鉄筋コンクリート造内部柱・梁接合部単位架構の変形性能に関する検討

(接合部データベース解析 その2)

DEFORMATION CAPACITY OF INTERIOR R/C BEAM-COLUMN
JOINT SUBASSEMBLAGE

(Database study on beam-column joints Part 2)

村上秀夫*, 藤井 栄**, 森田 司郎***

Hideo MURAKAMI, Shigeru FUJII and Shiro MORITA

Analyzing 150 experimental test data of interior beam-column joints, deformation capacity of beam-column joint subassembly which failed in joint shear after beam flexural yielding was examined. Following findings were obtained : (1) The additional deformation due to slips of beam bars at the joint region should not be ignored in the evaluation of the overall subassembly deformation at beam yielding. (2) Specimens failed in joint shear after beam yield did not show a rapid decrease of the strength in load-deformation curves. (3) The ductility ratio of subassembly governed by joint shear failure after beam yielding was formulated as a function of the joint strength ratio $[c\tau_p/\tau_p]$: ratio of joint shear strength to joint shear input corresponding to beam flexural capacity, joint shear reinforcement ratio $[p_w]$ and the yield strength of beam bars $[\sigma_y]$. (4) Database study showed that the column axial stress levels, concrete strength and the bond property of beam bars were not major influencing factors for the ductility ratio of the subassembly failed in joint shear. (5) The proposed equation provides a good agreement between calculated and measured ductility of available 60 specimens, and it can predict the final failure modes of specimens with a good accuracy.

Keywords : Reinforced Concrete, Interior Beam-Column Joints, Deformation Capacity, Ductility ratio, Failure mode, Database
鉄筋コンクリート, 内部柱・梁接合部, 変形性能, 塑性率, 破壊モード, データベース

1. はじめに

RC接合部に取り付く梁部材は、一般に降伏ヒンジを計画するため、接合部には、梁の曲げ強度に対応する大きい応力が確実に生じることになる。また、骨組みが梁降伏機構を形成しても、保証変形に至るまでは破壊しないようにし、繰り返し荷重による著しい剛性の低下やピンチ型の履歴性状を生じないよう設計する必要がある。RC架構の変形性能を評価するにあたっては、柱・梁接合部のせん断変形や梁主筋の抜け出しによる付加変形が無視できない大きさであることが認められており¹⁾²⁾³⁾⁴⁾、これらの付加変形量は、柱・梁接合部のせん断応力レベルの影響を最も大きく受けることが報告されている⁵⁾。しかしながら、他の影響因子の効果が架構の変形性能に与える影響には、未だ不明な点が多くあり、設計に利用できる定量的な検討については、充分ではない。従って、梁降伏後における接合部のせん断破壊を生じる条件や接合部のせん断破壊(劣化)が架構の靱性能に及ぼす影響について支配的な要因を明らかにし、信頼できる実用的な評価方法を確立することが重要である。一方、兵庫県南部地震に見られる被害状況から、RC接合部の補修・補強効果に関する研究も、少数ではあるが行われている⁶⁾⁷⁾⁸⁾。しかしながら、簡便で補強効率が低い接合部の補修・補強方法は、まだ開発されていない現状であり、接合部のせん断強度の改善のみならず架構

としての靱性能改善の観点からも、接合部のせん断性能と架構の靱性能の関係(言い換えれば、せん断余裕度と塑性率の関係)やどのような接合部の性能が架構として望まれる(許容できる)といった事項を端的に示すことが、設計上有用と言える。

本稿では、前報(その1)⁹⁾に引き続き、既往の実験資料を広範囲に収集して作成したデータベースを用いて分析・検討を行い、梁曲げ降伏が先行する十字形内部柱・梁接合部単位架構の変形性能についてとりまとめたものである。

図1 梁荷重(Q)と架構の変形角(R)の関係

* 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

*** 日本建築総合試験所 工博

Research Institute of Technology, Konoike Construction
Assoc. Prof., Dept. of Global Environment Engineering, Kyoto University, Dr. Eng.

General Building Research Corporation of Japan, Dr. Eng.

2. 荷重変形曲線のデータベース化

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⁹⁾。そして、梁荷重と架構の変形角に関する実験データは、図1に示されるように、初期剛性変化点[P1]、梁降伏荷重時[P2]、最大荷重時[P3]、最大荷重時以降の剛性変化点[P4]、実験終了時[P5]を結ぶ折れ線で表した包絡線に置き換えた。ここで、P3は、論文中の記述による最大耐力時の実験値を用いた。また、P1、P4、P5は、包絡線上の点を選択したが、P2については、折れ線で表した包絡線の囲む面積がほぼ原曲線のそれと等しくなるような剛性急変点として定義した。

