

論文 曲げモーメント抵抗機構モデルによる RC 造十字型柱梁接合部の 終局強度および破壊モードの解析

楠原 文雄^{*1}・塩原 等^{*2}

要旨：柱梁接合部における四重曲げ抵抗機構の理論により，十字型柱梁接合部のせん断強度および破壊モードに与えるコンクリート強度，せん断補強筋量，柱軸力比などの影響を定量的に検討した。解析結果は，実験結果が示す各影響因子の効果を十分再現できるものであった。また，破壊モードについては2つの変形モードの強度の比により判別が可能であることを示した。

キーワード：十字型柱梁接合部，せん断強度，破壊モード，接合部せん断応力度

1. はじめに

性能設計化すすめるにあつて，柱梁接合部においてもその終局強度，破壊モードに与える諸因子の影響を，定量的に説明するモデルが必要である。しかし，現行の設計法¹⁾においても実験結果から得られたデータに基づいた経験式により接合部の設計が行われている。

接合部パネル内のせん断抵抗機構のモデル化については様々な提案がされているが，それらは接合部強度に影響を与えるとされている要因すべてを考慮できるものではなく，種々のケースすべてに適応できる精度良いモデルは未だに得られていない。一方，既往の実験結果を統計的に分析，検討した研究も行われており，各種の影響因子の効果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解明されていない。

本論文では，十字型柱梁接合部の曲げモーメントに対する抵抗機構の理論によりせん断強度および破壊モードの解析を行い，各影響因子がそれらに与える影響を検討する。

2. 解析モデル

2.1 想定する変形モード

接合部に集まるモーメントによる変形モードとして，梁端部の曲げひび割れの拡大によって

生じる変形（Bモード：図-1(a)）と，接合部パネルのコンクリートに生じた対角方向の斜めせん断ひび割れの拡大による変形（Jモード：図-1(b)）を想定する。

Jモードにおいて，斜めせん断ひび割れによって分割された4つの部分が接続する柱や梁から曲げモーメントを受け回転しようとする時，これらの境界面において，コンクリートには圧縮の，鉄筋には引張りの内部応力が生じて，接合部パネルがモーメントとせん断力に抵抗している（四重曲げ機構²⁾）。この変形モードでは，接合部内でのコンクリートの圧壊や斜めひび割れの拡大が生じ，実験の観察からは接合部せん断破壊として区分されていると考える。（図-2）

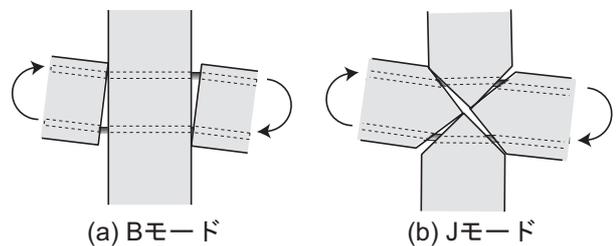


図-1 十字型柱梁接合部の変形モード

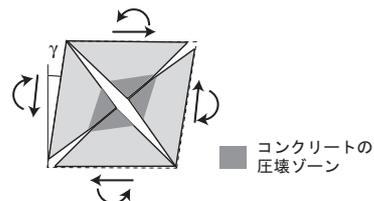


図-2 Jモードの接合部の変形と破壊

*1 東京大学大学院 工学系研究科建築学専攻 助手 修士(工学) (正会員)

*2 東京大学大学院 工学系研究科建築学専攻 助教授 工博 (正会員)

2.2 解析対象とする部分架構

検討の対象は、柱・梁の反曲点から切り出した十字型架構とする。解析対象とした部分架構の形状と外力を図-3に示す。形状および作用する外力は、上下及び左右で対称とする。

2.3 Bモードの抵抗機構

Bモードのひび割れ断面における鉄筋とコンクリートの応力を図-4に示す。断面に生じる応力と外力についての水平方向の力およびモーメントの釣り合いにより式(1)、式(2)が導かれる。

$$T_1 + T_2 - C + N_b = 0 \quad (1)$$

$$M_b = (T_1 - T_2) \frac{j_b D_b}{2} + C \left(\frac{D_b}{2} - \frac{C}{2b_c \sigma_{cb}} \right) \quad (2)$$

