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検討

(接合部データベース解析 その1)

SHEAR STRENGTH OF INTERIOR R/C BEAM-COLUMN JOINT

(Database study on beam-column joints Part 1)

村上秀夫*, 藤井 栄**, 石渡康弘***, 森田 司郎****

Hideo MURAKAMI, Shigeru FUJII, Yasuhiro ISHIWATA
and Shiro MORITA

Collecting available 332 test data, the database of interior beam-column joints was constructed. In this paper, analyzing the previous test specimens, which were failed in joint shear before beam hinging, the joint shear strength was examined. Following findings were obtained: (1) Joint shear strength was greatly influenced by concrete strength $[\sigma_B]$. However, axial column compressive stress level and joint shear reinforcement ratio were not major factors for joint shear strength. (2) Joint shear strength $[\tau_p]$ was evaluated to be proportional to $\sigma_B^{0.712}$. (3) Specimen size and shape does not affect significantly on joint shear strength. (4) Shear failure in joint before beam hinging can be classified by the ratio of joint shear strength to the joint shear stress at beam flexural capacity $[\tau_p/\tau_u]$.

Keywords: Reinforced Concrete, Interior Beam-Column Joints, Joint Shear Strength, Scale Effect, Failure mode, Database
鉄筋コンクリート, 内部柱・梁接合部, 接合部せん断強度, 寸法効果, 破壊モード, データベース

1. はじめに

鉄筋コンクリート造建築物の柱・梁接合部(RC接合部)に関する規定は、終局強度型耐震設計指針¹⁾によって、初めて具体的に定められた。しかしながら、適用できるコンクリートおよび鉄筋の材料強度は、普通強度材料に対するものであり、高強度材料にまで適用できるものではない。また、靱性設計小委員会報告書²⁾では、RC接合部の形状や拘束状態による影響を考慮することにより、終局強度型耐震設計指針による式を部分的に修正した算定式を提案している。これらの設計式は、いずれも実験結果を基に導出され、提案された時点での研究成果が反映されているものであり、資料の蓄積に応じて更新されるべきものである。さらに、1995年1月17日に発生した兵庫県南部地震では、RC接合部のパネル部分に著しい損傷を受けた建築物が数多く見られたことから、接合部に関する耐震性能評価への関心が益々高まっている³⁾。このため、日本建築センターでは、RC接合部の脆性的な破壊を防止する目的で、現行規定⁴⁾への補足を解説するに至っている⁵⁾。一方、RC内部接合部のマクロモデルに基づくせん断耐力評価には、小河原ら⁶⁾、上村⁷⁾、柁井ら⁸⁾、李ら⁹⁾、市之瀬ら¹⁰⁾のモデルが提案されている。しかし、これらのモデルは、種々のケースについてすべて適応できるものではなく、広く認められたモデルは、未だ得られていないのが現状である。

RC接合部に関する実験資料は、近年、接合部が非常に重要な設計部位であることが認識されてきた現状を反映して、かなりの数のデータが、この十数年間で蓄積されている。しかしながら、各実験ごとに種々の影響因子の変動範囲が異なるため、これらの複合的な効果を分離して実験的に評価することができず、それらの相関については、十分に検討されていないのが実状である。したがって、現時点までの実験研究成果を広く総合して同一の尺度で分析し、設計の用に資することは、非常に有意義であると考えられる。

既往の実験結果を統計的に分析・検討した研究には、寺岡ら¹¹⁾¹²⁾、草刈ら¹³⁾、Bonacciら¹⁴⁾の研究がある。その中でも、寺岡らは、普通強度のコンクリートを用いた平面十字形の試験体を収集し、種々の影響因子による効果を重回帰分析することによって、接合部せん断強度の算定式を提案している。また、架構の変形性能についても、定量的に評価しており、かなりの良好な適合性があることを示している。しかしながら、各種の影響要因の有意性は、収集データから示されているものの、それらの効果のメカニズムについては、十分には解明されておらず、設計式としては、幾分複雑になっている。

本研究では、既往の実験資料を広範囲に収集することにより、利用できるほとんどすべてのデータを網羅した詳細なデータベースを作成した。そして、高強度材料にまで包括できる評価法を得るため

* 鴻池組技術研究所

** 京都大学大学院工学研究科環境地球工学専攻 助教授・工博

*** 鉄建建設技術研究所

**** 京都大学大学院工学研究科環境地球工学専攻 教授・工博

Research Institute of Technology, Konoike Construction

Assoc. Prof., Dept. of Global Environment Engineering, Kyoto University, Dr. Eng.

Technical Research Institute, Tekken Corporation

Prof., Dept. of Global Environment Engineering, Kyoto University, Dr. Eng.

に、十字形RC接合部のせん断性能に与える種々の影響因子の効果を直接比較できるデータを抽出して評価を試み、総括したものである。なお、本稿は、接合部のせん断強度についてとりまとめたものであり、架構の変形性能については、(その2)で報告する。

2. 接合部データベースの作成

収集した試験体(総数:332体)は、梁主筋が接合部内で通し配筋されている十字形RC接合部(直交梁やスラブが取り付け試験体も含む)であり、1976年から1993年の間に発表された国内外の学術論文から収集した(付表-1)。そして、試験体の形状、配筋方法、材料強度、梁荷重と変形角の関係(包絡線)および破壊モードなどを整理することによって、詳細なデータベースを作成した。なお、軽量コンクリートを用いた試験体、主筋に継手を有する試験体、二方向載荷を行った試験体など、特殊なものについては、収集の対象外とした。また、破壊モードは、各研究者の判断(論文中の記述)に従うが、判別が不明確な試験体については、架構およびパネル部の変形状態を文献から確認することによって判断している。

