高強度材料を用いた鉄筋コンクリート扁平梁構法の開発研究

DEVELOPMENT OF HIGH STRENGTH REINFORCED CONCRETE FLAT BEAM SYSTEM

西村 康志郎^{*1}, 瀧口 克己^{*2}, 堀田 久人^{*3}, 増井 靖^{*4}
常木 康弘^{*5}, 小坂橋 裕一^{*5}, 中西 規夫^{*5}

*Koshiro NISHIMURA, Katsuki TAKIGUCHI, Hisato HOTTA, Yasushi MASUI,
Yasuhiro TSUNEKI, Yuichi KOITABASHI and Norio NAKANISHI*

RC flat beam system, which was rigid frame construction that consisted with RC flat beams and normal RC columns, were researched and developed in the previous study by the authors. The flat beam of this system has wider width than columns have and shorter depth than normal beams have. In this study, high strength RC was used for the flat beam system. In order to investigate performance of high strength RC flat beam system, cyclic loading tests of two beam-column joint specimens were carried out, which one is cruciform joint specimen, the other is corner joint specimen. As results, it can be said that there were no serious problem in this system. All the specimens showed restoring force characteristics of flexural type, and flexural strength could be estimated by traditional ways. An estimating method of stiffness of RC flat beam and column joint was shown in this paper.

Keywords : *RC flat beam, high strength concrete, cruciform joint, corner joint, initial stiffness, yield point stiffness*
RC 扁平梁, 高強度コンクリート, 十字形接合部, ト字形接合部, 初期剛性, 降伏時剛性

1. 序

鉄筋コンクリート (RC) の柱に幅の広い部材が取り付く接合部に関しては、これまで RC フラットスラブやフラットプレートなどの研究があり^{1)~7)}, 筆者らも幅広で梁成の低い RC 扁平梁を用いた構法の開発研究を行った⁸⁾。この開発研究では、RC 扁平梁と通常の RC 柱の十字形接合部材について、梁と柱の力の伝達や、柱主筋の付着について検討しており、梁のヒンジ位置を柱面から少し離す、柱に近い梁のコンクリート拘束を強める、柱の主筋に添え筋をする、といった対策の効果を実験で確かめ、RC 扁平梁構法は可能であることを確認した。この開発における扁平梁は、フラットプレートほど薄くなく、幅広にすることで剛性を確保できる程度の梁成のものである。

近年、建築物の高層化に伴い、高強度コンクリートを使用する必要性が増えている。高強度材料を用いると、梁柱接合部に作用する力の条件が厳しくなることが多い上に、RC 扁平梁と柱の接合部は、通常の梁柱接合部と形状が異なるので、RC 扁平梁構法に高強度材料を用いたときの影響を把握する必要がある。また、以前の研究⁸⁾での試験体は全て十字形接合部材だったが、平面計画、隅柱のあ

るところでは扁平梁がト字形に接合するので、ト字形接合部で扁平梁と柱の間の力を円滑に伝達させることも課題として残っている。これらを踏まえ、RC 扁平梁構法に高強度材料を使用すること、扁平梁をト字形に柱へ接合させるための配筋、を検討するために、圧縮強度約60N/mm²のコンクリートと降伏強度約470N/mm²の鉄筋を用いた十字形接合部材とト字形接合部材を各1体作製し、変形漸増繰り返し加力実験を行った。ト字形接合部材の梁主筋定着には、機械式定着金物を使用した。本論文では、復元力特性やひび割れについて考察し、扁平梁・柱接合部材の初期剛性と降伏時剛性の評価方法について述べる。

2. 実験計画

2.1 試験体

図1と図2に試験体図に示す。表1は試験体リストおよびコンクリートの力学特性、表2は鉄筋の力学特性である。

試験体は、高強度材料を用いた RC の十字形とト字形の接合部材が各1体 (以下、HRC-1, HRC-2), 計2体である。試験体は、実物の1/5を想定したもののだが、試験装置の都合で梁を長くしたので、

^{*1} 東京工業大学 助教・博士 (工学)
^{*2} 東京工業大学 教授・工博
^{*3} 東京工業大学 准教授・博士 (工学)
^{*4} 住友不動産㈱
^{*5} ㈱日建設計

Assistant Prof., Tokyo Institute of Technology, Dr. Eng.
Prof., Tokyo Institute of Technology, Dr. Eng.
Assoc. Prof., Tokyo Institute of Technology, Dr. Eng.
Sumitomo Realty & Development Co., Ltd.
NIKKEN SEKKEI Ltd.