3. 梁降伏荷重時の架構の変形

直交梁やスラブが取り付けられない平面十字形の形状をした梁降伏先行型試験体の内、接合部内における梁主筋の付着の条件¹⁰⁾が良好(付着指標値: $d_b \cdot \sigma_y / (D \cdot \sqrt{\sigma_B}) \leq 12.5$, d_b :梁主筋径, σ_y :梁主筋降伏強度, D :柱せい, σ_B :コンクリート強度)な試験体[梁曲げ破壊した試験体(F型):54体, 梁曲げ降伏後に接合部せん断破壊した試験体(FS型):96体]について梁降伏時に相当する架構の変形角の検討を行った。ここで、梁降伏時における架構の変形角の計算値[$cR2$]は、梁変形成分[R_b]と柱変形成分[R_c]の和から求めた。また、接合部に取り付く梁の部材端変位[δ_b]は、菅野式による降伏時の剛性低下率[α_y]¹¹⁾を、柱端変位[δ_c]については、梁降伏時に相当する荷重時の柱の剛性低下率[α]を用いて算出している。な

お、柱の梁降伏時剛性低下率は、柱の荷重変形曲線を「原点」-「ひび割れ発生時」-「 α_y で求まる柱降伏時」を結ぶ折れ線と考え、この折れ線上の梁降伏時に相当する点と原点とを結ぶ剛性[K]と弾性剛性[K_c]との比[K/K_c]を柱の剛性低下率として(4)式で与えた。

$$cR2 = R_b + R_c = \frac{\delta_{b1} + \delta_{b2}}{L_0 + D_c} + \frac{\delta_{c1} + \delta_{c2}}{H_0 + D_b} \quad \text{---(1)}$$

$$\delta_b = \frac{Q_{by}}{\alpha_y \cdot K_b}, \quad \delta_c = \frac{Q_c}{\alpha \cdot K_c} \quad \text{---(2)}$$

$$\alpha_y = (0.043 + 1.64 \cdot n \cdot p_t + 0.043 \cdot \frac{a}{D} + 0.33 \cdot \eta) \cdot \left(\frac{d}{D} \right)^2 \quad \text{---(3)}$$

$$\frac{1}{\alpha} = 1 + \left(\frac{1}{\alpha_y} - 1 \right) \cdot \left\{ \frac{1 - (M_{mc}/M_c)}{1 - (M_{mc}/M_y)} \right\} \quad \text{---(4)}$$

[$M_c < M_{mc}$ の時, $\alpha = 1$]

$$M_{mc} = 1.8 \cdot \sqrt{\sigma_B} \cdot Z_e + \frac{N \cdot D}{6} \quad \text{---(5)}$$

$$M_y = \{g \cdot q + 0.5 \cdot \eta \cdot (1 - \eta)\} \cdot \sigma_B \cdot b \cdot D^2 \quad \text{---(6)}$$

$$\left[g = \frac{j}{D}, \quad q = \frac{p_t \cdot \sigma_y}{\sigma_B} \right]$$

δ_{b1}, δ_{b2} : 左右梁端の変位 δ_{c1}, δ_{c2} : 上下柱端の変位
 Q_{by} : 梁降伏時の梁せん断力 Q_c : 梁降伏時の柱せん断力
 α_y : 降伏時の剛性低下率 α : 柱の梁降伏時剛性低下率
 K_c, K_b : 柱、梁部材の弾性剛性 M_{mc} : 柱曲げひび割れモーメント
 M_y : 柱降伏モーメント M_c : 梁降伏時の柱モーメント
 n : ヤング係数比 a/D : せん断スパン比

図2 梁降伏荷重の実験値と計算値の比較

δ_s, θ : 梁主筋の抜け出しによる付加変形量と付加回転角
 S : 梁主筋の抜け出し量 ϵ_y : 梁主筋の降伏歪み

図4 梁主筋の抜け出しによる付加変形量の算出

(a) 梁主筋の抜け出しによる付加変形量を考慮しない場合

(b) 梁主筋の抜け出しによる付加変形量を考慮した場合

図3 梁降伏時に相当する架構の変形角の実験値と計算値の比較

p_t : 引張り鉄筋比 σ_y : 主筋降伏強度
 Z_e : 鉄筋を考慮した断面係数 j : 主筋の重心間距離
 H_0 : 柱のクリアスパン L_0 : 梁のクリアスパン
 D_b : 梁せい D_c : 柱せい d : 有効せい η : 軸力比