図1に破壊モードの分類を示す。最終的に梁が曲げ破壊した試験体[F型]および梁の曲げ降伏後に接合部がせん断破壊した試験体[FS型]は、それぞれ129体、144体であり、梁曲げ降伏先行型の実験が、全体の約82%(273体)を占めていた。また、梁の曲げ降伏前に接合部がせん断破壊した試験体[S型]は、59体であり、RC接合部のせん断強度を直接評価できる試験体は、比較的少なかった。

表1に主な要因データの範囲を示す。接合部内のコンクリート強度 $[\sigma_B]$ は、191~1192kgf/cm²の範囲で用いられ、約半数(162体)の試験体が、400kgf/cm²未満のコンクリートを使用している。また、600kgf/cm²以上の高強度コンクリートを使用した試験体は、約18%

図1 破壊モードの分類

(61体)であった。柱軸力比 $[\eta = N/(b_c \cdot D_c \cdot \sigma_B)]$ 、 N :柱軸圧縮力]は、0~0.485の範囲で設定され、0.2未満の柱軸力比を与えた試験体は、約73%(242体)、0.3以上の高軸力比を与えた試験体は、約10%(34体)であった。接合部内のせん断補強筋比 $[p_w]$ は、0~2.44%の広範囲に渡って実験が行われ、0.2%以上0.5%未満のせん断補強筋比を配した試験体が、約42%(140体)と最も多かった。なお、収集した試験体の約77%(254体)は、平面十字形の接合部(直交梁およびスラブが取り付けられない試験体)であり、接合部パネルの形状を正方形($D_c/D_b = 1$, D_c :柱せい, D_b :梁せい)とした試験体は、約60%(196体)を占めた。

3. 接合部せん断応力の算定方法

図2に試験体の形状寸法と外力条件を示す。接合部のせん断応力 $[\tau_j]$ は、終局強度型耐震設計指針による考え方に基いて、(1)式によって定義した。ここで、接合部のせん断力 $[Q_j]$ は、梁端に生じる曲げモーメント $[M_b]$ を $(7/8) \cdot d_b$ とする梁断面の応力中心間距離 $[j_b]$ で除した値から柱のせん断力 $[Q_c]$ を差し引くことによって求めている。なお、最近の研究¹⁵⁾では、梁断面の応力中心間距離が通し配筋された梁主筋の付着劣化に伴って変化することを考慮し、接合部入力せん断力が梁の曲げモーメントに比例しないことを指摘している。この研究は、接合部のせん断抵抗機構を究明する上

図2 試験体の形状寸法と外力条件

表1 主な要因データの範囲

要因データ	F型	FS型	S型
柱断面寸法 $[b_c \times D_c]$ (cm×cm)	22×22 ~ 85×85	22×22 ~ 66×66	15×15 ~ 46×50
梁断面寸法 $[b_b \times D_b]$ (cm×cm)	16×22 ~ 52×75	15×25 ~ 60×60	15×15 ~ 40×63
アスペクト比 $[D_c/D_b]$	0.83 ~ 2.00	0.75 ~ 1.19	0.57 ~ 1.13
コンクリート強度 $[\sigma_B]$ (kgf/cm ²)	191 ~ 944	197 ~ 1192	210 ~ 1091
梁主筋の引張鉄筋比 $[b_{pt}]$ (%)	0.26 ~ 3.22	0.54 ~ 4.27	1.45 ~ 4.27
梁主筋の降伏強度 $[\sigma_y]$ (kgf/cm ²)	2890 ~ 8750	2940 ~ 9308	3519 ~ 10900
接合部のせん断補強筋比 $[p_w]^*$ (%)	0 ~ 2.10	0 ~ 2.44	0 ~ 1.72
接合部せん断補強筋の降伏強度 $[\sigma_{wy}]$ (kgf/cm ²)	3060 ~ 14800	2400 ~ 14846	2970 ~ 14194
接合部のせん断補強筋量 $[p_w \cdot \sigma_{wy}]$ (kgf/cm ²)	0 ~ 132.7	0 ~ 95.3	0 ~ 66.5
柱軸力比 $[\eta]$	0 ~ 0.480	0 ~ 0.440	0 ~ 0.485

[注] *: 接合部のせん断補強筋比 $[p_w]$ は、梁上下端筋の重心間に配されたせん断補強筋に対して算出した。

$p_w = \Sigma A_w / (b_c \cdot j)$ $[b_c$:柱幅, j :梁主筋の重心間距離, ΣA_w :梁主筋の重心間に配されたせん断補強筋の全断面積]

で非常に興味深い、本稿では、実用設計上有効な評価を得ることを念頭に、梁断面の応力中心間距離を $(7/8) \cdot d_b$ と仮定して接合部せん断力を計算した。

$$\tau_j = \frac{Q_j}{b_j \cdot D_j} = \frac{1}{b_j \cdot D_j} \cdot \left\{ \frac{M_{b1}}{j_{b1}} + \frac{M_{b2}}{j_{b2}} - Q_c \right\}$$

$$= \frac{\Sigma Q_b}{b_j \cdot D_j} \cdot \left\{ \frac{L_o/2}{j_b} - \frac{L_o + D_c}{2 \cdot (H_o + D_b)} \right\} \quad \dots (1)$$

ここで、 $b_j = \frac{b_c + b_b}{2}$ 、 $D_j = D_c$

Q_j : 接合部のせん断力
 Q_b : 梁のせん断力
 b_c : 柱幅 b_b : 梁幅
 b_j : 接合部の有効幅
 H_o : 柱のクリアスパン
 j_{b1}, j_{b2} : 左右梁断面の応力中心間距離 $[=(7/8) \cdot d_b]$
 d_{b1}, d_{b2} : 左右梁の有効せい
 Q_c : 柱のせん断力
 M_{b1}, M_{b2} : 左右梁端の曲げモーメント
 D_c : 柱せい D_b : 梁せい
 D_j : 接合部の有効せい $[=D_c]$
 L_o : 梁のクリアスパン

