

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 静雄^{*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靱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ると導かれたもので, 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^{1),2)}, 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³⁾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發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($e \tau_{pu}$), 横軸に理論梁曲げ降伏荷重時の接合部せん断応力度($i \tau_{py}$)を各々コンクリート有効圧縮強度($v \sigma_B$)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)

ネルとし、パネルの幅を、柱幅と梁幅の平均値とした⁴⁾。接合部せん断入力量 $t \tau_{py} / \nu \sigma_B = 0.53$ 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-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 $t \tau_{py} / \nu \sigma_B$ 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

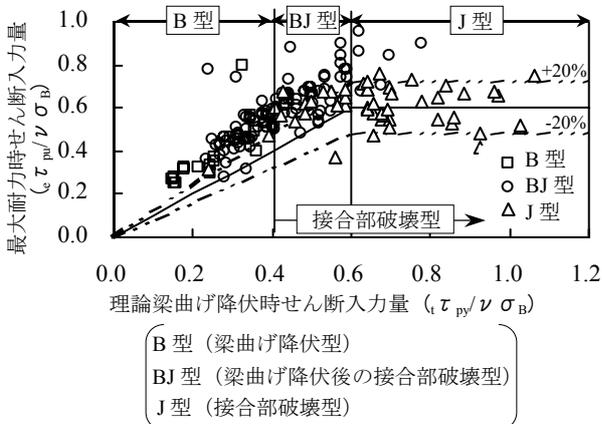
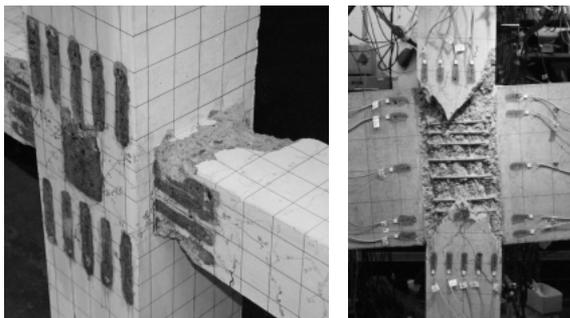


図-1 接合部せん断入力量 ($t \tau_{py} / \nu \sigma_B$) による破壊モード分類



BCJ-0.6: 実験終了時 BCJ-2.0: 最終変形時
写真-1 接合部周辺の破壊状況

表-1 試験体形状及び寸法

試験体名	梁		柱	接合部	
	せい	上端・下端主筋補強筋	全主筋補強筋	補強筋比 [%]	せん断入力量
BCJ-0.6	150	3-D13 D6-@80	12-D16	0.37	0.57
BCJ-1.0	250		D6-@50	0.30	0.53
BCJ-1.2	300		中子筋無	0.35	0.50
BCJ-1.6	400		12-D16	0.48	0.45
BCJ-1.6J			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: $P_w = \frac{a_w \cdot n}{b_c \cdot j_b}$
 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]〕

a_w : 1組の接合部補強筋の断面積, j_b : 梁主筋間距離

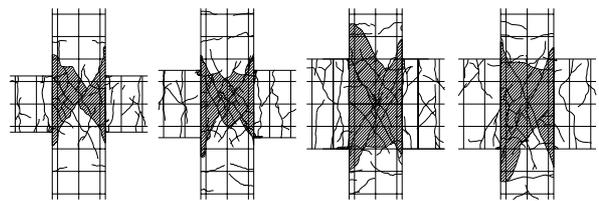
*2 理論梁曲げ降伏時のせん断入力量 ($= t \tau_{py} / \nu \sigma_B$)

$t \tau_{py}$: 理論梁曲げ降伏時接合部せん断応力度

σ_B : コンクリート圧縮強度, $\nu = 0.8 - \sigma_B / 235$

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 [$\times 10^5$ MPa]	1.87	1.93	1.84
コンクリート圧縮強度 σ_B [MPa]	33.2		
コンクリートヤング係数 E_c [MPa]	25500		



BCJ-1.0 BCJ-1.2 BCJ-1.6 BCJ-1.6J
図-2 接合部周辺の破壊状況

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)ー層間変形角(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

