋無	0.35	0.50	
BCJ-1.6	400	D6-@80	12-D16	0.48	0.45	
BCJ-1.6J	400		D6-@50	0.24	0.45	
BCJ-2.0	500		中子筋有	0.43	0.40	

\*1 接合部補強筋比:P<sub>w</sub>= \_\_\_\_\_

- b。jb n:接合部補強筋(D6)の組数 (BCJ-0.6:1[組], BCJ-1.0:2[組], BCJ-1.2:3[組] BCJ-1.6:6[組], BCJ-1.6J:3[組], BCJ-2.0:7[組] aw:1 組の接合部補強筋の断面積,jb:梁主筋間距離
- \*2 理論梁曲げ降伏時のせん断入力量 (=<sub>t τ py</sub>/νσ<sub>B</sub>) <sub>t τ py</sub>:理論梁曲げ降伏時接合部せん断応力度

σ<sub>B</sub>: コンクリート圧縮強度, ν=0.8-σ<sub>B</sub>/235

表-2 使用材料の性質

鉄筋	D6	D13	D16
降伏強度[MPa]	435	702	395
ヤング係数[×10 <sup>5</sup> MPa]	1.87	1.93	1.84
コンクリート圧縮強度。	33.2		
コンクリートヤング係数	25	500	



致した。(表-3参照)ここで,柱の計算値の算 出では断面積,断面係数算出時に鉄筋の影響を 考慮した。接合部せん断ひび割れの実験値も, 表-3注脚に示す計算式で概ね評価できる。

最終変形時の接合部域のひび割れ状況を写真 -1,図-2に示す。接合部せん断ひび割れは, ほぼ接合部対角方向に伸びる傾向が見られた。

## 3.2 破壊性状

図-3には梁せん断力(P)-層間変形角(R)曲線の包絡線を,また,図-4,図-5には,最 大耐力時における,接合部域の最外縁に配筋さ れた梁主筋と柱主筋の歪み分布の例を示す。

アスペクト比が小さい BCJ-0.6 は, 実験終了ま

で梁主筋は降伏せず,梁の付根のコ ンクリートが圧潰し耐力低下を生じ た。接合部では小さいせん断ひび割 れ幅が確認されたが,コンクリート の剥落は見られなかった。又,最大 耐力時から最終変形時への耐力低 下は15[%]と小さい。

梁せいと柱せいが等しい BCJ-1.0 は最大耐力時近くの荷重で,梁接合 部端近傍の梁主筋が降伏していた。 BCJ-1.2 に関しては,接合部内にお いても梁主筋降伏がみられた。両 試験体共に,最大耐力後接合部域のコンクリートが剥落し,耐力低下を生じた。最大耐力時から最終変形時への耐力低下は,BCJ-0.6と同程度であった。加えて,上述した3体については,梁曲げ耐力理論値と,最大耐力が良く対応している。

アスペクト比が大きい BCJ-1.6, BCJ-1.6J, BCJ-2.0 は,最大耐力時に梁主筋は降伏せず,ま た最終変形時には接合部域のコンクリートの剥 落が激しく,最大耐力時から最終変形時への耐 力低下は24~33[%]となり,大きい値となった。

図-5の柱主筋については、どの試験体も、 最大耐力時に降伏は見られなかった。柱接合部



表-3 諸現象発生荷重(表中荷重:梁せん断力[kN]で表現)

武験体 最大 荷重	梁		柱		接合部				
	取八	主筋降伏		曲げひび割れ		せん断ひび割れ		終局強度	
	印里	計算值 *1	実験値	計算值 <sup>*2</sup>	実験値	計算值 * <sup>3</sup>	実験値	計算值 * <sup>4</sup>	実験値
BCJ-0.6	26.2	25.6	_	25.4	25.5	10.0	13.7	29.9	
BCJ-1.0	58.7	54.3	58.7	27.6	21.6	20.6	25.5	61.6	58.7
BCJ-1.2	70.3	70.2	70.3	28.9	27.5	26.7	31.4	79.4	70.3
BCJ-1.6	89.0	99.9		31.8	29.4	40.2	41.7	120.0	89.0
BCJ-1.6J	93.7	99.9	-	31.8	34.3	40.2	49.0	120.0	93.7
BCJ-2.0	125.5	129.8		35.3	39.2	56.7	58.8	168.9	125.5
*1 断面分割	去による曲	は「解析法	*3	$V_j = j_i \cdot b_i$	$\sqrt{c\sigma r^2 + c\sigma r^2}$		ĺ		ζ.