図2および図3(a)には上式によって求めた梁降伏荷重および架構の変形角の計算値と実験値の関係を示す。梁降伏荷重の実験値[Q2]は、鉄筋コンクリート構造計算規準¹²⁾に示される降伏モーメントの略算式[(6)式]から求まる計算値[$cQ2$]と良い対応を示し、計算値に対する実験値の比の平均値は、1.16であった。一方、変形角の実験値[R2]については、計算値[$cR2$]よりもかなり大きい。これは、佐々木²⁾、寺岡³⁾の研究等で指摘されているように、接合部のせん断変形や接合部からの梁主筋の抜け出しによる付加変形を適切に評価する必要があることを示している。このため、図4に示すように、梁主筋の抜け出し(歪み分布)による梁の付加変形量[δ_s]を略算的に求めることにより、さらに検討を行った。ここで、抜け出しによる梁の付加回転角[θ]は、圧縮側の鉄筋歪みを零(0)とし、圧縮側でのすべりが生じていないものと考え、引張り側の鉄筋応力が鉄筋の降伏歪み[ϵ_y]であると仮定した三角形の歪み分布から梁主筋の抜け出し量[S]を算出し、これを梁主筋の重心間距離[j]で除することにより求めている。接合部内での梁主筋の歪み分布は、梁主筋の付着条件や接合部せん断応力レベルによって異なるものであるが、ここでは、最も単純な歪み分布を仮定している。また、付着指標値が12.5以下の試験体では、梁降伏時には過大な付着応力にならず、圧縮側ですべりも生じていないと仮定できると考えられるためである。図3(b)に梁主筋の抜け出しを考慮した架構の変形角との比較を示す。計算値は実験値と概ね対応し、計算値に対する実験値の比の平均値は、1.14となった。これより、梁降伏荷重時に相当する架構の変形角に占める梁主筋の抜け出し(接合部内での伸び変形)の割合は大きく、このような簡略な仮定でも、かなり実際に近い評価を得ることができることがわかる。

図5には、李らの提案式⁴⁾を用いて梁主筋の抜け出しによる付加変形量を評価した場合の関係を示す。この提案式は、図4で仮定した歪み分布から得られる抜け出し量[S]に抜け出し係数[k]を乗じたものであり、抜け出し係数は、接合部内を通し配筋された梁主筋が降伏した時の抜け出し量を $u_b/\sigma_B^{2/3}$ で表した付着指標で評価した実験式[(7), (8)式]である。

図5 梁降伏時に相当する架構の変形角の実験値と計算値の比較
(付加変形量に梁主筋の抜け出し係数を考慮した場合)

$$k_t = 0.368 \cdot (u_b / \sigma_B^{2/3}) + 0.733 \quad \text{[上端筋]} \quad \text{---(7)}$$

$$k_b = 0.321 \cdot (u_b / \sigma_B^{2/3}) + 0.463 \quad \text{[下端筋]} \quad \text{---(8)}$$

$$u_b = (1 + \gamma) \cdot (\sigma_y \cdot d_b) / (4 \cdot D_c)$$

k_t, k_b : 梁上下端筋の抜け出し係数 σ_B : コンクリート強度
 γ : 複筋比 ($\gamma > 1$ の時, $\gamma = 1.0$) d_b : 梁主筋径

同図より、計算値に対する実験値の比の平均値は1.14から1.08となり、梁降伏時の架構の変形角をより良く評価できることがわかる。しかしながら、変動係数は小さくならず、梁降伏時の付着すべりに及ぼす影響を(7), (8)式で与えられる抜け出し係数を用いてさらに考慮することによる適合性の改善は、顕著に見られなかった。

次に考慮すべき付加変形として、接合部のせん断変形があげられる。接合部のせん断変形は、繰り返しのせん断力を受ける接合部の復元力特性を既往の実験結果からモデル化することによって評価した北山の研究¹⁾を適用し、図3(b)の計算値にさらに加算した。

$$\tau_{cr} = \sqrt{\sigma_0 \cdot f_t + f_t^2} \quad \text{---(9)}$$

$$G_1 = \frac{E_c}{2 \cdot (1 + \nu)} \quad \text{---(10)}$$

$$G_2 = 16260 \cdot K_0 \cdot K_1 \cdot K_2 \cdot K_3 \cdot K_4 \quad \text{---(11)}$$

$$\nu = 4 \times 10^{-5} \cdot \sigma_B + 0.169$$

$$K_0 = 0.143 \cdot \sigma_B^{0.327} \quad \begin{matrix} (\sigma_B < 962 \text{ kgf/cm}^2) \\ = 1.35 & (\sigma_B \geq 962 \text{ kgf/cm}^2) \end{matrix}$$

$$K_1 = 1.00 \quad (p_w < 0.27\%)$$

$$= 1.184 \cdot p_w^2 - 0.411 \cdot p_w + 1.025 \quad (0.27\% \leq p_w < 1.27\%)$$

$$= 2.41 \quad (1.27\% \leq p_w)$$

$$K_2 = 0.261 \cdot p_{ci} + 0.778 \quad (p_{ci} < 0.85\%)$$

$$= 1.00 \quad (p_{ci} \geq 0.85\%)$$

$$K_3 = -2.83 \times 10^{-3} \cdot \sigma_0 + 1.057 \quad (\sigma_0 < 80 \text{ kgf/cm}^2)$$

$$= 0.83 \quad (\sigma_0 \geq 80 \text{ kgf/cm}^2)$$

$$K_4 = 1.00$$

τ_{cr} : 接合部斜めせん断ひび割れ発生時のせん断応力度

G_1 : 初期剛性 G_2 : 第2剛性

σ_0 : 柱軸応力度 f_t : コンクリート割裂強度

ν : ポアソン比 E_c : コンクリート弾性係数

p_{ci} : 柱中段筋比 (最外列の圧縮・引張鉄筋を除いたもの)

