

論文

[2075] 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

正会員 北山和宏 (東京都立大学建築学科)

1. はじめに

柱・梁接合部を含んだ骨組の地震応答解析を行なうためには、繰り返しせん断を受ける接合部の復元力特性をモデル化することが必要である。そこで、せん断変形角-せん断応力度関係の包絡線を斜めひびわれ発生とせん断強度到達とによって剛性の急変する折れ線で構成した(図1)。しかし接合部のせん断強度は不明であり、後者を定義することは困難である。ただし梁降伏型骨組を想定し、接合部のせん断破壊が先行しないことを保証できる場合にはせん断強度が未知でも構わない。そこで梁降伏により接合部入力せん断力が一定になることを前提として、既往の実験結果を用いて、初期剛性と斜めひびわれ強度および斜めひびわれ発生後の第2剛性とを求め、包絡線のモデル化を行なった。繰り返しのルールには剛性劣化を考慮した武田スリップ型のモデルを使用すればよいと考えるが、ここでは扱わない。なお、森田・藤井らの剛性劣化モデル[1]はせん断強度を定めずに梁降伏後の接合部せん断変形の増大を表現できるが、包絡線は実験結果を平均して定められた。また包絡線の提案として、剛性急変点のせん断変形を一定値とした寺岡らの研究[2]、第2剛性を初期剛性の1/5とした黒正らの研究[3]がある。

2. 斜めひびわれ強度と初期剛性G<sub>1</sub>

斜めひびわれ強度: 接合部斜めせん断ひびわれの発生は図2(a)の応力状態で主応力度がコンクリート引張り強度に達したときと考え、モールの応力円(図2(b))より(1)式で求まる。

$$\tau_{cr} = \sqrt{\sigma_0 \cdot f_t + f_t^2} \tag{1}$$

ここで、 $\tau_{cr}$ : 斜めせん断ひびわれ発生時のせん断応力度 (kgf/cm<sup>2</sup>)、 $\sigma_0$ : 柱軸応力度 (kgf/cm<sup>2</sup>)、および  $f_t$ : コンクリート引張り強度 (kgf/cm<sup>2</sup>) である。(1)式によりせん断ひびわれ強度を推定できることは多くの研究者によって指摘された[例えば4]。ここでは東京・千葉両大学で実験の行なわれた平面内柱・梁接合部29体[8~15]について実験結果と計算値とを比較して図3に示す。コンクリート引張り強度には10φ×20 cmのシリンダーの割裂試験による値を用いた。接合部せん断伝達断面積は柱幅と梁幅との平均値と柱せいとの積とした。正負サイクルの計算値に対する実験値の比の平均は0.94で計算値は実験値より若干大きかった。これは構造体コンクリートの実際の引張り強度が割裂引張り強度よ

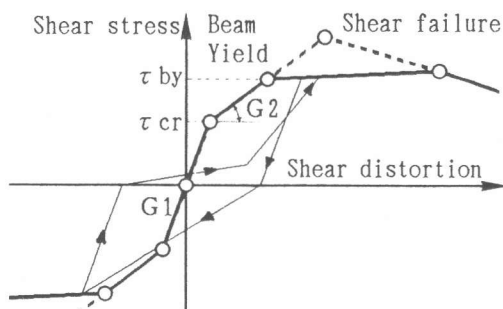
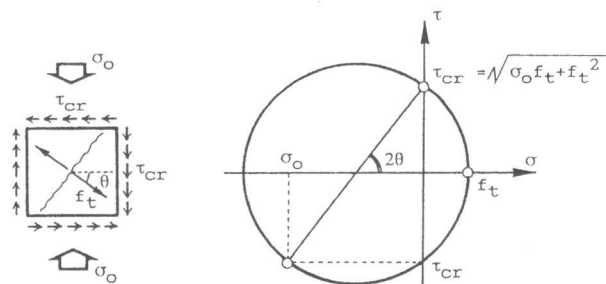