また、梁の応力中心間距離を梁の有効せい d の $7/8$ 倍として接合部のせん断力を求め、さらに接合部の有効断面積¹⁾で除すと、一般的に用いられている接合部せん断応力度は、式(3)となる。

$$\tau_{jB} = \frac{\frac{2M_b}{(7/8)d} - M_b / \left(\frac{L_c}{2} \left(1 - \frac{j_c D_c}{L_b} \right) \right)}{(b_b + b_c) / 2 \cdot D_c} \quad (3)$$

2.4 Jモードの抵抗機構

Jモードのひび割れ断面における鉄筋とコンクリートの応力を図-5に示す。断面に生じる応力と外力について、力およびモーメントの釣り合いを考えることにより式(4)~(8)が導かれる。なお、 C_1 はコンクリートに生じる圧縮応力の鉛直方向成分の大きさを示す。柱中段筋の応力は両側の主筋に $1/2$ ずつ振り分けるものとした。

$$-T_1 - T_2 + C_1 \tan \theta + C_2 \tan \theta - T_5 - N_b = 0 \quad (4)$$

$$T_3 - T_4 - C_1 + C_2 - V_b = 0 \quad (5)$$

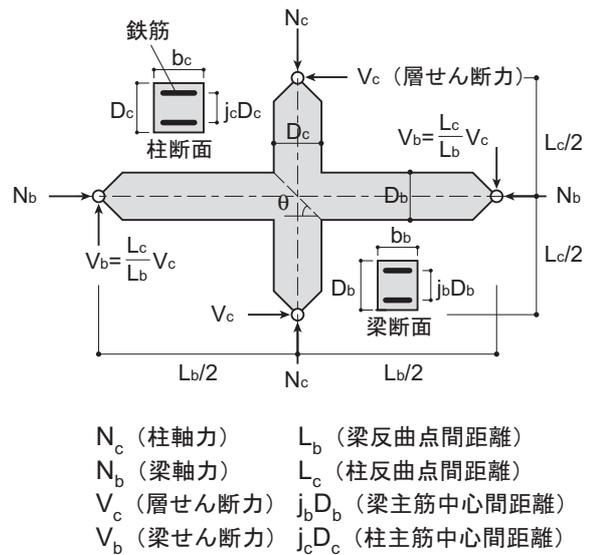
$$T_1 - T_2 - C_1 \tan \theta + C_2 \tan \theta - V_c = 0 \quad (6)$$

$$-T_3 - T_4 + C_1 + C_2 - N_c = 0 \quad (7)$$

$$V_b \frac{L_b}{2} + (-T_1 + T_2) \frac{j_b D_b}{2} + (-T_3 + T_4) \frac{j_c D_c}{2} + \frac{C_1^2}{b_c \sigma_{cj}} \frac{1 + \tan^2 \theta}{2} - C_2 \left(D_c - \frac{C_2}{b_c \sigma_{cj}} \right) \frac{1 + \tan^2 \theta}{2} = 0 \quad (8)$$

この連立方程式の解として得られた柱せん断力 V_c より、Bモードと同様にして接合部せん断応力度を求めると式(9)となる。

$$\tau_{jJ} = \frac{V_c L_c \left(1 - \frac{j_c D_c}{L_b} \right) / \left(\frac{7}{8} d \right) - V_c}{(b_b + b_c) / 2 \cdot D_c} \quad (9)$$



N_c (柱軸力) L_b (梁反曲点間距離)
 N_b (梁軸力) L_c (柱反曲点間距離)
 V_c (層せん断力) $j_b D_b$ (梁主筋中心間距離)
 V_b (梁せん断力) $j_c D_c$ (柱主筋中心間距離)