図3に(1)式によって求めた接合部の最大せん断応力の実験値 $[\tau_p]$ と梁曲げ耐力時における接合部せん断応力の計算値 $[\tau_u]$ との関係を示す。ここで、梁曲げ耐力の算定には、以下に示す略算式を

図3 接合部せん断強度の実験値と梁曲げ耐力時における計算値の関係

図4 既往の算定式による接合部せん断強度の計算値と実験値の比較

終局強度型耐震設計指針式 $[\tau_{指針式}]$

$$\tau_{指針式} = Q_j / (b_j \cdot D_c) = \kappa \cdot \sigma_B \quad [\text{kgf/cm}^2]$$

κ : 0.30 (十字形 内柱接合部)
 0.18 (ト形, L形 外柱接合部)

靱性設計小委員会式 $[\tau_{靱性式}]$

$$\tau_{靱性式} = Q_j / (b_j \cdot D_c) = \kappa \cdot \phi \cdot F_j \quad [\text{kgf/cm}^2]$$

κ : 3 (十字形 接合部)
 2 (ト形, T形 接合部)
 1 (L形 接合部)
 ϕ : 1.1 (両側直交梁付き)
 1.0 ($p_w \cdot \sigma_{wy} / \sigma_B \geq 0.1$)
 0.9 (上記以外)

$$F_j = 0.1 \times \sigma_B$$

ただし、 $\sigma_B > 360$ の時

$$F_j = 0.04 \cdot \sigma_B + 20$$

$$\phi = 0.9$$

ACI規準式 $[\tau_{ACI式}]$

$$\tau_{ACI式} = Q_j / (b_c \cdot D_c) = \gamma \cdot \sqrt{\sigma_B} \quad [\text{psi}]$$

γ : 20 (立体十字形 接合部)
 15 (平面十字形 接合部)
 12 (ト形, L形 接合部)

寺岡式 $[\tau_{寺岡式}]$

$$\tau_{寺岡式} = Q_j / (b_j \cdot j_c) = 0.152 \cdot b_p t^{0.21} \cdot (\sigma_B + 174) \cdot \alpha + 0.25 \cdot p_w \cdot \sigma_{wy} \quad [\text{kgf/cm}^2]$$

$$\alpha = (j_b + j_c) / \sqrt{j_b^2 + j_c^2}$$

ただし、 $p_w \cdot \sigma_{wy} \geq 40$ の時

$$p_w \cdot \sigma_{wy} = 40 \text{ とする}$$

j_c : 柱断面の応力中心間距離

$$[=(7/8) \cdot d_c]$$

d_c : 柱の有効せい

用いて算出し、梁軸方向のスラブ筋は、計算上考慮していない。

$$Q_{bu} = \frac{M_{bu}}{L_o/2}, \quad M_{bu} = \frac{7}{8} \cdot a_t \cdot \sigma_y \cdot d_b \quad \text{--- (2)}$$

Q_{bu} : 梁曲げ耐力時の梁せん断力 M_{bu} : 梁終局曲げモーメント
 a_t : 引張鉄筋の全断面積 σ_y : 引張鉄筋の実降伏強度

同図より、F型、FS型試験体では、計算値に対する実験値の比の平均値が、それぞれ 1.30、1.10 となった。一方、S型試験体では、実験値が梁曲げ耐力で定まる計算値を下回ることが確認できる。

梁降伏先行型の破壊を生じたF型、FS型試験体の比率の相違は、FS型試験体で接合部せん断破壊が生じた変形レベルの相違による梁主筋応力レベルの違い、さらに楠原らの研究¹⁵⁾に指摘される梁通し筋の付着劣化による梁断面応力中心間距離の変化(減少)に起因するといえる。特に後者が支配的な場合、梁降伏以後の破壊モードの判別には、塑性域での接合部入力せん断力の増加と梁曲げ耐力の変化を評価する必要があるが、塑性域での繰返しによる付着劣化過程や接合部せん断劣化過程の検討を要し、今後の課題である。

4. 既往のせん断強度算定式との比較

S型試験体の内、平面十字形の形状をした接合部(50体)を用いて、既往のせん断強度算定式の適合性を調査した。図4に既往の算定式による接合部せん断強度の計算値と実験値の比較を示す。接合部のせん断強度をコンクリート強度の一次関数で評価した終局強度型耐震設計指針式は、コンクリート強度が 500 kgf/cm^2 を越えると、危険側の評価を与える傾向が見られた。また、靱性設計小委員会式では、実験結果の下限値を与える傾向があり、計算値に対する実験値の比の平均値は、1.16 となった。ACI規準式¹⁶⁾においては、計算値に対する実験値の比の平均値が、1.24 となり、コンクリート強度が高いものほど安全側の評価を与えている。このことから、高強度コンクリートを用いた場合、コンクリート強度に比例した評価では過大評価となり、平方根に比例する評価では、幾分過小評価となることからわかる。一方、寺岡らによる算定式は、本データベースに対しても実験結果を比較的精度良く評価していることが確認できる。

5. 接合部せん断強度式の導出

現在までに蓄積されたすべてのデータを用い、種々の影響因子に

(コンクリート強度だけが異なる試験体)
 図5 接合部せん断強度の実験値とコンクリート強度の関係

よる効果を分離して評価することを試みる。ここでは、接合部せん断強度に影響を与えと考えられる主要な因子として、コンクリート強度、柱軸力比および接合部内のせん断補強筋比を取り上げた。