図1 せん断変形角-応力度関係のモデル



(a) 応力状態

(b) モールの応力円

図2 斜めひびわれ発生時の応力状態

りは小さいため[5]と考えられ、(1)式により斜めせん断ひびわれ強度を求めることができる。

初期剛性  $G_1$  : 初期剛性  $G_1$  は(2)式により求める。

$$G_1 = Ec / 2 (1 + \nu) \tag{2}$$

ここで、 $Ec$  : コンクリートの弾性係数、および  $\nu$  : コンクリートのポアソン比 ( $= 4 \times 10^{-5} f'_c + 0.169$  [6]、 $f'_c$  : コンクリート圧縮強度、 $\text{kgf/cm}^2$ ) である。(2)式による計算値と実験結果との関係を

を図4に示す。 $Ec$ に

は材料試験による  $1/4 f'_c$  時割線剛性を用いた。また接合部せん断伝達断面積は柱幅と梁幅との平均値と柱せいとの積として定義した。図4では実験値が計算値よりも大きい試験体がかかりあった。計算値が小さくなった理由として、1) コンクリートの弾性係数として  $1/4 f'_c$  時割線剛性を用いた。しかし、ひびわれ発生時の圧縮主応力度は  $\sigma_0 + f_t$  であり、柱軸応力度が小さい場合には  $1/4 f'_c$  には達しない。2) コンクリートの弾性係数のみを用い、柱主筋の寄与を無視した。柱主筋の全断面積と鉄のせん断弾性係数とを考慮して接合部パネルのせん断弾性係数を求めると、計算値は20%程度大きくなる。また実験値が大きくなった理由として、実験による接合部せん断応力度を求める際に接合部有効幅として柱幅と梁幅との平均値を用いたことが挙げられる。斜めひびわれは柱断面全域に発生するとして柱幅を用いれば、実験値は20%程度小さくなる。ただし接合部有効幅を精確に決定できる資料がないことや、変形によって有効幅を変化させるのは繁雑である。そこで本論では変形に無関係に柱幅と梁幅との平均値を用いた。以上より、柱軸応力度を考慮してコンクリートの弾性係数を適切に設定すれば、(2)式によって初期剛性  $G_1$  を算定してよい。

### 3. 第2剛性 $G_2$

接合部のせん断変形角-せん断応力度関係の第2剛性に影響を与える因子として、①コンクリート圧縮強度、②接合部横補強筋、③柱中段筋、④柱軸力、⑤直交部材による拘束、⑥梁二段筋、⑦二方向入力、⑧接合部のアスペクト比(梁せいと柱せいとの比)などが考えられる。ここでは①から⑤までの各因子の第2剛性に与える影響を藤井らの研究[7]にならって比率として定量化し、第2剛性を定めた。⑥、⑦および⑧については不明であるので含めなかった。

定量化の方法 : 第2剛性  $G_2$  は(3)式により求める。

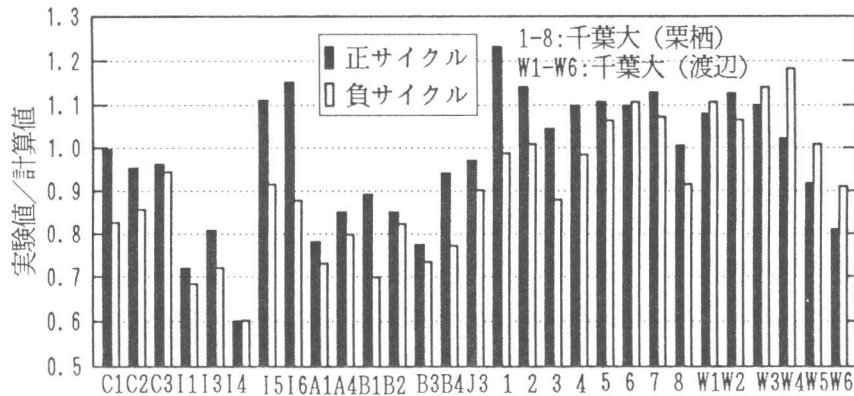


図3 接合部斜めせん断ひびわれ強度

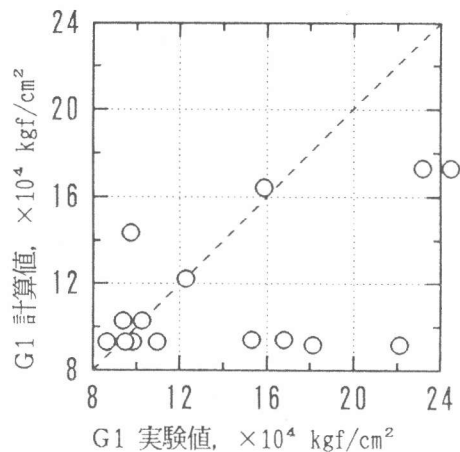


図4 初期剛性  $G_1$  (実験値と計算値)