\*2  $M_e = ({}_e \sigma_1 + \sigma_0) \cdot Z_e$ ,  ${}_e \sigma_1 = 1.8 \sqrt{\sigma_P}$  \*4  $V_{ju} = 1.56 \sigma_B^{0.712} \cdot b_j \cdot D_e$  (靭性指針式 <sup>5)</sup>)  $M_e$ : 柱曲げひび割れモーメント,  $V_j$ : 接合部せん断ひび割れ強度,  $V_{ju}$ : 接合部せん断終局強度 σ₀: 軸応力度 **b**<sub>i</sub>:接合部有効幅

注) \*1~4は、[kgf]単位で算出した値を梁端荷重:P[kN]に換算したものである。

j<sub>b</sub>,j<sub>c</sub>:梁,柱応力中心間距離

端の圧縮側柱主筋の歪みは,理論柱曲げ解析の 値と比較して,接合部破壊の進展が影響し引張 側に移行している。

## 3.3 接合部の破壊性状

図-6には、代表的な試験体の梁せん断力(P) -接合部せん断変形角(γ)曲線を示す。アスペ クト比の大きい試験体では、最大耐力後の接合 部せん断変形の増加が著しい。最終変形時にお ける、接合部せん断変形の層間変位に占める割 合は、BCJ-0.6以外の試験体で、30~50[%]と大 きく、接合部の破壊が進行していることがわか る。

また、接合部のほぼ中央に配された補強筋の





BCJ-2.0については,接合部破壊型と判断できる。
 4. 接合部耐力に関する検討

 (1) 靭性指針<sup>5</sup>の接合部終局強度式
 靭性指針で定められている接合部終局強度式
 による接合部せん断力の計算値を表-4の計算
 式(1)に示す。靱性指針式ではアスペクト比の影

せい面(梁軸方向)の歪みは BCJ-0.6 ではほとん

ど歪まないが、他の試験体については、最大耐

前述の破壊性状より、アスペクト比の小さい

BCJ-0.6 については、梁曲げ破壊型, BCJ-1.0 と

BCJ-1.2 については、梁曲げ降伏後の接合部破壊

型, アスペクト比の大きい BCJ-1.6, BCJ-1.6J,

力時に降伏歪み近傍の値が測定された。

3.4 破壊形式

響が考慮されていないので、表に示すように、 アスペクト比がほぼ1.0の場合は概ね評価できて いるが、アスペクト比が 1.6 以上の試験体では 71~78[%]程度の危険側の誤差が生じる。

(2) RC 構造計算規準<sup>6)</sup>の柱せん断終局強度式 アスペクト比の大きな試験体の接合部は,荷 重の上昇に伴う梁部分の曲げひび割れによる開 ロと接合部域の付着劣化が原因で,図-7左図 のような応力状態になる。アスペクト比の増大 に伴い,接合部が長く,コンクリート圧縮スト ラットが急勾配となり,図-7右図のように接 合部が柱の逆対称加力実験に似た外力(梁主筋 の付着劣化に伴い<sub>B</sub>C+<sub>B</sub>Tの近傍となる)を受け

ることになる。この応力状態の類似性から、接



- 436 -

合部を柱の一部と見なし, 接合部の終局強度を 計算式(2)の柱せん断終局強度式を適用して求め 比較する。尚,せん断スパン比(M/Qd) について

## 表-4 接合部耐力の各計算式による値 と実験値との比較

封除休	宝驗値	計算式	計算式	計算式
ው ላዊ የት	天秋间	(1)	(2)	(3)
DCLIA	450	521	568	508
BCJ-1.0	432	(1.16)	(1.26)	(1.12)
BCJ-1.2	425	521	478	429
	435	(1.20)	(1.10)	(0.99)
BCJ-1.6	207	521	375	338
	297	(1.75)	(1.26)	(1.14)
BCJ-1.6J	204	521	359	323
	304	(1.71)	(1.18)	(1.06)
DCI 2.0	202	521	309	278
BCJ-2.0	292	(1.78)	(1.06)	(0.95)

(表中荷重:接合部せん断力[kN]で表現)

注) 表中の値は[kgf]単位で算出した後に[kN]単位に換算した ものであり、()内は(計算値/実験値)である。

### 計算式(1): 靭性指針の接合部終局強度式

 $V_{ju} = 1.56 \times \sigma_B^{0.712} \cdot b_j \cdot D_j$ 

 $D_i: 柱せい, b_i: 接合部有効幅, \sigma_B: コンクリート強度$ 

### 計算式(2):柱せん断終局強度式(柱幅に柱全幅を使用)

 $V_{jw} = \left\{ \frac{\mathbf{k}_{w} \cdot \mathbf{k}_{p} \cdot (\sigma_{B} + 180) \cdot 0.115}{M/Od + 0.12} + 2.7 \sqrt{\mathbf{p}_{w} \cdot \mathbf{w} \sigma_{y}} + 0.1 \sigma_{\theta} \right\} \cdot 0.8 D_{c} \cdot \mathbf{b}_{c}$ 

k<sub>u</sub>, k<sub>p</sub>:断面形状と引張鉄筋比による補正係数

M/Qd: せん断スパン比 (=j<sub>b</sub>/2d),σ<sub>0</sub>: 軸応力度

**p**<sub>w</sub>, <sub>w</sub>σ<sub>y</sub>: 横補強筋比と補強筋降伏強度

j<sub>b</sub>:梁主筋間距離, D<sub>c</sub>, b<sub>c</sub>:柱せいと柱幅, d:柱有効せい

計算式(3):柱せん断終局強度式



は、1≦M/Qd≦3 の範囲と定められているが<sup>6</sup>、 ここでは接合部の形状を考慮するため、アスペ クト比に関連する M/Qd について、M/Qd < 1 の 範囲においても適用する。