図6 梁降伏時に相当する架構の変形角の実験値と計算値の比較
(付着による付加変形量と接合部せん断変形を考慮した場合)

図6に梁主筋のすべりと接合部せん断変形を考慮した梁降伏時の変形角の比較を示す。計算値に対する実験値の比の平均値は0.90となり、上式による接合部せん断変形に起因した付加変形の加算は、全体変形を過大に見積もる結果となった。このことは、既往の部材実験データから求められた菅野式による剛性低下率の評価式を柱・梁部材の変形評価に用いていることに限界があることを示していると言える。なお、接合部のせん断変形成分が梁降伏時に相当する架構の変形角に占める割合(計算値)の平均値は、F S型で28.7%、F型で17.9%であり、接合部せん断入力レベルに応じて無視できない大きさとなっている。

4. 梁降伏後に接合部がせん断破壊する架構の変形性能評価

梁降伏後における単位架構の変形性能は、図1に示される荷重変形曲線の包絡線上で、ほぼ最大耐力が保持される限界変形として耐力が最大荷重の95%に低下した時点の変形角[R95]を定め、これを折れ線近似でモデル化した降伏変位[R2]で除した値を限界塑性率 $[\mu = R95/R2]$ と定義することによって表した。

接合部を含む単位架構の限界変形角の大小を支配する種々の要因について、その役割や接合部せん断抵抗を劣化させる機構は、十分に説明されていないのが現状である。ここでは、接合部のせん断強度の梁曲げ強度時接合部せん断応力に対する比(せん断余裕度)を最も支配的な影響因子として取り上げ、以下に検討することにした。せん断余裕度の大小は、梁降伏時の接合部に形成される圧縮束応力レベルや接合部の損傷状態(接合部せん断変形角、せん断ひび割れの程度)の相対量を間接的に表し、意味のある物理量と言える。一方、与えられる塑性変形履歴の大小とせん断余裕度の物理的な関係については、必ずしも明快な説明ができない現状にあるが、降伏後の接合部では、梁の塑性化の進展程度によって接合部パネルまわりの応力状態(圧縮応力分布、付着応力分布)が異なり、せん断余裕度の大きさに応じてせん断劣化性状に影響することもあると考えられる。せん断劣化機構モデルが確立されていない現状では、せん断余裕度に代わる簡易で明快な指標も見当たらないことから、以下の検討では、せん断余裕度を基本指標として限界変形との関係の有無を分析した。

図7に実験結果から求まる限界塑性率 $[\mu]$ と接合部せん断余裕度 $[c\tau_p/\tau_p]$ との関係を示す。ここで抽出している試験体は、付着の条件が良好で、実験終了時の耐力が最大荷重時の95%以下に低下したF S型試験体の内、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)を除く試験体(60体)である。なお、接合部せん断強度を表す $c\tau_p$ は、本解析から得られた推定式[(12)式]⁹⁾による算定値を用いている。また、接合部最大せん断応力を表す τ_p は、梁曲げ降伏先行で定まる接合部せん断応力を示しており、分析の精度を上げるために個々の最大耐力の実験値を用いた。ここで、接合部の有効幅 $[b_j]$ および有効せい $[D_j]$ は、終局強度型耐震設計指針¹⁰⁾の考え方に基づいている。

$$c\tau_p = 1.56 \times \sigma_B^{0.712} \quad [\text{kgf/cm}^2] \quad \text{---(12)}$$

同図より、せん断余裕度が1.0の試験体でも、限界塑性率が2以上の塑性変形能力を有していることがわかる。また、これらのF S型試験体では、最大耐力時変形角[R3]に対する限界変形角[R95]の割合 $[R95/R3]$ が1.12~2.53(平均値:1.57)の範囲にあること、最大耐力変形時から95%に減退するまでの変形増分 $[R95 - R3]$ は、3~36/1000rad.(平均値:13/1000rad.)、塑性率増分 $[(R95 - R3)/R2]$ で表せば0.29~3.39(平均値:1.21)となっていることから、梁曲げ降伏後の接合部せん断破壊が最大耐力後に急激な耐力低下を生じると脆性的な破壊モードでないとと言える。

同図からせん断余裕度が高くなると限界塑性率が增大する傾向が見られるが、そのばらつきはかなり大きい。このため、限界塑性率に影響を与えると考えられる主要因子として、接合部のせん断余裕度とせん断補強筋比および鉄筋(梁主筋・接合部せん断補強筋)の降伏強度を取り上げて分析した。ここで、接合部のせん断補強筋比は、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ている。(1)せん断余裕度の影響