表1： 第2剛性G<sub>2</sub>の算定に用いた試験体一覧

| 試験体   | G <sub>2</sub><br>(実験値) |  | 接合部                  |                      | 柱中段筋                                  | 柱軸力   | 被覆率                 | G <sub>2i</sub><br>(計算値) | 破壊<br>モード | 文献<br>番号 |
|-------|-------------------------|--|----------------------|----------------------|---------------------------------------|-------|---------------------|--------------------------|-----------|----------|
|       | kgf/cm <sup>2</sup>     | f' <sub>c</sub><br>kgf/cm <sup>2</sup> | p <sub>jh</sub><br>% | p <sub>ci</sub><br>% | σ <sub>o</sub><br>kgf/cm <sup>2</sup> | α     | kgf/cm <sup>2</sup> |                          |           |          |
| I 1   | 31545                   | 962                                    | 0.41                 | 1.91                 | 36.0                                  | 0.000 | 18136.2             | J                        | 8         |          |
| I 3   | 19596                   | 422                                    | 0.37                 | 1.33                 | 10.8                                  | 0.000 | 15880.8             | BJ                       |           |          |
| I 4   | 22115                   | 405                                    | 0.37                 | 1.33                 | 10.8                                  | 0.000 | 18164.8             | BJ                       | 13        |          |
| I 5   | 21954                   | 870                                    | 0.42                 | 1.33                 | 20.0                                  | 0.000 | 14052.9             | B                        | 9         |          |
| I 6   | 25179                   | 870                                    | 0.42                 | 1.33                 | 20.0                                  | 0.000 | 16117.2             | B                        |           |          |
| A 1   | 15631                   | 312                                    | 0.38                 | 1.33                 | 20.0                                  | 0.000 | 14280.4             | J                        |           |          |
| A 3   | 15774                   | 312                                    | 0.38                 | 1.33                 | 20.0                                  | 0.744 | 14411.0             | B                        | 10        |          |
| A 4   | 18478                   | 312                                    | 0.38                 | 1.33                 | 20.0                                  | 0.233 | —                   | J                        |           |          |
| B 1   | 14339                   | 250                                    | 0.35                 | 1.33                 | 20.0                                  | 0.000 | 14270.9             | BJ                       |           |          |
| B 2   | 20886                   | 250                                    | 0.35                 | 1.33                 | 20.0                                  | 0.000 | 20786.9             | BJ                       | 11        |          |
| B 3   | 17185                   | 250                                    | 0.88                 | 0.85                 | 20.0                                  | 0.000 | 12498.7             | BJ                       |           |          |
| B 4   | 13372                   | 250                                    | 0.88                 | 0.85                 | 20.0                                  | 0.000 | 9725.5              | BJ                       |           |          |
| J 1   | 16233                   | 262                                    | 0.27                 | 0.85                 | 20.0                                  | 0.000 | 18366.3             | BJ                       |           |          |
| J 2   | 18229                   | 245                                    | 0.54                 | 0.85                 | 20.0                                  | 0.000 | 18365.4             | BJ                       |           |          |
| J 3   | 38313                   | 245                                    | 1.27                 | 0.85                 | 20.0                                  | 0.000 | 18371.3             | BJ                       | 12        |          |
| J 4   | 13478                   | 262                                    | 0.27                 | 0.85                 | 80.0                                  | 0.000 | 18366.6             | BJ                       |           |          |
| J 5   | 13101                   | 293                                    | 0.27                 | 0.00                 | 20.0                                  | 0.000 | 18365.4             | BJ                       |           |          |
| (平均値) |                         |  |                      |                      |                                       |       |                     | 16260.0                  |           |          |