図-3 解析対象の部分架構

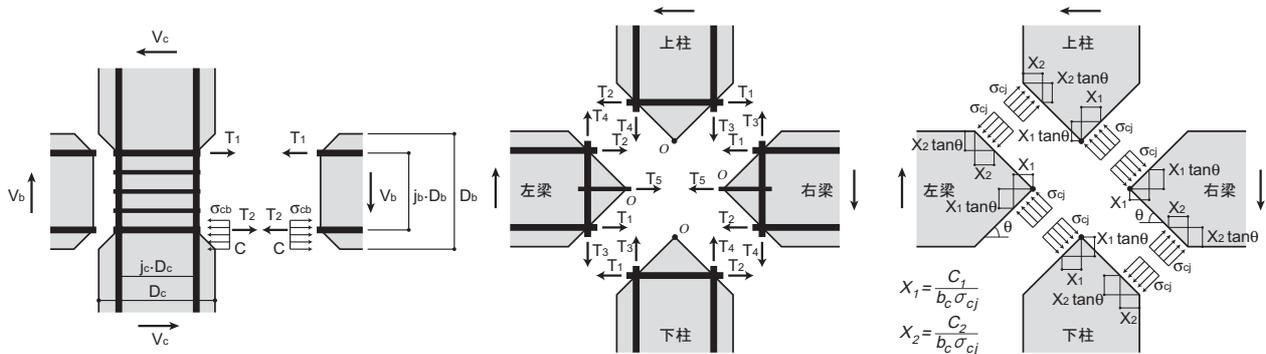


図-4 Bモードの危険断面における応力

(a) コンクリート境界面を横切る鉄筋の応力 (b) コンクリート境界面の応力

図-5 Jモードの危険断面における応力

3. せん断強度および破壊モードの解析方法

3.1 解析上の仮定

解析の対象を終局状態の応力状態とすることにより以下の仮定を用いる。すなわち、コンクリートのストレスブロックの大きさに関する係数 β はACI Codeにならい0.85とし、接合部のせん断補強筋は降伏強度に達しているものとする。

$$\sigma_{cb} = \beta\sigma_B, \quad \sigma_{cj} = \beta\sigma_B \quad (10)$$

σ_B : コンクリート圧縮強度
 $\beta = 0.85$

$$T_5 = p_w \sigma_{wy} b_c (j_b D_b) \quad (11)$$

p_{wj} : 接合部のせん断補強筋比
 σ_{wy} : 接合部せん断補強筋の降伏強度

3.2 梁通し主筋の付着力に関する仮定

一般的に、付着力が付着強度をこえない範囲で圧縮鉄筋の応力 T_2 は引張鉄筋の応力 T_1 に対して比例的に増加し、付着強度に達すると付着劣化が始まる。ここでは、コア・コンクリート内の梁通し主筋の付着強度は文献3)の提案式を用い、付着劣化後もその付着力を維持するものとした。付着劣化前については、 T_2 は T_1 に比例するものとし、比例定数 α は実験データ^{4),5)}をもとに簡単のため-0.1とした(図-6)。

$$T_2 = \begin{cases} \alpha \cdot T_1 & (T_1 - T_2 < B_u) \\ T_1 - B_u & (T_1 - T_2 \geq B_u) \end{cases} \quad (12)$$

$$\alpha = -0.1$$

$$B_u = \tau_{bu} (\sum \psi) j_c D_c$$

$$\tau_{bu} = 2.2 \left(0.86 + 0.84 \frac{\sigma_0}{\sigma_B} \right) \left(\frac{B}{d_b} \right) \left(\frac{\sigma_B}{35} \right)^{\frac{2}{3}} \quad (13)$$

B_u : 梁通し主筋の定着耐力 (N)
 τ_{bu} : 梁通し主筋の付着強度 (N/mm²)
 $\sum \psi$: 梁通し主筋の周長 (mm)
 σ_0 : 柱軸応力度 (N/mm²)
 σ_B : コンクリート圧縮強度 (N/mm²)
 B/d_b : 梁幅 / (引張り鉄筋本数×鉄筋径)

3.3 梁引張鉄筋の応力-接合部せん断力関係

3.1, 3.2 節の仮定により、ある T_1 に対応した2つの強度 τ_{jB} , τ_{jJ} が得られる。表-1に示す諸元をもつ試験体についての計算例を図-7に示す。

付着劣化後、 τ_{jB} , τ_{jJ} とも梁の引張鉄筋の応力 T_1 が増えても増加しなくなる極大値が存在する。

また、 τ_{jB} , τ_{jJ} とも梁通し主筋の付着性状の影響を大きく受けるが、図-7には定着強度 B_u を1/4とした場合もあわせて示した。 τ_{jB} , τ_{jJ} とも付着強度低下により最大せん断応力度が小さくなり、常に τ_{jB} が τ_{jJ} を下回るようになる。