せん断余裕度の相違だけが限界塑性率に与える影響を調べるために、接合部のせん断補強筋比および鉄筋降伏強度がほぼ同じレベルにある試験体だけを抽出した。抽出した試験体は、せん断補強筋比が0.203~0.377%、鉄筋降伏強度が5,000kgf/cm²以下(普通強度鉄筋)の条件を満たし、せん断余裕度のみが異なる試験体(8体)である。図8には、これらの試験体による限界塑性率の実験値 $[\mu]$ とせん断余裕度 $[c\tau_p/\tau_p]$ 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 $[\mu_0]$ を以下に示す。

$$\mu_0 = f\left(\frac{c\tau_p}{\tau_p}\right) = 5.36 \cdot \left(\frac{c\tau_p}{\tau_p}\right) - 2.82 \quad \text{---(13)}$$

図7 限界塑性率とせん断余裕度の関係

(せん断余裕度の相違だけによる影響)
図8 限界塑性率とせん断余裕度の関係

(2) せん断補強筋比の影響

限界塑性率の実験値をせん断余裕度による効果を表す (13) 式で除して無次元化した上で、鉄筋降伏強度が $5,000\text{kgf/cm}^2$ 以下の試験体 (33 体) を抽出することにより、せん断補強筋比に関する効果を調べた。図 9 に無次元化した限界塑性率の実験値 $[\mu/\mu_0]$ とせん断補強筋比 $[p_w]$ の関係を示し、図中に示す実線は、同一研究者による実験結果の内、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、せん断補強筋比が大きくなるほど、実験値が (13) 式で表される限界塑性率計算値よりも大きくなる傾向が見られ、この効果を表す回帰式 $[g(p_w)]$ を図中に示す。これより、普通強度鉄筋を用いた場合の限界塑性率の推定式 $[c\mu_1]$ は、以下のように表すことができる。なお、ここで抽出した試験体のコンクリート強度は、 $217\sim 553\text{kgf/cm}^2$ の範囲にあった。

$$c\mu_1 = \mu_0 \cdot g(p_w) \\ = \{5.36 \cdot (\frac{c\tau_p}{\tau_p}) - 2.82\} \cdot \{0.437 \cdot (100 \cdot p_w) + 0.873\} \quad \text{---(14)}$$

上記の試験体 (33 体) について、図 10 (a) に (14) 式による限界塑性率の計算値 $[c\mu_1]$ と実験値 $[\mu]$ の比較を示すが、計算値に対する実験値の比は、平均値が 1.04、標準偏差が 0.184 となった。また、梁主筋または接合部せん断補強筋に降伏強度が $5,000\text{kgf/cm}^2$ 以上の高強度鉄筋を用いた試験体 (27 体) について (14) 式で評価した場合の関係を同図 (b) に示すが、せん断補強筋の降伏強度 $[\sigma_{wy}]$ だけが高い試験体 (▲印: 15 体) の計算値に対する実験値の比の平均値は、

1.03 (標準偏差: 0.265) であった。寺岡ら⁵⁾は、限界変形角に影響を与える因子としてせん断補強筋量 $[p_w \cdot \sigma_{wy}]$ を取り上げているが、せん断補強筋の降伏強度による影響は表れなかった。一方、梁主筋とせん断補強筋に高強度鉄筋を用いた場合 (○印: 12 体) では、限界塑性率の実験値が (14) 式から求まる計算値よりも小さくなっている。なお、上記で除外した一般的なせん断補強筋の配筋と異なる試験体 (22 体) の内、ダイアゴナル形状の試験体 (5 体: 梁主筋に普通強度鉄筋を用いた場合) についての計算値に対する実験値の比の平均値は、0.78 (標準偏差: 0.106) であった。

(3) 梁主筋降伏強度の影響

図 11 に限界塑性率の実験値を (14) 式から求まる計算値で無次元化した値 $[\mu/c\mu_1]$ と梁主筋降伏強度 $[\sigma_y]$ の関係を全試験体 (60 体) について示す。梁主筋の降伏強度が高いものほど、(14) 式は限界塑性率を過大に評価する傾向が見られる。梁主筋降伏強度が高い場合には、梁降伏時の絶対変形角が大きく、限界塑性率で定義される同一変形レベルでも、接合部まわりの応力条件 (梁断面応力分布) がかなり異なることによると思われる。この効果を表す回帰式 $[h(\sigma_y)]$ を図中に示し、梁主筋に高強度鉄筋を用いた場合にも適用できる限界塑性率の推定式 $[c\mu_2]$ は、以下のように表すことができる。

$$c\mu_2 = c\mu_1 \cdot (1.31 - 0.000080 \cdot \sigma_y) \quad \text{---(15)}$$

上記の試験体 (60 体) について、図 12 に (15) 式による限界塑性率の計算値 $[c\mu_2]$ と実験値 $[\mu]$ の比較を示すが、計算値に対する実験値の比は、平均値が 1.03、標準偏差が 0.202 となった。なお、