【凡例】 B：梁曲げ破壊、BJ：梁曲げ降伏後の接合部せん断破壊、J：接合部せん断破壊

$$G_2 = G_{2i} \cdot \prod_{i=0}^4 K_i \quad (3)$$

ここで、G<sub>2i</sub>：係数K0からK4までがすべて1.0のときの第2剛性、K0：コンクリート強度を考慮する係数、K1：接合部横補強筋を考慮する係数、K2：柱中段筋を考慮する係数、K3：柱軸応力度を考慮する係数、およびK4：直交部材による接合部の被覆を考慮する係数、である。(3)式は上述した①から⑤までの各因子が各々独立に作用するという仮定により成立する。

各係数の決定： 実験結果に基づきK0からK4までの係数を決定した。使用する内柱・梁接合部試験体は表1に示す17体[8~13]である。大部分の試験体は梁主筋の降伏後に繰り返し荷重によって接合部がせん断破壊した。そこで接合部せん断変形角-せん断応力度関係において、梁上下端筋とも降伏したときの接合部入力せん断応力度τ<sub>by</sub>を3/4倍した包絡線上の点と、斜めひびわれ発生による剛性急変点を結んだ割線剛性を第2剛性G<sub>2</sub>と定義し、正負サイクルの大きい方を使用した。

係数K1を定めるために横補強筋量のみが異なる試験体J1、J2およびJ3を用い、横補強筋比p<sub>jh</sub>(定義は後述)と第2剛性との関係を図5に示す。横補強筋量の増大とともに第2剛性は大きくなった。

係数K2を定めるために柱中段筋の無い試験体J5と有する試験体J1を用い、柱中段筋比p<sub>ci</sub>(定義は後述)と第2剛性との関係を図6に示す。柱中段筋があることにより第2剛性は増大した。

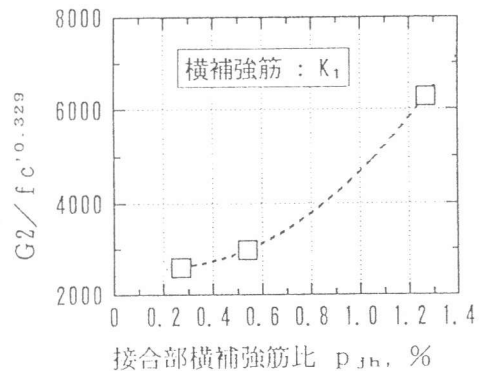


図5 接合部横補強筋の影響

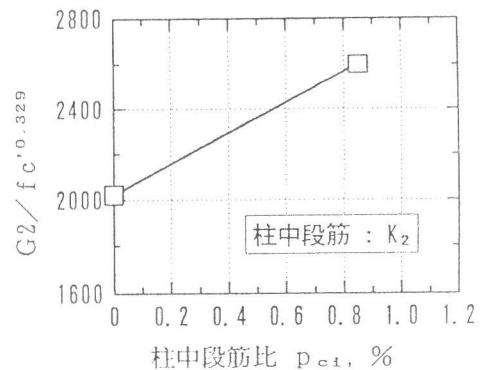


図6 柱中段筋の影響

係数K3を定めるために柱軸力のみが異なる試験体J1およびJ4を用い、柱軸応力度と第2剛性との関係を図7に示す。柱軸応力度の増大により第2剛性は低下した。

係数K4を定めるために平面試験体A1、ひびわれた直交梁とスラブとを有する試験体A3およびスラブを有する試験体A4を用い、接合部被覆率 $\alpha$ と第2剛性との関係を図8に示す。 $\alpha$ は柱と梁とで囲まれる接合部パネル面積を直交部材の断面積で除したものである。接合部との界面にひびわれのないスラブが取り付けることにより第2剛性は増大したが、付け根にひびわれのある直交梁は第2剛性に影響を与えなかった。日本では通常二方向架構を用いることから直交部材にひびわれが生じることは避けられず、これより直交部材が第2剛性に与える影響は無視することにした。