(1) コンクリート強度の影響

コンクリート強度の相違だけが接合部のせん断強度に与える影響を調べるために、柱軸力比およびせん断補強筋比がほぼ同じレベルにある試験体を抽出した。抽出した試験体は、柱軸力比が 0.064~0.167, せん断補強筋比が 0.308~0.474% の条件を満たし、コンクリート強度のみが異なる試験体(10体)である。図5には、これらの試験体における接合部せん断強度の実験値とコンクリート強度との関係を示すが、両者の間には強い相関が認められ、この関係を表す回帰式[$f(\sigma_B)$]を図中に示す。

(2) 柱軸力比の影響

柱軸力比だけが異なる試験体の数は十分でないため、実験値をコンクリート強度の効果を表す図5中の式を用いて無次元化した上で、せん断補強筋比が 0.308~0.474% の範囲で柱軸力比だけが異なる試験体(20体)を抽出することにより、柱軸力比に関する効果を調べた。図6に無次元化したせん断強度の実験値[$\tau_p / f(\sigma_B)$]と柱軸力比の関係を示す。接合部のせん断強度は、柱軸力比の増大に伴い若干高くなる傾向があるものの、この効果による影響は、かなり小さいことがわかる。なお、柱軸力比の相違が接合部せん断強度に与える効果を表す回帰式[$f(\eta)$]を図中に示す。

(3) せん断補強筋比の影響

図7に接合部せん断強度の実験値を図5、図6中の式で無次元化した値[$\tau_p / \{f(\sigma_B) \cdot f(\eta)\}$]とせん断補強筋比との関係を全試験

図6 $\tau_p / f(\sigma_B)$ と柱軸力比の関係

図7 $\tau_p / \{f(\sigma_B) \cdot f(\eta)\}$ とせん断補強筋比の関係

体(50体)について示す。また、せん断補強筋比の相違が接合部せん断強度に与える効果を表す回帰式[$f(p_w)$]を図中に示す。同図より、接合部のせん断強度は、せん断補強筋比の増加に伴って若干高くなる傾向を示したが、量的にはかなり小さいものと言える。接合部内におけるせん断補強筋比の増大が、せん断強度の上昇にあまり寄与しないことは、従来の個々の実験研究でも指摘されている。これは、せん断補強筋を介して直接せん断力を伝達する十分なトラス機構が生じにくいことを意味しており、柁井ら⁸⁾の既往のマクロモデル解析でも示されている結果である。また、柏崎ら¹⁷⁾のFEM解析によると、せん断補強筋比が小さい範囲(0.20%程度以下)では、接合部せん断強度が上昇する効果のあることが指摘されているが、本データベースでは、せん断補強筋比の低い範囲での効果を直接検証することはできなかった。

(4) 接合部せん断強度の推定式

上述のように、柱軸力比およびせん断補強筋比が接合部せん断強度自体に与える影響は極めて低く、コンクリート強度の相違による影響の方が支配的になっていることが改めて確認できたため、平面十字形の形状をしたすべてのS型試験体(50体)を用いて、接合部のせん断強度をコンクリート強度の関数として定式化することにした。図8に接合部せん断強度の実験値とコンクリート強度の関係を示し、以下の接合部せん断強度 $[c\tau_p]$ を与える回帰式が得られた。

$$c\tau_p = 1.56 \times \sigma_B^{0.712} \quad [\text{kgf/cm}^2] \quad \text{--- (3)}$$

上式は、コンクリート強度だけが異なる試験体について得られた図5中の式とほぼ近似していることがわかる。また、この算定値に対する実験値の比 $[\tau_p/c\tau_p]$ の平均値は、1.00であり、変動係数は、0.102であった。ここで、両側に直交梁が取り付いた試験体[○印：7体、被覆率：37～100%(平均値：57.4%)]との比較では、直交梁による接合部の拘束効果によってせん断強度が上昇する傾向が見られ、(3)式による算定値に対する実験値の比は、0.88～1.26(平均値：1.08)の範囲にあった。なお、被覆率と接合部せん断強度の上昇率との間には、明瞭な相関性は見られなかった。

6. 接合部せん断強度推定式と種々の影響因子との適合性

(1) 柱軸力比と接合部せん断補強筋

図9に(3)式による算定値に対する実験値の比 $[\tau_p/c\tau_p]$ と柱軸力比の関係を示す。ここで、図中に示した実線は、同一研究者による実験結果のうち、接合部の断面形状や配筋方法および使用材料強度がほぼ同じ試験体を結んでいる。同図より、柱軸力比の相違による適合性の変動はほとんど見られず、個々の実験研究においてもあまり差が見られなかったことが確認できる。また、せん断補強筋比の相違による適合性についても、顕著な変動は見られなかった。

図10には、接合部のせん断補強筋比にせん断補強筋の降伏強度 $[\sigma_{wy}]$ を乗じたせん断補強筋量 $[p_w \cdot \sigma_{wy}]$ を横軸にした適合性の変動を示す。同図においても直接比較できる試験体を実線で結んであるが、せん断補強筋量の相違による適合性の変動は、あまり見られない。なお、接合部せん断補強筋の降伏強度を直接の実験因子にしている研究はこれまでに無く、降伏強度の相違による影響については明確ではない。