図9 μ/μ_0 とせん断補強筋比の関係 図11 $\mu/c\mu_1$ と梁主筋降伏強度の関係

(a) 普通強度鉄筋を用いた場合

(b) 高強度鉄筋を用いた場合

図10 (14)式による限界塑性率の計算値と実験値の比較

(15)式を設計の用に資するためには、これまでの検討で実験値を用いた接合部の最大せん断応力 $[\tau_p]$ を設計用の計算式による値で評価する必要がある。今、 τ_p を(16)式で示される梁終局曲げモーメント $[M_{bu}]$ から求まる接合部のせん断応力 $[\tau_u]$ に置き換えて評価した場合には、ここで抽出したFS型試験体(60体)の τ_u に対する τ_p の比の平均値は、1.12(標準偏差:0.095)であった。従って、5%の不合格率を与える限界塑性率の下限を評価する式は、(15)式において τ_p を $1.12 \cdot \tau_u$ に置き換え、さらに0.75を乗じることによって表すことができる。

$$M_{bu} = \frac{7}{8} \cdot a_t \cdot \sigma_y \cdot d \quad \text{---(16)}$$

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 : 主筋降伏強度 d : 有効せい

(4) 塑性率と変形角の関係

図13に梁降伏時に相当する架構の変形角 $[R2]$ とせん断余裕度 $[c\tau_p/\tau_p]$ の関係を付着指標値の大きい試験体も含めて示す。(15)式を得るために用いた付着条件の良い試験体(●, ○印:60体)の梁降伏時変形角は、6~18/1000rad. (平均値:12/1000rad.)の範囲に分布しており、梁主筋降伏強度の高いものほど、せん断余裕度の小さいものほど梁降伏時の変形角が大きくなっている。また、梁通し筋の付着指標値が大きい試験体(▲, △印:19体)では、付着条件が良好な試験体よりも梁降伏時の変形角が大きい。これらの現象は、それぞれ、梁主筋降伏歪みの増大による梁曲げ変形の増大、接合部せん断変形量の増大、接合部からの抜け出し量の増大に起因するものである。図14には、限界変形角 $[R95]$ とせん断余裕度 $[c\tau_p/\tau_p]$ の関係を付着条件が良好な試験体に対して示し、限界塑性率別に表す。図7と対比して、せん断余裕度と限界変形角との間には、限界塑性率との間で見られたような明瞭な相関関係が見られない結果となっている。これは、せん断余裕度が梁降伏時における接合部の相対的な損傷レベルを基にした指標であり、梁降伏時の変形角の倍数(塑性率)とより密接に関連することによると思われる。

(5) 限界塑性率に及ぼすその他の影響因子の効果

(15)式を導出するために用いた試験体(60体)について、その他の影響因子の効果が限界塑性率に及ぼす影響を調べた。

(a) 柱軸力比

図15に(15)式による算定値に対する実験値の比 $[\mu/c\mu_2]$ と柱軸力比 $[\eta]$ の関係を示す。本データベースの軸力レベル(0.3~0.8

以下)では、柱軸力比の限界塑性率に及ぼす影響は顕著でない。また、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、個々の実験研究でも、あまり差が見られないことが確認できる。

(b) コンクリート強度

図16に(15)式による算定値に対する実験値の比 $[\mu/c\mu_2]$ とコンクリート強度 $[\sigma_B]$ との関係を示す。顕著な変化は見られないが、コンクリート強度が高いほど、(15)式は限界塑性率をやや過大評価する傾向が伺われる。これは、コンクリート強度の増大がせん断強度の上昇に寄与する程度よりも、変形能力の増大に対する寄与が幾分小さいことを示唆している。

(c) 梁主筋の付着指標値

図17に(15)式による算定値に対する実験値の比 $[\mu/c\mu_2]$ と付着指標値 $[d_b \cdot \sigma_y / (D \cdot \sqrt{\sigma_B})]$ の関係を指標値が大きい試験体(19体)も含めて示す。かなりのばらつきが見られるが、付着指標値が異なっても(15)式による限界塑性率推定式の適合性の顕著な変化は見られない。梁主筋降伏域の接合部への貫入が付着劣化を促進することによって接合部のせん断強度に悪い影響を与えることが古くは考えられていたが¹³⁾、むしろ付着すべりによってコンクリート圧縮束機構が成長することも最近の研究¹⁴⁾¹⁵⁾で示されており、付着指標値を直接の実験変数とした研究でも変形能の相違は顕著には見られないことが指摘されている¹⁶⁾。また、前報(その1)⁹⁾のせん断強度に関する分析でも、指標値の大きいものほど接合部せん断強度が低下するとは言えなかった。履歴ループ形状の良否を問題としなければ、付着指標値が12.5程度より小さい範囲では、むしろ指標値の大きい方が付加変形によって包絡線上で規定される変形能はやや増大する傾向にあることが伺われる。ただ、付着指標値が15.0を