3.4 十字型柱梁接合部の終局強度

式(10)で2つのモードいずれにおいてもコンクリートの応力が $\beta\sigma_B$ に達していると仮定して2つのせん断応力度 τ_{jB} , τ_{jJ} を求めているが、本来

表-1 検討用試験体の諸元

$L_b \times L_c$	2,400 × 1,500 (mm)
$b_b \times D_b$	240 × 350 (mm)
$b_c \times D_c$	300 × 300 (mm)
j_b, j_c	0.73, 0.73
σ_B	36 (N/mm ²)
梁主筋	上下共 4+4-D16 ($p_f=2.19\%$)
p_w	0.6%
σ_{wy}	345 (N/mm ²)
$N_c / (b_c D_c \sigma_B)$	0.2

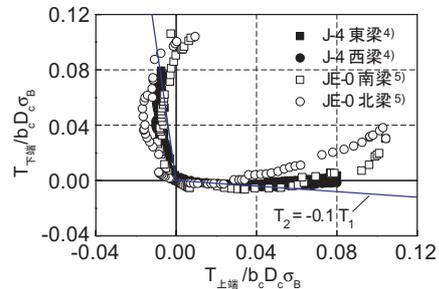


図-6 梁主筋の引張力

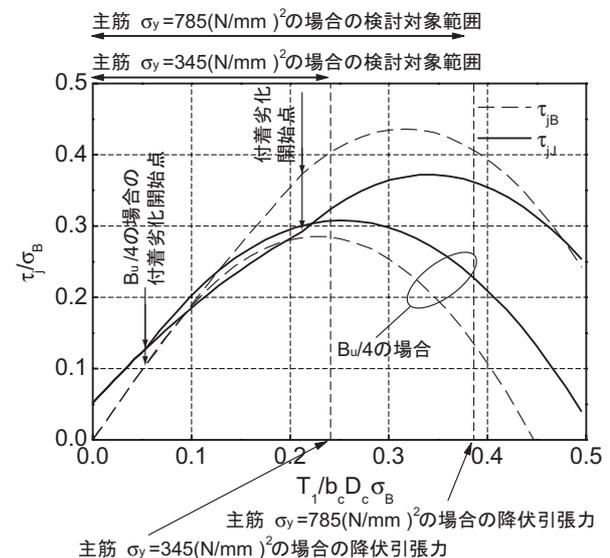


図-7 接合部せん断強度の計算例

はある T_1 に対して τ_B , τ_J は等しく、終局時には σ_{cb} , σ_{cj} のいずれかが $\beta\sigma_B$ に達している。

ここでは、接合部のせん断強度について次のように考える。式(10)の条件を用い求めた2つのせん断応力度 τ_B , τ_J のうち、小さいほうを接合部のせん断強度とする。この終局時せん断応力度において、他方のモードにおいては $\beta\sigma_B$ に達していないコンクリートの応力 σ_c が存在する。すなわち、ある接合部について、 T_1 がとりうる値の範囲 ($0 \leq T_1 \leq T_y$, T_y : 降伏強度) で $\min(\tau_B, \tau_J)$ の最大値をその接合部のせん断強度とする。

3.5 十字型柱梁接合部の破壊モード

(1) 梁降伏前の接合部破壊型 (J型)

$0 \leq T_1 \leq T_y$ の範囲において τ_J に極値が存在し、それが τ_B より小さければ、梁降伏前に接合部のせん断変形が大きくなり強度が低下する梁降伏前の接合部破壊 (J型) となる。(図-8 (a))

(2) 梁降伏後の接合部破壊型 (BJ型)

$0 \leq T_1 \leq T_y$ の範囲において、 τ_B , τ_J がともに T_1 の増大にともない増加していき $T_1 = T_y$ に達すると梁曲げ降伏となる。このとき、 $\tau_J \leq \tau_B$ あれば、接合部の損傷がより激しく、接合部のせん断変形 (Jモード) が大きくなる梁降伏後の接合部破壊 (BJ型) となる。また、 $\tau_J \geq \tau_B$ であっても、 τ_B / τ_J が1に近い場合は接合部の損傷と変形が大きく、実験ではBJ型と判断される場合もあると考えられる。(図-8 (b))

(3) 梁降伏前の梁曲げ破壊型 (BU型)