図1 HRC-1 [十字形接合部材] 試験体図

試験体の梁のせん断スパンは、想定した実物寸法を縮小したせん断スパンよりも7/5倍大きい。コンクリートシリンドー圧縮強度は約60N/mm²、主筋に用いた異形鉄筋D10の降伏強度は466N/mm²である。2体とも、柱芯と梁芯を偏心させて接合した形状である。建築計画上の自由度を拡げる目的で直径30mmの配管用の縦穴貫通孔を接合部付近に設け、その影響を調べた。コンクリートの養生は、14日間湿潤養生した後に脱型し、その後気中養生とした。

2体の試験体には、梁端部補強筋、はね出し部主筋、塑性ヒンジ想定位置付近の密なあばら筋を配した。梁端部補強筋は、梁の塑性ヒンジ位置を柱面から離す為の補強筋で、梁の接合部位置に上下それぞれ4本ずつ配した、D10の端部を90°フックにした鉄筋である。塑性ヒンジ想定位置は、梁端部補強筋のフック曲げ中心からフック半径 r の2/3倍(13mm)の位置と仮定した。密なあばら筋は塑性ヒンジ付近のコンクリート拘束を強める為の補強筋である。はね出し部主筋は、D10をコの字形に曲げた鉄筋で、梁柱接合部における扁平梁のはねだし部分に4本配筋した。はね出し部主筋のかぶり厚を確保するため、接合部のはね出し部分の成は梁成より24mm厚くなっている。

試験体HRC-2では、梁主筋と梁端部補強筋を、図3に示す機械式定着金物を用いて定着した。機械式定着金物については、定着金物付き鉄筋の引張試験により、定着金物から鉄筋が抜けずに鉄筋が破断することを確認した⁹⁾。接合部のはね出し部分から梁の塑性ヒンジ想定位置にかけて、はね出し部補強筋を配した。はね出し部補強筋とはD13を四角形に曲げた鉄筋であり、梁成の中心位置に配筋した。

図2 HRC-2 [T字形接合部材] 試験体図

表1 試験体リストおよびコンクリートの材料特性

試験体名	接合部	断面寸法 B x D [mm]		主筋		せん断補強筋		コンクリート		
		柱	梁	柱	梁	柱	梁	材齢 [日]	圧縮強度 [N/mm ²]	E _c ^{※3} [kN/mm ²]
HRC-1	十字形	200 x 200	360 x 120	16-D10 p _t =1.4%	16-D10 p _t =1.6%	D6 @50 p _w =0.95%	D6@30 ^{※1} D6@50 ^{※2}	34	60.6	33.0
HRC-2	ト字形	200 x 200	360 x 120	16-D10 p _t =1.4%	16-D10 p _t =1.6%	D6 @50 p _w =0.95%	D6@30 ^{※1} D6@50 ^{※2}	37	61.8	33.0

※1: 柱側梁端部 p_w=1.2%, ※2: 左右側(梁スパン中央部) p_w=0.70%, ※3: 1/3割線弾性係数(材齢28日)
p_t: 引張鉄筋比¹⁰⁾, p_w: せん断補強筋比¹⁰⁾

表2 異形鉄筋の材料特性

	D6	D10	D13
公称断面積 [mm ²]	31.67	71.33	126.7
降伏強度 [N/mm ²]	419 *	466	366
引張強度 [N/mm ²]	600	656	515
ヤング率 [kN/mm ²]	201	202	196

*: 0.2% オフセット法

図3 機械式定着金物

図4 加力システム概念図 (HRC-1)

図5 加力システム概念図 (HRC-2)

試験体 HRC-2の主筋には、図2に示す位置に歪ゲージを貼付した。歪ゲージの位置は塑性ヒンジ想定位置から20mm離れた位置で、四隅の梁主筋4本に表裏1枚ずつ計8枚貼付した。

試験体 HRC-1の柱主筋量と梁端部補強筋量は、梁の塑性ヒンジ想定位置で降伏すると仮定したときの、梁端部および柱端部の曲げモーメントをそれぞれの設計用曲げモーメントとし、設計用曲げモーメントに対する断面の曲げ強度の比で1.3倍以上になるようにした。梁と柱の曲げ強度の算定には、日本建築学会の鉄筋コンクリート構造計算規準¹⁰⁾(以下、RC規準)の梁の降伏曲げモーメントの略算式を用いた。また、柱主筋については、接合部における柱主筋の付着に関して、RC規準¹⁰⁾の17条21式を満足するように設計した。このとき、17条21式で用いる主筋の応力については、柱端部断面において、コンクリートと鉄筋を線形弾性体(コンクリートは引張応力を負担しない)とし、設計用曲げモーメントと、作用軸力が零の条件を用い、平面保持を仮定して算出した引張鉄筋の応力とした⁸⁾。