図13 梁降伏時に相当する架構の変形角とせん断余裕度の関係

図12 (15)式による限界塑性率の計算値と実験値の比較

図14 限界変形角とせん断余裕度の関係

超えるような付着のかなり悪い試験体では、(15)式は過大評価となる試験体が多い。上村ら¹⁷⁾は、付着性能が接合部のひび割れ状況に影響を与え、ひび割れの進展がコンクリートの有効圧縮強度を低下させることを指摘しているが、付着性能のレベルに応じて影響度合いが異なると思われ、その機構解明は今後の課題である。

(d) 繰返し回数

図18に(15)式による算定値に対する実験値の比 $[\mu/c\mu_2]$ と梁降伏荷重時[P2]から最大荷重時[P3]の間に載荷した繰返し回数 n ：片方の1振幅を0.5回と数えたとの関係をせん断余裕度別に示す。繰返し回数を直接の実験変数とした資料はなく、この効果を直接検討することはできないが、同図からは(15)式の適合性の変化に及ぼす繰返し回数の影響は顕著でないと云える。梁降伏後の正負繰返し載荷による接合部のせん断劣化機構には、繰返し回数の影響よりも、梁ヒンジの変形増大に起因した柱面位置での梁断面コンクリート圧縮領域の大きさの変化といった接合部まわりの応力状態変化が大きく影響していることが推定される。ただし、この結果は、本データベースの試験体がいずれも変位漸増型の正負交番繰返し載荷で、一定振幅での数サイクルの繰返しを受ける載荷履歴条件下での包絡線上の性能であることに留意する必要がある。また、繰返し回数の大小が塑性率の大小と比例している場合が多いことから、繰返し回数の効果は(15)式に間接的に包含されていることにも注意が必要である。

5. 梁曲げ破壊型試験体の限界塑性率

図19には、実験終了時の耐力が最大荷重時の95%以下に低下したF型試験体の内、接合部のせん断補強筋の配筋が一般的な試験体

(26体)の限界塑性率 $[\mu]$ と付着指標値 $[d_b \cdot \sigma_y / (D \cdot \sqrt{\sigma_B})]$ の関係をせん断余裕度別に示す。付着指標値の小さいもののほど限界塑性率が大きくなる傾向が明瞭に見られる。また、付着条件が良好と思われる範囲でも、せん断余裕度の相対的に小さいものは、限界塑性率が小さくなる傾向にあることがわかる。

6. 梁降伏後の破壊モードの判別

図20に接合部のせん断余裕度 $[c\tau_p/\tau_p]$ と(15)式から求める限界塑性率の計算値 $[c\mu_2]$ との関係を破壊モード別に示す。ここで抽出した試験体は、付着指標値が12.5以下のF型試験体(60体)とF型試験体(19体)である。同図より、通し配筋された梁主筋の付着指標値が12.5以下である場合には、せん断余裕度が1.6以上あれば、接合部が破壊することがないことがわかる。また、せん断余

図17 $\mu/c\mu_2$ と付着指標値の関係

図15 $\mu/c\mu_2$ と柱軸力比の関係

図18 $\mu/c\mu_2$ と繰返し回数の関係

図16 $\mu/c\mu_2$ とコンクリート強度の関係

図19 梁曲げ破壊した試験体の限界塑性率と付着指標値の関係

図20 (15)式による限界塑性率の計算値とせん断余裕度の関係

余裕度が 1.3 以上あれば、限界塑性率が 4.0 の変形レベルまで接合部がせん断破壊するモードにはならないことが伺われる。なお、せん断余裕度が 1.01 で F 型の試験体が 1 体あるが、この試験体は、接合部のせん断ひび割れが若干進展する程度で、梁付け根のコンクリートの圧縮破壊が進行したと報告されている。FS 型とならなかった理由は定かではないが、高強度の梁主筋が用いられ、付着指標値も 11.9 と上限値に近かったために付着劣化を伴った梁の曲げ破壊が卓越したことが推測される。

7. まとめ

梁曲げ降伏後に十字形内部柱・梁接合部がせん断破壊する架構の変形性能を評価するために、種々の影響因子の効果が接合部単位架構の靱性能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) 梁降伏時に相当する架構の変形角は、菅野式による降伏時の剛性低下率を用いて得られる柱・梁の変形量と簡略な仮定から求まる梁主筋の抜け出しによる付加変形量との和によって、かなり実際に近い評価を得ることができる。
- 2) 北山による接合部のせん断変形モデル、付着すべり、菅野式による部材変形を加算した場合には、梁降伏時の変形角を過大評価する結果となった。より精度を上げるためには、菅野式にかかわる部材変形評価式を確立する必要があると思われる。
- 3) 梁降伏時の変形角は、梁主筋降伏強度の高いものほど、梁主筋の付着指標値の大きいものほど、せん断余裕度の小さいものほど大きい。
- 4) 梁降伏後の接合部せん断破壊は、必ずしも、最大耐力後に急激な耐力低下を生じるような脆性的な破壊とはなっていない。
- 5) 梁降伏後に接合部がせん断破壊する架構の変形性能は、限界塑性率 $[\mu]$ を用いて評価することができる。データ分析の結果、接合部のせん断余裕度 $[c\tau_p/\tau_p]$ 、せん断補強筋比 $[p_w]$ および梁主筋降伏強度 $[\sigma_y]$ の関数の積で与えられる限界塑性率の推定式[(15)式]を導き、良好な適合性を確認した。
- 6) 柱軸力比の効果が梁降伏後に接合部がせん断破壊する架構の変形性能に与える影響は、軸応力が $0.3 \cdot \sigma_B$ 以下の範囲内では極めて小さく、梁主筋の付着の良否が及ぼす影響も顕著ではない。また、コンクリート強度の増大が限界塑性率に与える影響は、せん断強度の増大に寄与する程度よりも幾分小さい。