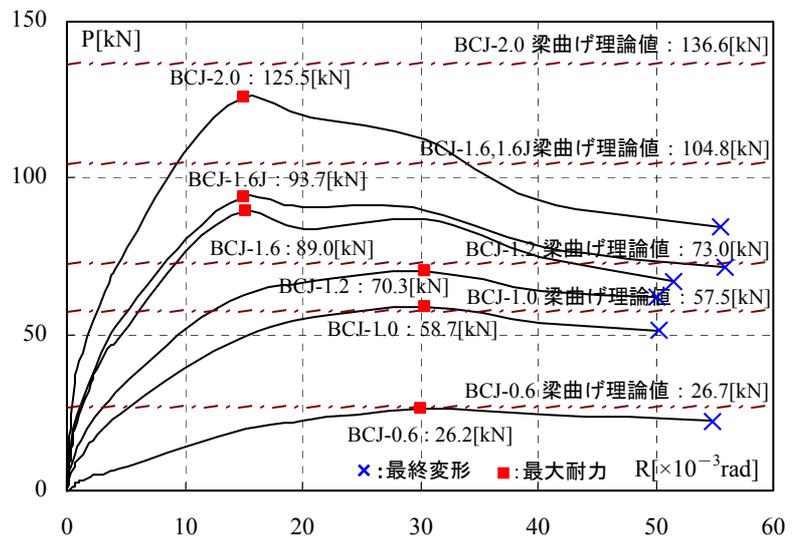


図-3 梁せん断力(P)ー層間変形角(R)曲線

表-3 諸現象発生荷重(表中荷重:梁せん断力[kN]で表現)

試験体	最大荷重	梁		柱		接合部			
		主筋降伏		曲げひび割れ		せん断ひび割れ		終局強度	
		計算値*1	実験値	計算値*2	実験値	計算値*3	実験値	計算値*4	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 断面分割法による曲げ解析法

*3 $V_j = j_c \cdot b_c \sqrt{c \cdot \sigma_t + c \cdot \sigma_r} \cdot \sigma_o$ (主応力説)

*2 $M_c = (c \cdot \sigma_t + \sigma_o) \cdot Z_c$, $c \cdot \sigma_t = 1.8 \sqrt{\sigma_B}$

*4 $V_{ju} = 1.56 \sigma_B^{0.712} \cdot b_j \cdot D_c$ (靱性指針式⁵⁾)

M_c : 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

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。

Z_c : 断面係数
 σ_o : 軸応力度
 b_j : 接合部有効幅
 j_{bc} : 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

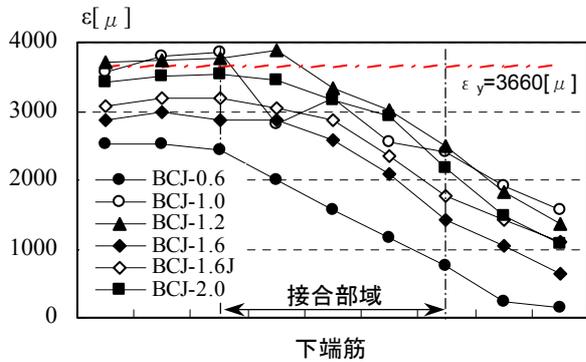


図-4 最大耐力時における梁主筋の歪み分布

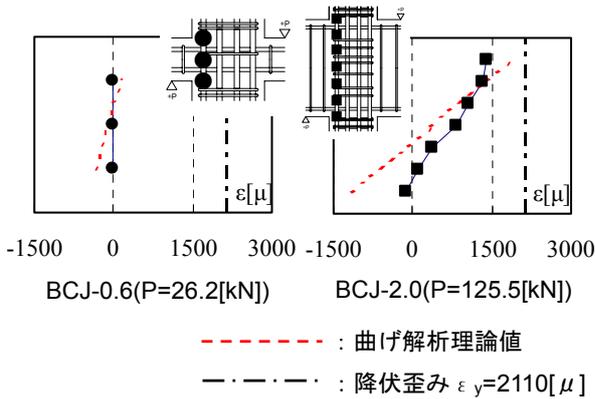


図-5 最大耐力時における柱主筋の歪み分布

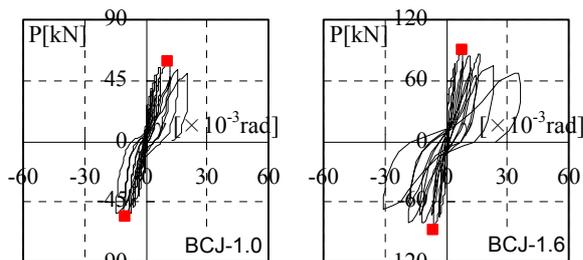


図-6 接合部せん断変形角

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、最大耐力時に降伏歪み近傍の値が測定された。

3.4 破壊形式

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, 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) 靱性指針⁵⁾の接合部終局強度式

靱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⁶⁾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口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 B_C+B_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