柱せん断終局強度式により求めた接合部せん 断力の計算値を, 表-4の計算式(2)に示す。接 合部破壊が顕著であったアスペクト比が大きな 試験体において, 6~26[%]程度の誤差で, 靭性 指針式より良い対応が見られた。

ここでの比較では、柱せん断終局強度式の柱 幅を柱の全幅としたが、今回の試験体において 梁幅と柱幅が異なることを考慮し、柱幅に梁幅 と柱幅の平均値を用いることを試みた。算出し た接合部せん断力を表-4の計算式(3)に示す。 全試験体について1~14[%]程度の違いで、柱の 全幅とする場合よりも良い対応が見られた。

各試験体の接合部せん断耐力各式と,実験値 との対応関係を図-8に示す。図から,接合部 せん断耐力にはアスペクト比が関係することが 理解できる。

### 5. 層間変形の検討

層間変形は,梁変形,柱変形,及び接合部変 形の和からなる。梁は塑性域が生じる応力を受



図-9 層間変形の実験値と計算値の比較

ける為,梁接合部端近傍から梁反曲点区間の梁 変形には,梁主筋の接合部からの抜け出しによ る変形と,梁接合部端近傍のひび割れによって 生ずる剛性低下による変形が加わる。ここでは, 層間変形の構成要素の算出を梁と柱変形につい ては,剛性低下率の式<sup>8)</sup>を,また,接合部変形に は実測値を用いて行い,実測値との比較を行う。 この方法により算出した計算値と実測値との最 大耐力時までの比較を図-9に示す。

この方法はアスペクト比が 1.0~1.6 の試験体 では実測値とよく対応するが, 0.6 と 2.0 の試験 体では対応が悪くなる。この結果について検討 してみると<sup>¬</sup>, アスペクト比が大きい試験体につ いては, 梁変形における梁主筋の抜け出し量と, 梁危険断面近傍の剛性低下等の評価に問題があ るためと考えられる。また, アスペクト比が小 さい試験体では, 梁付け根部分におけるコンク リートのめり込み量が大きい為に, 梁変形を正 確に評価できなかった為と考えられる。

## 6. まとめ

本研究により得られた知見を以下に示す。

- 既往の接合部破壊モード分類から判断して、 梁曲げ降伏後の接合部破壊型となるように設 計した、接合部アスペクト比の大きいBCJ-1.6、 BCJ-1.6J、BCJ-2.0の試験体において、梁主 筋は降伏せず、接合部破壊した。BCJ-1.6と BCJ-1.6J間のこの程度の接合部補強筋量の差 では、耐力と変形性状に関する影響は現われ なかった。
- 2) 最大耐力時の層間変位は、アスペクト比 0.6 と 2.0 の場合を除いて、梁と柱変形に剛性低 下率の式、接合部変形に実測値を用いた場合 に良い対応が見られた。
- アスペクト比が大きくなると、靭性指針式で は接合部耐力を正しく評価できない。接合部 の設計にはアスペクト比の影響を考慮しなけ ればならない。
- 4) 接合部を,柱の一部と見なし,接合部の耐力 算定時に柱せん断終局強度式を用いると,靭

性指針式より良い対応が見られる。又,その 際の接合部幅を有効幅とすると,より良い対 応が見られた。

## 謝辞

本研究は,東京工業大学物理研究センターとの共同研究であり,又,本研究の一部として, 日本学術振興会科学研究費補助金(基盤研究 (c)(2),研究代表者上村智彦)の援助を得ました。

## 参考文献

- ZHANG, L and JIRSA, J. O.: A STUDY OF SHEAR BEHAVIOR OF REINFORCED CONCRETE BEAM-COLUMN JOINTS, PMESEL REPORT NO.82-1, THE UNIVERSITY OF TEXAS AT AUSTIN, Feb 1982.
- 2) 寺岡勝,狩野芳一,小林勝已:鉄筋コンクリート造内部柱・梁接合部のせん断強度に関する調査及び検討一普通コンクリートを用い, 直交梁のない場合-,構造工学論文集, Vol.37B, pp.365-378, 1991.3
- 石川祐次、上村智彦:鉄筋コンクリート内部
   梁・柱接合部のせん断耐力に関する実験研究、 コンクリート工学年次論文報告集, Vol.12, No.2, pp.669-674, 1990.6
- 4) 乗物丈巳,上村智彦,ほか:RC内部梁・柱接 合部終局強度への諸因子の影響,日本建築学 会大会学術講演梗概集,構造IV, pp.109-110, 1995.8
- 5) 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(案)・同解説, 1997.7
- 6) 日本建築学会:鉄筋コンクリート構造計算規
   準・同解説, 1999.11
- 7) 吉岡直子,上村智彦:内部梁・柱接合部を含 む架構における梁主筋降伏時の耐力と変形, コンクリート工学年次論文集, Vol.23, No.3, pp.367-372, 2001.7
- ぎ野俊介:鉄筋コンクリート部材の復元力特 性に関する研究,コンクリート・ジャーナル, vol.11, No.2, pp.1-9, 1973.2