7) 梁曲げ破壊した試験体の限界塑性率は、付着指標値の小さいものほど大きくなる。

8) 梁降伏後の破壊モードは、せん断余裕度 $[c\tau_p/\tau_p]$ が 1.6 以上あれば、梁曲げ破壊が生じる。また、せん断余裕度が 1.3 以上あれば、(15)式で与えられる限界塑性率が 4.0 の変形レベルまで接合部がせん断破壊するモードにはならない。

謝 辞

本データベースの作成には、平山 明氏、石渡康弘氏(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(参考文献 9 に記載)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、平成10年度文部省-NSF「都市地震災害の軽減に関する日米共同研究」によったことを付記する。

参考文献

- 1) 北山和宏：鉄筋コンクリート柱・梁接合部の復元力特性に関する研究、コンクリート工学年次論文報告集 第14巻2号, pp. 431~436, 1992. 6
- 2) 佐々木 聡, 寺岡 勝, 狩野芳一：RC 造内柱・梁接合部パネルのせん断力-せん断変形角関係, コンクリート工学年次論文報告集 第15巻2号, pp. 571~576, 1993. 6
- 3) 寺岡 勝, 狩野芳一, 佐々木 聡：RC 造内柱・梁部分架構における梁部材の降伏変形の評価, コンクリート工学年次論文報告集 第16巻2号, pp. 723~728, 1994. 6
- 4) 李 祥浩, 北山和宏：内部柱梁接合部における梁部材の降伏時変形, コンクリート工学年次論文報告集 第18巻2号, pp. 959~964, 1996. 7
- 5) 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
- 6) 佐藤博昭, 近藤龍哉, 広沢雅也：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6：せん断破壊型RC造柱・梁接合部の補修実験), 日本建築学会大会学術講演梗概集 構造IV, pp. 647~648, 1996. 9
- 7) 近藤龍哉, 佐藤博昭, 武田 篤, 広沢雅也：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7：せん断破壊型RC造柱・梁接合部の耐震補強実験), 日本建築学会大会学術講演梗概集 構造IV, pp. 649~650, 1996. 9
- 8) 胡木清人, 林 和也, 寺岡 勝：RC 造柱・梁接合部の耐震補強に関する実験的研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集 構造IV, pp. 639~640, 1997. 9
- 9) 村上秀夫, 藤井 栄, 石渡康弘, 森田司郎：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), 日本建築学会構造系論文集 第503号, pp. 85~92, 1998. 1
- 10) 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・同解説, 1990. 10
- 11) 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(曲げ降伏をするはり, 柱および無開口耐震壁の強度と剛性に関する実験的研究), コンクリート・ジャーナル Vol. 11 No. 2, pp. 1~9, 1973. 2
- 12) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, 1991. 4
- 13) Paulay T., Park R. and Priestly M. J. N.: Reinforced Concrete Beam Column Joint under Seismic Actions, ACI Journal Vol. 75 No. 11, pp. 585~593, 1978. 11
- 14) Park R. and Dai Ruitong: A Comparison of the Behavior of Reinforced Concrete Beam-Column Joints Designed for Ductility and Limited Ductility, Bulletin of the New Zealand National Society of for Earthquake Engineering Vol. 21 No. 4, pp. 255~278, 1988. 12
- 15) Paulay T. and Priestly M. J. N.: Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings, John Wiley & Sons, 1992
- 16) 渡辺一弘, 安部勝弘, 村川譲二, 野口 博：鉄筋コンクリート内部柱・梁接合部の耐力と変形状, コンクリート工学年次論文報告集 第10巻3号, pp. 497~500, 1988. 6
- 17) 寺内伸行, 羽田和幸, 吉野正弘, 上村智彦, 古田智基：梁曲げ降伏後に接合部破壊するRC造内部梁・柱接合部の力学的挙動(その1：実験方法と破壊性状)(その2：梁及び柱主筋の歪の特徴と接合部域付着性状)(その3：接合部せん断抵抗機構に関する考察), 日本建築学会大会学術講演梗概集 構造IV, pp. 657~662, 1996. 9

(1998年10月9日原稿受理, 1999年4月2日採用決定)