図8 接合部せん断強度の実験値とコンクリート強度の関係

図9 $\tau_p/c\tau_p$ と柱軸力比の関係

図10 $\tau_p/c\tau_p$ とせん断補強筋量の関係

図11 $\tau_p/c\tau_p$ と梁主筋の引張鉄筋比の関係

(2) 梁主筋の引張鉄筋比

図11に(3)式による算定値に対する実験値の比 $[\tau_p/c\tau_p]$ と梁主筋の引張鉄筋比 $[b_p t]$ の関係を示す。引張鉄筋比の増大は、接合部のせん断強度を大きくする傾向があると読みとれる。梁主筋の引張鉄筋比が高くなることは、梁主筋本数の増加または梁主筋径が大きくなることを意味するため、最大耐力時に生じていると思われる梁主筋の付着応力 $[\tau_t]$ についても検討を行った。図12には、最大耐力時の付着応力をコンクリート強度の平方根で無次元化した付着指標値¹⁸⁾ $[\tau_t/\sqrt{\sigma_B}]$ に対する適合性の変動を示す。ここで、付着応力の算定には、最大耐力時における梁危険断面位置での梁主筋の引張応力 $[\sigma_t]$ を $(7/8) \cdot d_b$ と仮定した梁断面の応力中心間距離を用いて実験結果から推定し、圧縮側の鉄筋応力を零(0)と仮定することによって求めた。同図より、せん断破壊時における付着応力の大きさが接合部のせん断強度に与える影響は明瞭でなく、むしろ、付着指標値が高いものほどせん断強度が大きくなる傾向にある。また、梁主筋の引張応力レベル $[\sigma_t]$ に対する適合性の変動を図13に示すが、引張応力レベルの相違による適合性の変動は、ほとんど見られなかった。したがって、引張鉄筋比の増大によってせん断強度を上昇させる効果は、付着応力の低下によるものではなく、さらに、ひずみレベルが低下する効果とも言えない。引張鉄筋比の増大により、接合部パネルの変形とひび割れの進展を拘束する効果が働くと考えられるが、多段筋の効果なども含めたその機構については定かではない。なお、ここで取り上げた試験体の付着指標値はいずれも6以下であり、梁主筋の顕著な付着劣化が生じていなかったことが推測できる。

図12 $\tau_p/c\tau_p$ と付着指標値の関係 図13 $\tau_p/c\tau_p$ と梁主筋の引張応力レベルの関係

(3) 柱せいと接合部パネルの形状

兵庫県南部地震では、柱・梁接合部の損傷事例が数多く報告されている。小川ら¹⁹⁾は、これらの損傷事例に対して靱性設計小委員会による式で検証したところ、接合部のせん断余裕度が1.5以上でも顕著な損傷を生じていることを指摘しており、寸法依存性の可能性を示唆している。図14に(3)式による算定値に対する実験値の比 $[\tau_p/c\tau_p]$ と柱せい $[D_c]$ の関係を示す。既往の実験の多くは、柱せいが30cm前後に分布しており、実寸法レベルのデータに乏しいが、実験データの変動範囲では、せん断強度に与える試験体寸法の影響は、顕著でない。

上記の損傷事例には、梁が柱にかなり偏心して取り付けられているものが多く、ねじりに起因した大きな損傷が、外構面に表れたことが考えられる。このような場合、現行指針による接合部有効幅の定め方の再考や偏心率を考慮した対策が必要である。なお、梁の偏心取り付けに関する実験^{20)~22)}は限られている。

図15には、接合部パネルの形状を表すアスペクト比 $[D_c/D_b]$ の相違による適合性の変動を示す。アスペクト比が小さくなると、接合部のせん断強度がやや低下する傾向が見られたが、この効果による影響はやはり小さい。

7. 破壊モードの判別

図16に接合部のせん断余裕度 $[c\tau_p/\tau_u]$ とせん断補強筋比の関係を破壊モード別に示す。ここで、せん断余裕度は、(3)式による算定値 $[c\tau_p]$ と梁曲げ耐力の略算式から求まる計算値 $[\tau_u]$ を用いて求めた。なお、梁曲げ降伏が先行した試験体(F型, FS型)にお

図14 $\tau_p/c\tau_p$ と柱せいの関係 図15 $\tau_p/c\tau_p$ とアスペクト比の関係

いては、梁主筋の付着条件¹⁾($\mu \leq 12.5$)が良好な平面十字形の試験体を抽出した。同図より、S型試験体(50体)は、余裕度 1.1以下に位置し、FS型試験体(95体)は余裕度 0.9~2.0、F型試験体(54体)が 1.5以上の範囲に数多く分布していることがわかる。また、せん断補強筋比の相違によるせん断余裕度と破壊モードとの関係の変化は明瞭ではない。

高強度鉄筋を用いた試験体では、梁降伏時の部材絶対変形角がかなり異なることや、高強度せん断補強筋などを用いた場合には、塑性域での性能に影響を及ぼすことが考えられる。図17には、高強度材料を用いた試験体($\sigma_B > 600 \text{ kgf/cm}^2$, $\sigma_y > 5000 \text{ kgf/cm}^2$, $\sigma_{wy} > 5000 \text{ kgf/cm}^2$), 一般的なせん断補強筋の配筋と異なる試験体(副帯筋のみの場合、束ね筋、ダイアゴナル形状の場合)を除いた試験体(91体)について示す。せん断余裕度による破壊モードの分類は、図16と比較して幾分明瞭にはなっているが、余裕度 1.0前後のS型、FS型の混在、余裕度 1.5~2.0の範囲でのF型、FS型の混在が見られる状況は変わらない。しかし、梁曲げ降伏先行型の試験体では、せん断補強筋比の増大によってF型からFS型へ移行する時のせん断余裕度が小さくなる傾向が見られる。

(梁主筋の付着条件が良好な試験体)

図16 接合部のせん断余裕度とせん断補強筋比の関係

(普通強度材料を用い、一般的なせん断補強筋の配筋をした試験体)