以上よりK1、K2、K3およびK4を決定できる。しかしK1およびK2を求めるのに使用した試験体のコンクリート圧縮強度 $f'_c$ が異なったことから、これらにはコンクリート強度の影響が含まれる。そこで、まず試験体J1、J2、J3およびJ5の第2剛性を $f'_c{}^{0.4}$ で基準化してK1およびK2を求め、各試験体の第2剛性をK1、K2、K3およびK4で除したもの( $G_2' = G_2 / (K1 \cdot K2 \cdot K3 \cdot K4)$ )とコンクリート圧縮強度との関係から重回帰分析によってK0を $f'_c{}^n$ の形で求めた。次に試験体J1、J2、J3およびJ5の第2剛性を $f'_c{}^n$ で基準化して同じ作業を2度繰り返して最終的にK1、K2およびK0を決定した。これによって得られた $G_2'$ とコンクリート圧縮強度との関係を図9に示す。最後に各試験体について $G_2 / (K0 \cdot K1 \cdot K2 \cdot K3 \cdot K4)$ を求め、その平均値を $G_{21}$ とした。これより定まった各係数を以下に示す。なお各係数とも実験範囲のみを適用範囲とし、それ以外は暫定的に一定値とした。

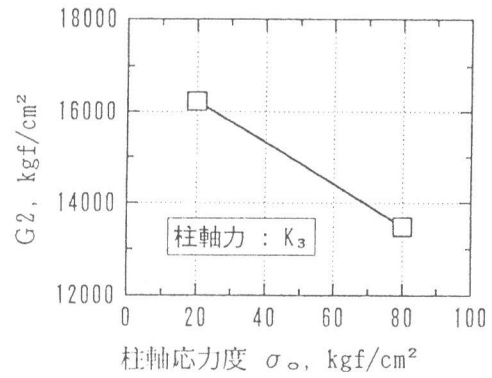


図7 柱軸応力度の影響

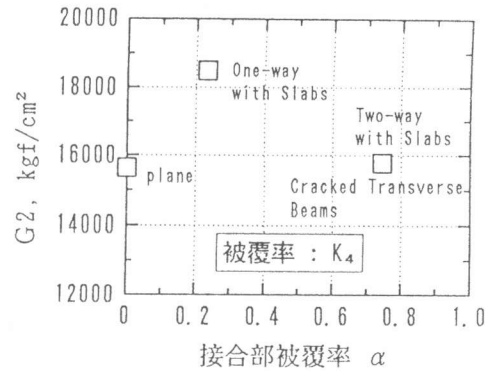


図8 接合部被覆率の影響

$$G_{21} = 16260 \text{ kgf/cm}^2 \quad (4)$$

$$K0 = 0.143 f'_c{}^{0.327} \quad f'_c < 962 \text{ kgf/cm}^2 \quad (5.1)$$

$$K0 = 1.35 \quad f'_c \geq 962 \text{ kgf/cm}^2 \quad (5.2)$$

$$K1 = 1.0 \quad \rho_{jh} < 0.27 \% \quad (6.1)$$

$$K1 = 1.184 \rho_{jh}^2 - 0.411 \rho_{jh} + 1.025 \quad 0.27 \% \leq \rho_{jh} < 1.27 \% \quad (6.2)$$

$$K1 = 2.41 \quad 1.27 \% \leq \rho_{jh} \quad (6.3)$$

$$K2 = 0.261 \rho_{ci} + 0.778 \quad \rho_{ci} < 0.85 \% \quad (7.1)$$

$$K2 = 1.00 \quad \rho_{ci} \geq 0.85 \% \quad (7.2)$$

$$K3 = -2.83 \times 10^{-3} \sigma_o + 1.057 \quad \sigma_o < 80 \text{ kgf/cm}^2 \quad (8.1)$$

$$K3 = 0.83 \quad \sigma_o \geq 80 \text{ kgf/cm}^2 \quad (8.2)$$

$$K4 = 1.0 \quad (9)$$

ここで、 $p_{jh}$ ：接合部横補強筋比(%)で最下段の上端筋と最上段の下端筋との間にある横補強筋断面積の総和を柱幅と梁断面の $7/8d$  ( $d$ ：下端引張り時の有効せい)で除したものの、 $p_{ci}$ ：柱中段筋比(%)で柱中段筋(柱主筋のうち最外列の引張りおよび圧縮主筋を除いたもの)全断面積を柱断面面積で除したものの、および  $\sigma_o$ ：柱軸応力度(kgf/cm<sup>2</sup>)で柱軸力を柱断面面積で除したものの、である。第2剛性  $G_2$  の実験値と計算値との比較を図10に示す。相関係数は0.85であった。ただしここで使用した試験体数は少ないので、精度向上および適用範囲拡大のためにさらに多くの資料を検討することが必要である。