$0 \leq T_1 \leq T_y$ の範囲において τ_B に極値が存在し、それが τ_J より小さければ、梁降伏前に梁端部のコンクリートの圧壊により終局強度に達する梁降伏前の梁曲げ破壊となる。(図-8 (c))

(4) 梁曲げ破壊型 (B型)

同様に $T_1 = T_y$ に達したとき、 $\tau_B \leq \tau_J$ あれば、接合部の損傷は小さく、接合部のせん断変形は小さく梁端部の変形 (Bモード) が大きい梁降伏型 (B型) となる。(図-8 (d))

4. 各影響因子の効果

表-1 に示す試験体を基準とし、各影響因子

が接合部のせん断強度および破壊モードにあたる影響を検討する。解析結果を図-9 に示す。

(1) コンクリート強度

梁主筋が無限に強いとした場合の J モードの強度 (τ_J の極大値) のコンクリート圧縮強度に対する比は 0.35 程度であり、これはコンクリート強度の増加とともにわずかに減少する。また、J モードの破壊が卓越し始める点 (τ_B と τ_J の交点) の引張主筋の引張力のコンクリート強度に対する比は、コンクリート強度の増加にともない小さくなる。これは、コンクリート強度が大きいほど、コンクリート強度に対して低い入力量でBJ型の破壊が生じることを示している。

(2) せん断補強筋量

梁主筋が無限に強いとした場合の J モードの強度はせん断補強筋量の影響は受けない。せん断補強筋降伏の仮定により、同じ引張主筋の引張力に対しては J モードの強度は大きくなる。一方、B モードの強度はせん断補強筋量の影響を受けないため、せん断補強筋を増すと、Jモードの破壊が卓越し始める点の引張主筋の引張力は大きくなり、BJ型の破壊は生じにくくなる。

(3) 柱軸力

軸力の増加により付着強度が増加するため、柱軸力比が大きくなると付着劣化が生じる引張主筋の引張力が増加し、梁主筋が無限に強いとした場合の J モードの強度はわずかに大きくなる。付着強度を軸力によらず一定とした場合においては、 τ_B , τ_J とも柱軸力の影響は受けない。

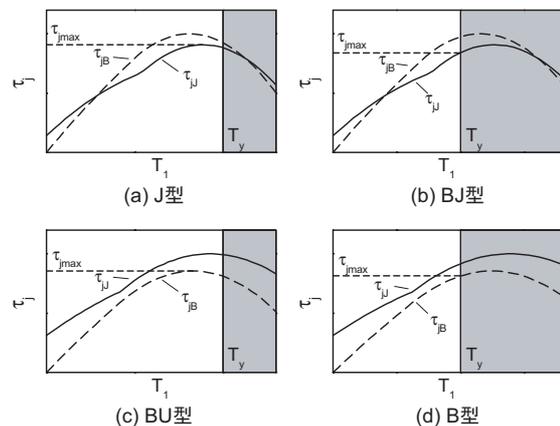


図-8 破壊モードの判別

(4) 梁軸力

軸力によりコンクリートに圧縮応力が生じる範囲が大きくなるため、同じ引張主筋の引張力に対して J モードの強度は大きくなる。梁主筋の強度を無限大とした場合の J モードの強度は梁軸力の影響は受けない。

(5) 柱せいと梁せいの比

柱せいと梁せいの比を 1.0 の場合に、梁主筋が無限に強いとした場合の J モードの強度は最も小さくなる。梁せいの柱せいに対する比が小さいほど同じ引張主筋の引張力に対して J モードの強度は大きくなる。

(6) 柱幅と梁幅の比

梁幅の柱幅に対する比が大きい (1.0 に近い) ほど、梁主筋が無限に強いとした場合の J モードの強度は小さくなる。

5. 実験データによる検証

1985 年～1999 年に国内の学術報告集等に発表された十字型柱梁接合部の実験の試験体から、普通コンクリート、直交梁・スラブ・ハンチがつかず柱と梁の偏心がない、1 方向正負繰り返し荷、梁主筋は接合部内で通し配筋され特殊な補強はされていない、変動軸力や引張り軸力は作用しない、という条件に合致する平面十字型