図17 接合部のせん断余裕度とせん断補強筋比の関係

破壊モードが混在する領域については、接合部せん断強度式の精度だけでなく梁曲げ耐力略算式の精度も合わせて考慮する必要がある。また、梁降伏以降の破壊モード(FS型、F型)の分別には、塑性域での繰返し履歴、繰返し回数、せん断破壊の生じた変形レベルについても検討する必要がある、これらの点については、続報でより詳細な検討結果を報告する。

8. まとめ

RC接合部に関する耐震性能を評価するために、既往の実験資料を収集することによって詳細なデータベースを作成し、種々の影響因子による効果が接合部のせん断強度に与える影響について分析・検討した。その結果、以下の知見が得られた。

- 1) 接合部のせん断強度は、コンクリート強度による影響を大きく受ける。しかし、柱軸力比およびせん断補強筋比の効果が接合部のせん断強度に与える影響は、極めて低い。
- 2) 平面十字形の試験体による接合部せん断強度の推定式 $[c\tau_p]$ は、高強度コンクリートを用いた場合を包括して評価すると、コンクリート強度の 0.712乗に比例する式で表される。
- 3) 直交梁が取り付く試験体の接合部せん断強度は、推定式による算定値よりも、平均で約8%(被覆率: 平均 57.4%)高い。
- 4) 梁主筋の引張鉄筋比の増大によって、接合部のせん断強度が上昇する傾向が見られた。この影響は、梁主筋の付着性能の改善によるものではなく、接合部パネルの変形を拘束する効果によると推測される。
- 5) 接合部の寸法および接合部パネルの形状が接合部せん断強度に与える影響は、顕著ではない。
- 6) 接合部のせん断余裕度 $[c\tau_p/\tau_u]$ を用いて破壊モードを判別すると、梁主筋の付着条件が良好な試験体では、S型で概ね 1.1以下となる。しかし、FS型は 0.9~2.0、F型では 1.5以上の範囲に多く分布している。
- 7) 普通強度材料を用い、一般的なせん断補強筋の配筋をした試験体では、せん断補強筋比が増大すると、F型からFS型に移行する時のせん断余裕度が低下する傾向が見られる。

謝 辞

本データベースの作成には、平山 明氏(鉄建建設)、今津賀昭氏(大木建設)の協力を得た。また、詳細な実験資料を提供して頂いた多くの皆様に深く感謝いたします。なお、本研究は、NewRC高強度鉄筋分科会、付着・定着WG[主査: 田中礼治教授]の活動の一環として開始したものであり、本研究の一部は、文部省科学研究費基盤(B)(2)[代表者: 藤井 栄]によったことを付記する。

参考文献

- 1) 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(案)・同解説, 1988. 10
- 2) 日本建築学会, 鉄筋コンクリート構造運営委員会: 靱性設計小委員会報告書(終局強度型耐震設計法に関連する最新の研究成果), 1992. 8
- 3) 広沢雅也, 秋山友昭: 鉄筋コンクリート系建物の柱・梁接合部パネルの地震被害と耐震検討方法, 建築技術, pp. 170~187, 1996. 2
- 4) 日本建築センター: 構造計算指針・同解説, 1991. 7
- 5) 日本建築センター: 阪神・淡路大震災における建築物の被害状況調査を踏まえた建築物耐震基準・設計の解説, 1995. 10

- 6) 小河原 信, 塩原 等, 岡 功治: 高強度鉄筋を主筋に用いた高強度鉄筋コンクリート造接合部の耐震設計法(その8: はり降伏前の接合部破壊のモデルの提案), 日本建築学会大会学術講演梗概集 構造Ⅱ, pp. 601~602, 1991. 9
- 7) 上村智彦: R C内部梁・柱接合部のせん断終局強度と破壊形式分類に関する検討, コンクリート工学年次論文報告集 第14巻2号, pp. 363~368, 1992. 6
- 8) 枅井哲也, 藤井 栄, 森田司郎: 鉄筋コンクリート内部柱・梁接合部におけるせん断抵抗機構, コンクリート工学年次論文報告集 第14巻2号, pp. 373~378, 1992. 6
- 9) 李 祥浩, 小谷俊介, 青山博之: 鉄筋コンクリート内柱梁接合部のせん断終局強度, コンクリート工学年次論文報告集 第15巻2号, pp. 565~570, 1993. 6
- 10) 市之瀬敏勝, 梶原卓行: 下界定理によるR C柱はり内部接合部のせん断強度, コンクリート工学年次論文報告集 第17巻2号, pp. 327~332, 1995. 6
- 11) 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), 構造工學論文集 Vol. 37B, pp. 365~378, 1991. 3
- 12) 寺岡 勝, 狩野芳一, 佐々木 聡, 林 和也: 鉄筋コンクリート造内部柱・梁部分架構の変形性能の評価, 材料 Vol. 45 No. 9, pp. 1033~1041, 1996. 9
- 13) 草刈敏夫, 城 攻: 実験的資料に基づくR C造外部柱梁接合部のせん断耐力評価に関する検討, コンクリート工学年次論文報告集 第18巻2号, pp. 935~940, 1996. 7
- 14) John Bonacci, Stavroula Pantazopoulou: Parametric Investigation of Joint Mechanics, ACI Structural Journal Jan. - Feb. 1993, pp. 61~71
- 15) 楠原文雄, 塩原 等: 接合部破壊が先行するR C柱はり接合部の接合部せん断力と接合部破壊の因果関係: コンクリート工学年次論文報告集 第19巻2号, pp. 1005~1010, 1997. 6
- 16) Building Code Requirements for Structural concrete (ACI 318-95) and Commentary (ACI 318R-95)
- 17) 柏崎隆志, 永井智之, 野口 博: 有限要素法を用いたR C内柱・梁接合部のせん断耐力に関するパラメータ解析, コンクリート工学年次論文報告集 第18巻2号, pp. 941~946, 1996. 7
- 18) 北山和宏, 朝倉英博, 小谷俊介, 青山博之: 鉄筋コンクリート造骨組における内柱・梁接合部の耐震設計法, コンクリート工学年次論文報告集 第10巻3号, pp. 491~496, 1988. 6
- 19) 小川幸一, 広沢雅也, 清水 泰, 李 正浩: 鉄筋コンクリート系建物の柱・梁接合部耐震性能の検証(その1: R C接合部実験結果におけるスケールエフェクトの検討), 日本建築学会大会学術講演梗概集 構造Ⅳ, pp. 637~638, 1996. 9
- 20) 林 和也, 狩野芳一, 寺岡 勝, Mollick, A.: 梁芯が柱芯に偏芯接合した内部柱・梁接合部に関する実験研究, コンクリート工学年次論文報告集 第13巻2号, pp. 507~512, 1991. 6
- 21) 小泉 学, 市塚貴浩, 佐藤博康, 島田登志夫, 土居和雅, 上村智彦: 鉄筋コンクリート造梁・柱偏心接合部の終局強度の検討, 日本建築学会大会学術講演梗概集 構造Ⅱ, pp. 875~876, 1993. 9
- 22) 小池 尚, 加藤 初子, 山口輝彰, 今井 弘: 梁の偏心がP C a構造の柱梁接合部の耐震性能に与える影響(その1: 実験概要)(その2: 実験結果), 日本建築学会大会学術講演梗概集 構造Ⅱ, pp. 519~522, 1994. 9