**実験結果との比較：** 提案した方法と他の実験結果23体[14~21]との比較を図11に示す。コンクリート強度は296~828 kgf/cm<sup>2</sup>、横補強筋比は0~1.63%、柱中段筋比は0~1.77%、柱軸応力度は20~133 kgf/cm<sup>2</sup>であった。実験値は第2剛性の定義にしたがって論文記載のグラフより読み取った。計算値に対する実験値の比はほぼ0.7~1.3であり、±30%の精度で第2剛性  $G_2$  を推定できた。

#### 4. まとめ

初期剛性は弾性論に従いコンクリートの弾性係数とポアソン比とを用いて求め、斜めひびわれ強度は主応力度式により求めた。第2剛性はコンクリート強度、接合部横補強筋量、柱中段筋量、柱軸力および直交部材による接合部被覆率の関数として(3)~(9)式のように定めた。ただし、精度向上のためにさらに多くの実験結果を検討することが必要である。また、今後は梁降伏後の繰返し载荷による接合部せん断変形増大を考慮するために、剛性劣化の条件を調べて定量化することが重要である。

#### 謝辞

貴重な実験結果を提供して戴いた東京大学青山博之、小谷俊介両先生、千葉大学野口博先生、ご意見いただいた日本建築学会靱性設計小委員会付着・定着WG(主査：豊橋技術科学大学角徹三先生)の委員諸氏、整理の一部をお願いした千葉大学大学院柏崎隆志、竹崎真一両君、に篤く感謝いたします。

#### 引用文献

- [1] 森田司郎、藤井栄、野村祥一：RC外部柱・梁接合部の耐力と変形性状、第9回JCI年次論文報告集、Vol.9-2、pp.175-180、1987.7.

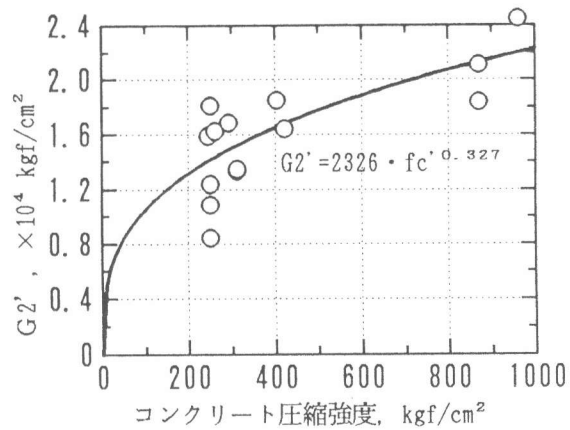


図9 コンクリート圧縮強度の影響

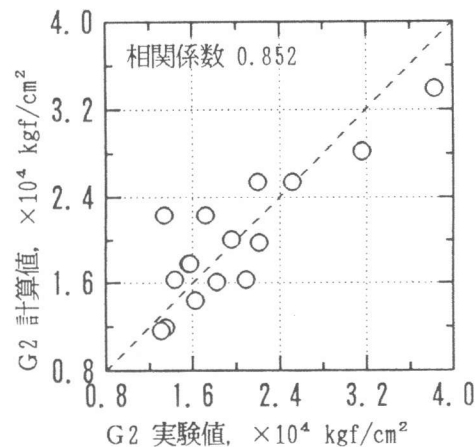


図10 第2剛性  $G_2$  (実験値と計算値)