試験体 HRC-2の柱と梁の主筋本数および梁端部補強筋の本数は、試験体 HRC-1と同じにした。

2.2 载荷システムおよび加力計画

図4と図5に示すように、柱をピン・ローラーで支持し、梁を油圧ジャッキで加力した。加力部分では、厚さ22mmの鋼板で梁を挟んだ。図4、5のX軸回りの回転は、梁の両側の変位拘束装置で拘束されている。片側の梁への加力に油圧ジャッキを2本使い、加力位置で梁が振れない様な载荷を可能にした。ト字形の試験体では、

図6 加力計画

ローラー支承側の柱に油圧ジャッキを取り付け、梁への荷重の反力を受けるようにした。図5に示すように、加力点と支持点は同一平面上になく、Z軸回りの偶力が発生するため、柱の両側に取り付けた引張反力装置で反力を受けるようにした。引張反力装置は、試験体に固定したPC鋼棒に引張力のみ作用するようにした装置である。十字形の試験体でも、4本の油圧ジャッキの力のバランスによってはZ軸回りの偶力が発生するので、柱の両側に引張反力装置を取り付けた。変形測定については、梁の加力位置の変位を変位計で測定した。

図6に示すように、加力計画は正負交番変位漸増繰り返し加力で、層間変形角で正負方向に0.01rad, 0.02rad, 0.03rad, 0.04radの変形をそれぞれ1回ずつ与え、最後に正方向へ0.08radまで変形させて除荷した。

3. 実験結果および考察

3.1 復元力特性

図7に試験体 HRC-1と HRC-2の層間変形角 R と梁せん断力 Q_B の関係を示す。層間変形角は、梁の加力位置での変位を接合部の中心から梁の加力点までの距離で除した値である。試験体 HRC-1の梁せん断力と加力位置の変位は、2つの梁の平均値とした。図7には、2つの曲げ強度算定値を併せて示した。2つの算定値は、それぞれ、RC 規準¹⁰⁾にある降伏曲げモーメントの略算式と累加強度^{11) 12)}を用いて算出した値である。RC 規準¹⁰⁾の略算式による降伏曲げモーメント M_y は、2段配筋の梁なので1段目と2段目の計算値を足し合わせ、次式で算出した。

$$M_y = 0.9 \cdot \sigma_y \cdot (a_1 \cdot d_1 + a_2 \cdot d_2) \quad (1)$$

ここで、 a_i と d の右下添え数字は、それぞれ、1段目および2段目の引張側鉄筋断面積と有効高を表している。 σ_y は引張鉄筋の降伏強度である。累加強度の算定では、鉄筋とコンクリートの材料特性を剛塑性とし、ベクトル和が最大になるように、それぞれの強度曲線を足し合わせた。材料の降伏強度には、表1のコンクリート圧縮強度の0.85倍と表2の鉄筋の降伏強度を用いた。

図7より、2体とも大変形時の耐力低下はほとんどなく、履歴ループも良好と言える。試験装置の都合で梁のせん断スパンを長くしたため、降伏時の変形は大きくなっている。縦穴貫通孔から伸びるひび割れは多少見られたが、大きく広がることはなく、 R - Q_B 関係には縦穴貫通孔の影響は見られなかった。梁の変形は、2体とも塑性ヒンジ想定位置付近に集中した。

2体の試験体ともに、RC 規準の略算式による曲げ強度算定値で

降伏強度を、累加強度による曲げ強度算定値で終局強度を評価できている。試験体 HRC-2の R - Q_B 関係は、試験体 HRC-1に比べて、全体的に剛性がやや高くなっている。これは、梁が片側しかなく、柱と接合部に作用するせん断力が約半分となったためと考えられる。

3.2 ひび割れの様子と梁主筋の歪

図8に、試験体 HRC-2の梁主筋の歪と計測ステップの関係を示す。横軸は計測ステップで、横軸の番号は図6の加力計画の番号と対応している。縦軸の歪は引張を正としている。降伏歪は、表2の降伏強度をヤング係数で除したものである。図9、図10に、それぞれ、試験体 HRC-1と HRC-2の層間変形角0.02radのときのひび割れ図、試験体 HRC-2の載荷後の写真、を示す。

試験体 HRC-1では、曲げひび割れが、最初に扁平梁の塑性ヒンジ想定位置付近、次に柱面付近で確認された。その後、層間変形角0.01radに至るまでに、接合部の柱側の側面にせん断ひび割れが生じた。層間変形角0.02radの変形時には、接合部のはね出し部表面に捩れによるひび割れ、柱の曲げひび割れや曲げせん断ひび割れが確認された。層間変形角0.07rad付近で、接合部のはね出し側の側面にせん断ひび割れが生じ、僅かな耐力低下が見られたが、その後、層間変形角0.08radまでそれ以上の耐力低下は無かった。大変形時には、梁の塑性ヒンジ想定位置から柱面の間で梁のコンクリートの圧壊が顕著だった。