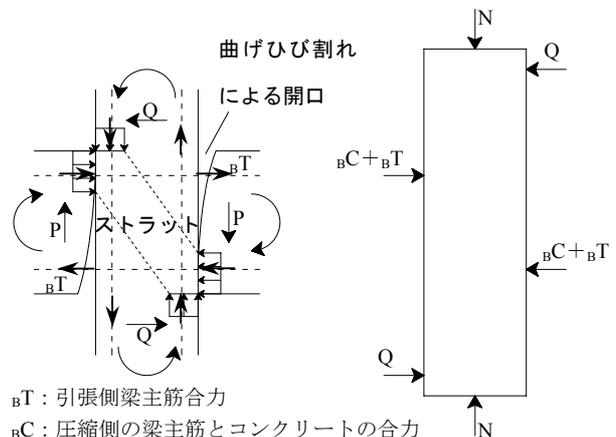


図-7 最大耐力算定モデル

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

(表中荷重：接合部せん断力 [kN] で表現)

試験体	実験値	計算式 (1)	計算式 (2)	計算式 (3)
BCJ-1.0	452	521 (1.16)	568 (1.26)	508 (1.12)
BCJ-1.2	435	521 (1.20)	478 (1.10)	429 (0.99)
BCJ-1.6	297	521 (1.75)	375 (1.26)	338 (1.14)
BCJ-1.6J	304	521 (1.71)	359 (1.18)	323 (1.06)
BCJ-2.0	292	521 (1.78)	309 (1.06)	278 (0.95)

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)：靱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_j ：柱せい, b_j ：接合部有効幅, σ_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)

$$V_{ju} = \left\{ \frac{k_u \cdot k_p \cdot (\sigma_B + 180) \cdot 0.115}{M/Qd + 0.12} + 2.7 \sqrt{p_w \cdot w \cdot \sigma_y} + 0.1 \sigma_0 \right\} \cdot 0.8 D_c \cdot b_c$$

k_u, k_p ：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 ($=j_b/2d$), σ_0 ：軸応力度

p_w, w, σ_y ：横補強筋比と補強筋降伏強度

j_b ：梁主筋間距離, D_c, b_c ：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

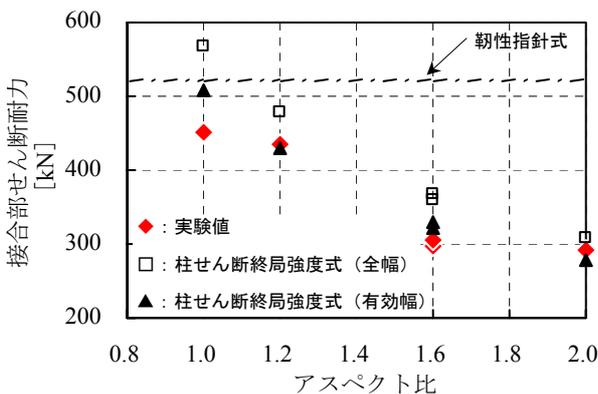


図-8 接合部耐力の各計算式との対応

は、 $1 \leq M/Qd \leq 3$ の範囲と定められているが⁶⁾、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、靱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

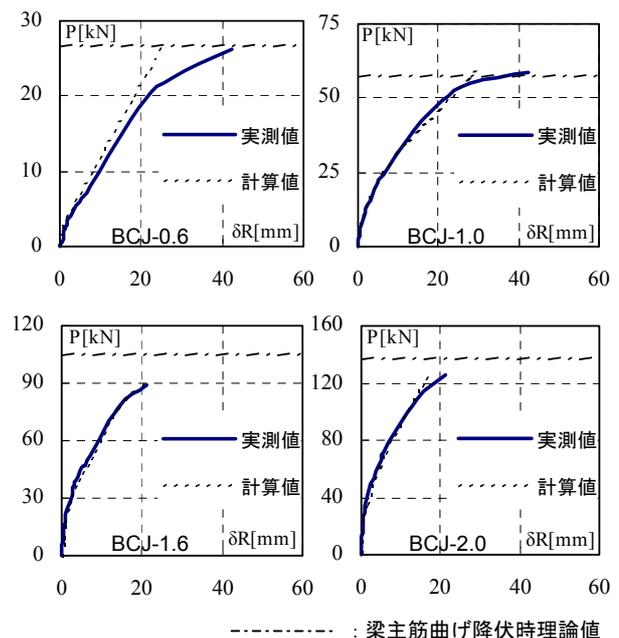


図-9 層間変形の実験値と計算値の比較

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⁸⁾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⁷⁾、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。

- 1) 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。
- 3) アスペクト比が大きくなると、靱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、靱

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

- 1) 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, 小林勝巳: 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—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
- 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靱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
- 8) 菅野俊介: 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