柱梁接合部試験体 105 体のデータを収集し、同一研究者の行った実験において以下に検討する因子のみを変動させた試験体グループを抽出した。

各影響因子について、その因子のみを変動因子とした試験体グループごとに、最大接合部せん断応力度の実験値と計算値を比較して図-10 に示す。図中には実験の破壊モードおよび解析より得られた破壊モード、解析値における J モードの最大値に対する最大接合部せん断応力度の比を括弧内に示す。

5.1 各影響因子がせん断強度に与える影響

各因子がせん断強度に与える影響については、解析により 3 章で検討しているので詳述は避けるが、検討を行った各因子とも、その因子が接合部の最大せん断応力度に与える影響について実験結果が示す傾向を計算値はよくとらえている。柱せいの影響など従来考慮されていないが因子についても、本解析方法であれば計算によりその影響を定量的に求めることが可能である。

5.2 各影響因子が破壊モードに与える影響

破壊モードについては、図-10 において実験には J 型あるいは BJ 型とされているものでも計算では B 型と判別されているものが多いが、同一グループ内で比較すると、変動因子を変化

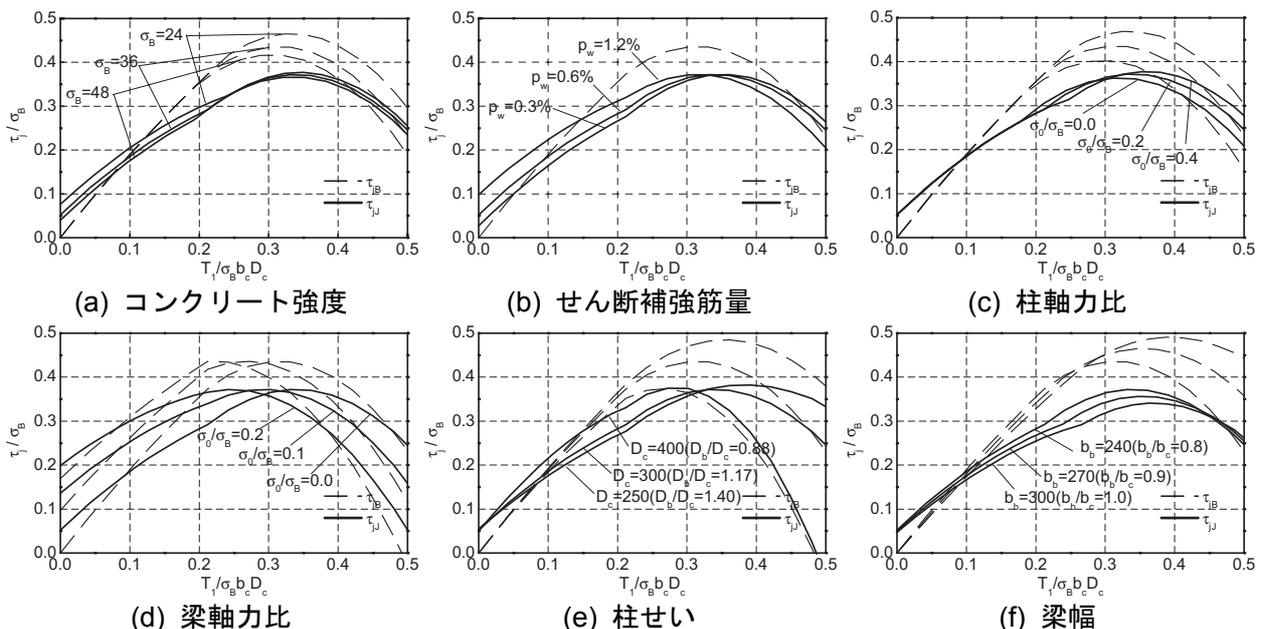


図-9 接合部強度に与える各影響因子の影響

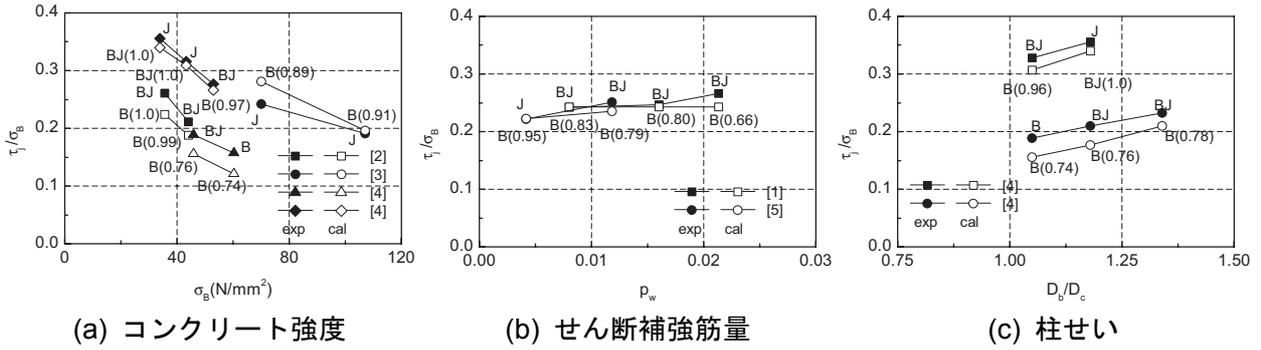


図-10 実験値と解析値の比較

実験データ引用文献

- [1] 野口他：AIJ, pp.291-292, 1985
- [2] 林他：AIJ, pp.415-418, 1988
- [3] 柏崎他：JCI, pp.475-478, 1991
- [4] 川崎他：AIJ, pp.579-582, 1991
- [5] 中村他：AIJ, pp.583-588, 1991

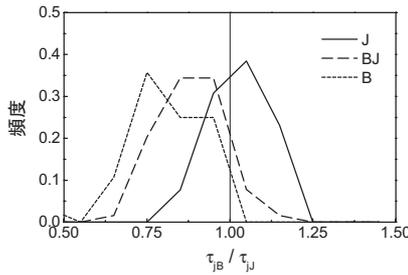


図-11 JモードとBモードの強度比

させることにより、実験結果が B 型→BJ 型→J 型と変化すると、最大強度時の J モードの強度に対する最大せん断応力度の比が大きくなっている。これは、B モードとともに J モードの変形、破壊が進行していることを示している。

図-11 に収集した試験体データ 105 体について、実験で報告された破壊モード別に最大強度時の J モードの強度に対する B モードの強度の比 (τ_{JB} / τ_{J}) の分布を示す。J 型は 1.0 を超えた値を中心に、BJ 型は 1.0 を少し下回る値を中心に分布し、B 型はほとんどが 1.0 を下回っている。BJ 型は接合部の破壊であり、 τ_{JB} / τ_{J} は 1.0 以上となるものであるが、1.0 を下回る位置に分布しているのは、強度は B モードのものが小さくても、J モードの値と近い場合は接合部の損傷が激しく、実験においては BJ 型と判断されることが多いためと考えられる。