付表-1 データベースに引用した実験資料(文献)一覧

実験者	試験体数				引用文献
	F	F/S	S	合計	
多田, 武田, 竹本	1	0	0	1	1976 AIJ 関東 57
多田, 武田, 竹本	0	4	0	4	1977 AIJ 関東 59
Meinheit, Jirsa	0	2	12	14	1977 CESRL Report No. 77-1
上村, 浜田 他	0	1	0	1	1978 AIJ 大会 2582
Birss	0	2	0	2	1978 Univ. of Canterbury Report No. 78-13
大和田	0	0	4	4	1980 AIJ 大会 2530
多田, 武田	2	0	0	2	1980 AIJ 大会 2532
寺岡, 狩野 他	0	1	0	1	1982 AIJ 大会 2543
鈴木, ハリム 他	3	0	0	3	1982 AIJ 大会 2568
柴田, 城 他	2	1	0	3	1983 AIJ 北海道 48
小林, 小谷	5	0	0	5	1983 AIJ 大会 2614
佐藤, 飯塚, 武井 他	2	0	0	2	1983 AIJ 大会 2619
小谷, ハリム 他	1	0	0	1	1984 AIJ 大会 2656
小谷, 小林 他	1	5	0	6	1984 AIJ 大会 2664
Paulay, Park	0	1	0	1	1984 Univ. of Canterbury Report No. 84-9
松谷, 石田 他	2	3	0	5	1985 AIJ 大会 2671
松谷, 石田 他	1	0	0	1	1985 AIJ 大会 2672
黒瀬, 山野辺 他	3	0	0	3	1985 AIJ 大会 2678
遠藤, 小杉 他	2	0	0	2	1985 AIJ 大会 2743
寺岡, 野口	0	3	0	3	1985 AIJ 大会 2746
北山, 栗栖, 青山	3	0	0	3	1985 AIJ 大会 2747
三浦, 藤沢	1	0	0	1	1985 AIJ 大会 2916
Park	0	2	0	2	1985 US-JAPAN-NZ Seminar