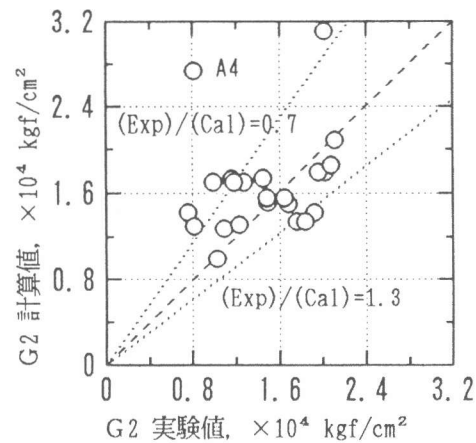


図11 第2剛性  $G_2$  の提案式の適合性

- [2] 寺岡勝、狩野芳一：RC内柱・梁接合部パネルのひび割れたコンクリートの圧縮強度低減係数、第13回JCI年次論文報告集、Vol.13-2、pp.501-506、1991.6.
- [3] 黒正清治、福原正志、林静雄、長縄裕行：鉄筋コンクリート構造梁・柱接合部に関する実験研究（その1）、AIJ大会梗概集、pp.1439-1440、1974.10.
- [4] 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、構造工学論文集、Vol.37B、pp.365-378、1991.3.
- [5] 角一行、川股重也：面内純せん断力下の鉄筋コンクリート平板におけるコンクリートの力学的特性、JCI論文、Vol.26、No.10、pp.97-110、1988.10.
- [6] 友澤史紀、野口貴文、小野山貫造：高強度・超高強度コンクリートの基礎的力学特性に関する調査、AIJ大会梗概集、材料施工、pp.497-498、1990.10.
- [7] 藤井栄、森田司郎、川上修司、山田稔明：90°折り曲げ定着耐力の再評価、AIJ構造系論文報告集、No.429、pp.65-75、1991.11.
- [8] 北山和宏、小谷俊介、青山博之：高強度材料を用いた内柱・梁接合部の履歴挙動、AIJ大会学術講演梗概集、構造IIC、pp.361-362、1990.10.
- [9] 李祥浩、藤田崇、北山和宏、小谷俊介：高強度材料を用いたRC内柱・梁接合部における梁主筋の定着性能、第13回JCI年次論文報告集、Vol.13-2、pp.495-500、1991.6.
- [10] 北山和宏、小嶋千洋、小谷俊介、青山博之：高せん断力を受ける鉄筋コンクリート造内柱・梁接合部の挙動、第11回JCI年次論文報告集、Vol.11-2、pp.531-536、1989.7.
- [11] 北山和宏、小谷俊介、青山博之：地震力を受ける鉄筋コンクリート内柱・梁接合部の履歴挙動に関する実験的研究、第8回日本地震工学シンポジウム論文集、pp.1407-1412、1990.12.
- [12] 小林裕、溜正俊、小谷俊介、青山博之：鉄筋コンクリート造柱-梁接合部の実験的研究、第6回JCI年次講演会論文集、pp.653-656、1984.
- [13] 李祥浩、北山和宏、小谷俊介、青山博之：高強度材料を用いたRC造内柱・梁接合部の実験的研究、建築学会関東支部研究報告集、1992年、1月、pp.65-68.
- [14] 野口博、栗栖浩一郎：鉄筋コンクリート柱・はり接合部の耐震性に関する実験的研究、AIJ大会学術講演梗概集、構造IIC、pp.627-628、1987.10.
- [15] 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、第10回JCI年次論文報告集、Vol.10-3、pp.497-500、1988.6.
- [16] 山田稔明、藤井栄、森田司郎：鉄筋コンクリート柱・梁接合部のせん断耐力に関する研究（その1）、AIJ大会学術講演梗概集、C構造II、pp.439-440、1989.10.
- [17] 河口俊郎、塩原等、小河原信、佐藤達郎：高強度鉄筋と高強度コンクリートを用いた柱・はり接合部の実験、第12回JCI年次論文報告集、Vol.12-2、pp.627-632、1990.6.
- [18] 後藤康明、城攻、柴田拓二：RC十字形柱はり接合部のせん断抵抗性状に対するせん断補強筋の効果について、第11回JCI年次論文報告集、Vol.11-2、pp.543-548、1989.7.
- [19] 川崎清彦、辻田耕一、成瀬忠：高強度コンクリートを用いた内柱・梁接合部のせん断耐力に関する実験的研究、前田建設工業技術研究所報、Vol.32、pp.87-94、1991.
- [20] 山田敏夫、伊藤勝、最上達雄、吉崎征二：RC積層工法による超高層骨組の構造実験、大成建設技術研究所報、No.18、pp.145-152、1986.
- [21] 吉崎明弘、町敏広ほか：熊谷組超高層RC構法（KHRシステム）の開発（その9）、熊谷技報第43号、pp.95-105、1988. | AIJ：日本建築学会、JCI：日本コンクリート工学協会