6. まとめ

B モードと J モードの 2 つの変形モードについて曲げ抵抗機構をモデル化した解析により、十字型柱梁接合部のせん断強度および破壊モードの解析を行い、従来のモデルでは明確に示され

ていない各影響因子が終局強度・破壊モードに与える影響を定量的に説明できることを明らかにした。また、破壊モードについて、2 つの変形モードの強度の比により判別が可能であることを示した。

今後、解析の精度の向上のためには、解析にあたって仮定した各項目の検証が必要であり、特に梁通し主筋の付着性状について、2 段筋の場合も含めて実験などにより明らかにしていく必要がある。

謝辞 多数の研究者の貴重な実験データを引用させていただいた。厚く感謝いたします。

参考文献

- 1) 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・同解説，1999.7
- 2) H. Shiohara : A New Model for Shear Failure of R/C Interior Beam-Column Connections , Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 127, No. 2, Feb. 2001, pp. 152-160.
- 3) 藤井栄, 村上秀夫, 山田稔明, 森田司郎：高強度鉄筋コンクリート柱・梁接合部における梁通し筋の付着性状, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.13-2, pp.483-488, 1991.6
- 4) 塩原等他：高強度鉄筋を用いた鉄筋コンクリート造はり柱接合部の耐震設計法 (その 1~7), 日本建築学会大会学術講演梗概集, C, pp.459-462, 1989.10 (その 1、2)、pp.353-360、1990.10、(その 3~6)、pp.599-600, 1991.9 (その 7)
- 5) 東川敬子, 塩原等, 小谷俊介：梁が柱に偏心して接続する RC 造十字型柱梁接合部の実験, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.25-2, pp.541-546, 2003.6