大塚, 齊藤 他	3	0	0	3	1986 AIJ 大会 2701
別所, 福島 他	1	2	0	3	1986 AIJ 大会 2702
遠藤, 小杉 他	1	0	0	1	1986 AIJ 大会 2703
寺岡, 狩野 他	2	2	5	9	1986 AIJ 大会 2715
武田, 中田 他	1	0	0	1	1986 AIJ 大会 2728
菅野, 長嶋 他	4	0	0	4	1986 AIJ 大会 2733
山田, 伊藤	1	0	0	1	1986 AIJ 大会 2743
吉崎, 吉松 他	0	1	0	1	1986 AIJ 大会 2751
藤原, 南 他	1	0	1	2	1987 AIJ 近畿 2015
吉崎, 町, 芳賀 他	1	0	0	1	1987 AIJ 大会 2898
石橋, 芳賀, 佐藤 他	1	0	0	1	1987 AIJ 大会 2903
松谷, 石田 他	1	0	0	1	1987 AIJ 大会 2908
松谷, 石田 他	1	0	0	1	1987 AIJ 大会 2910
戸田, 薬研地 他	1	0	0	1	1987 AIJ 大会 2917
寺岡, 狩野 他	2	2	0	4	1987 AIJ 大会 21050
後藤, 城, 柴田 他	3	0	0	3	1987 AIJ 大会 21053
野口, 栗栖	4	4	0	8	1987 AIJ 大会 21056
Abdel-Fattah, Wight	0	1	0	1	1987 ACI Journal Vol. 84 No. 1
Durrani, Wight	3	3	0	6	1987 ACI Journal Vol. 84 No. 4
G. R. McKay	0	0	1	1	1987 US-JAPAN-NZ Seminar
寺岡, 狩野 他	1	3	2	6	1988 AIJ 大会 2928
上村, 長塚	0	1	1	2	1988 AIJ 大会 2930
北山, 小谷, 青山	0	4	0	4	1988 AIJ 大会 2932
藤原, 南 他	0	0	2	2	1988 AIJ 大会 2933
小林, 渡辺, 野口	0	6	0	6	1988 AIJ 大会 2934
遠藤, 小杉, 山口	1	0	0	1	1988 AIJ 大会 2936
金田, 和泉 他	2	0	0	2	1988 AIJ 大会 2957
川崎, 前田	2	0	0	2	1988 AIJ 大会 2959
吉田, 森本 他	2	0	0	2	1988 AIJ 大会 2968
森, 柳沢 他	2	0	0	2	1988 AIJ 大会 2974
Kurose, Jirsa et al.	0	1	0	1	1988 Univ. of Texas FSEL Report No. 88-2
上村, 長塚	0	2	0	2	1989 AIJ 大会 2970
山田, 藤井, 森田	0	1	3	4	1989 AIJ 大会 2972
柴田, 後藤, 城 他	0	0	7	7	1989 AIJ 大会 2974
北山, 小谷, 青山	0	2	2	4	1989 AIJ 大会 2980
塩原, 小河原 他	0	1	0	1	1989 AIJ 大会 2982
草間, 香田 他	0	1	0	1	1989 AIJ 大会 2984
市川, 菅野 他	0	3	1	4	1989 AIJ 大会 2985
柳瀬, 東浦 他	0	1	0	1	1989 AIJ 大会 21146
新林, 中川, 久保田	1	0	0	1	1989 AIJ 大会 21149
河原, 山下 他	1	0	0	1	1989 AIJ 大会 21158
河川, 塩原 他	0	1	1	2	1990 AIJ 大会 21009
河川, 塩原 他	2	2	0	4	1990 AIJ 大会 21011
北山, 小谷, 青山	0	1	1	2	1990 AIJ 大会 21013
山内, 千葉 他	5	0	0	5	1990 AIJ 大会 21015
石川, 上村	0	3	0	3	1990 AIJ 大会 21015
井上, 東, 太田	1	1	0	2	1990 AIJ 大会 21022
寺岡, 狩野 他	0	5	0	5	1990 JCI 大会 2106
Leon	1	2	0	3	1990 ACI Journal Vol. 87 No. 1
柏崎, 野口	0	2	4	6	1991 AIJ 大会 21082
川崎, 多賀 他	3	7	2	12	1991 AIJ 大会 21083
中村, 別所, 宇佐美 他	1	3	1	5	1991 AIJ 大会 21085
神野, 古陸 他	0	5	3	8	1991 AIJ 大会 21089
岡, 塩原 他	0	0	2	2	1991 AIJ 大会 21093
竹崎, 永井, 上村	4	2	0	6	1991 AIJ 大会 21095
寺岡, 狩野 他	0	1	0	1	1991 AIJ 大会 21097
小谷, 遠藤, 青山 他	0	1	0	1	1991 AIJ 大会 21098
北山, 小谷, 青山	0	2	0	2	1991 AIJ 大会 21105
吉屋, 角, 益尾 他	0	2	0	2	1991 AIJ 大会 21107
福本, 加藤 他	2	0	0	2	1991 AIJ 大会 21240
寺岡, 狩野 他	0	3	0	3	1991 JCI 大会 2084
Cheung, Paulay, Park	1	0	0	1	1991 Univ. of Canterbury Report No. 91-4
寺岡, 林 他	1	2	0	3	1992 AIJ 大会 21040
野口, 北山 他	0	4	0	4	1992 AIJ 大会 21045
菊田, 千葉	0	3	0	3	1992 AIJ 大会 21046
島崎, 早川, 柏崎	0	2	0	2	1992 AIJ 大会 21049
張, 板倉 他	1	0	0	1	1992 AIJ 大会 21132
飯塚, 笠松, 塩川 他	6	0	0	6	1992 AIJ 大会 21136
阿部, 竹崎, 野口	0	7	0	7	1992 AIJ 大会 21170
北山, 小谷, 青山 他	0	1	0	1	1992 JCI 大会 2065
Xin, Park, Tanaka	4	2	0	6	1992 Univ. of Canterbury Report No. 92-3
石橋, 渡辺, 小杉	5	0	0	5	1993 AIJ 大会 2984
日屋, 山口, 藤沢, 中田	2	0	0	2	1993 AIJ 大会 21190
今井, 山口, 山中 他	0	4	0	4	1993 AIJ 大会 21192
山内, 市村, 菊田 他	4	0	0	4	1993 AIJ 大会 21195
江島, 大久保 他	1	0	1	2	1993 AIJ 大会 21198
近藤, 東浦 他	2	0	0	2	1993 AIJ 大会 21200
柳瀬, 東浦 他	0	0	2	2	1993 AIJ 大会 21201
青山, 李 他	3	1	0	4	1993 AIJ 大会 21341
丸田, 別所, 中村	2	0	0	2	1993 AIJ 大会 21348
石橋, 戸倉 他	1	1	0	2	1993 AIJ 大会 21349
菅野, 長嶋 他	1	0	0	1	1993 JCI 大会 2093
角, 益尾, 久徳, 六車	1	4	0	5	1993 JCI 大会 2094
寺岡, 狩野 他	2	4	0	6	1993 JCI 大会 2098
竹崎, 野口	1	0	1	2	1993 JCI 大会 2003

注) AIJ大会: 日本建築学会 大会 学術講演梗概集, AIJ北海道: 日本建築学会 北海道支部 研究報告集, AIJ関東: 日本建築学会 関東支部 研究報告集, AIJ近畿: 日本建築学会 近畿支部 研究報告集, JCI大会: コンクリート工学 年次論文報告集

(1997年3月25日原稿受理, 1997年9月8日採用決定)