試験体 HRC-2のひび割れの様子は試験体 HRC-1と似ていたが、接合部のはね出し部の側面において、試験体 HRC-1よりもひび割れが目立った。また、試験体 HRC-1で見られたような、接合部のはね出し部の側面のせん断ひび割れは生じなかった。層間変形角

図7 梁せん断力-層間変形角関係

図8 梁主筋の歪と計測ステップの関係

図9 ひび割れ図(層間変形角0.02rad)

図10 載荷終了後の写真(HRC-2)

0.01radに至るまでに、接合部はね出し部側面の定着金物の位置にひび割れが生じ、定着金物の影響が見られた(図9参照)。図8に示すように、梁主筋の引張歪が柱側よりもはね出し側のほうが若干小さかったのは、定着金物位置で生じたひび割れのところで多少の回転があったためと思われる。しかし、梁主筋の歪は、柱側とはね出し側ではほぼ同じ挙動だったと言え、復元力特性には、接合部のはね出し部の側面に生じたひび割れの影響はほとんど見られなかった。

3.3 補強筋の改良案

図11(a)に示すように、耐力低下はほとんどなかったものの、試験体 HRC-1では接合部のはね出し部側面に、層間変形角0.07rad付近でせん断ひび割れが生じた。接合部のはね出し部では捩れが作用している。図11(b)に示すように、はね出し部の断面を3つに分けて考えると、せん断ひび割れは断面bの部分に生じており、はね出し部主筋のある断面aとa'がそれぞれ左右逆向きのせん断力を負担することで捩れに抵抗できる。また、はね出し部側面付近では、はね出し部主筋のコの字形の梁成方向部分がせん断ひび割れの拡大を防いだと考えられる。これらが、接合部に生じたせん断ひび割れによる耐力低下がほとんどなかった理由と思われる。図11(c)に示すように、接合部のはね出し部に、梁成方向の鉄筋やせん断補強筋を配することは、捩れに対する補強やせん断ひび割れ防止に有効と考えられる。

試験体 HRC-2では、梁主筋と梁端部補強筋を機械式定着金物で定着したが、図12(a)(b)に示すように、接合部はね出し部の定着位置でひび割れて回転し、定着金物より奥の部分が取り残される形となった。梁端部補強筋を、図12(c)に示すように、はね出し部を囲うような形の配筋が有効と思われる。

(a) 載荷後の写真

(b) はね出し部断面

(c) 補強筋の改良案

図11 補強筋の改良案 (HRC-1)

(a) 載荷後の写真

(b) 梁主筋定着位置

(c) 補強筋の改良案

図12 補強筋の改良案 (HRC-2)

4. 扁平梁・柱接合部材の剛性評価

4.1 剛性評価方法の概要

図13に示す扁平梁・柱接合部材を、図14に示す線材モデルに置き換えて、剛性を評価する方法について述べる。

接合部では、図13のように、柱と取り合う部分Aと、はね出ししている部分Bに分けられる。柱からの力は部分Aに作用し、梁からの力には、部分Aに直接作用する力と部分Bを介して部分Aに作用する力がある。結局、梁と柱からの力は、部分Aに作用するので、図14のモデルの接合部パネルは部分Aのみ考慮すれば良いと考えられる。接合部パネルの奥行きを柱幅 B_C とする。接合部パネルではコンクリート部分のせん断変形のみを考慮する。接合部パネルのせん断力-せん断変形関係は、せん断ひび割れの発生などにより非線形となる。しかし、梁や柱の曲げひび割れ後では、梁柱接合部材の変形は梁や柱の変形が支配的になると考えられる。接合部パネルでの力-変形関係の非線形性の考慮の有無が、梁柱接合部材の剛性評価の精度に与える影響は比較的小さいと判断し、剛性評価方法を簡易にするために、接合部パネルは弾性を仮定した。

試験体 HRC-2の歪のデータや、以前行った研究⁸⁾での歪のデータより、扁平梁における梁幅方向の鉄筋の応力のバラツキは少ないので、扁平梁を全幅有効な梁として線材に置き換えた。

梁柱接合部材の層間変形は、梁と柱と接合部パネルの変形の和となる。梁と柱を片持ち梁としたときの荷重-変位関係の剛性をそれぞれ K_B と K_C とすると、梁柱接合部材の層間変形角 R と梁せん断力 Q_B の関係は次式となる。

$$\frac{R}{Q_B} = \frac{1}{L_B \cdot K_B} + \frac{L_B}{k_T \cdot L_C^2 \cdot K_C} + \frac{k_F(2L_B - D_B \cdot L_B / L_C - D_C)^2}{2 \cdot k_T \cdot G_c \cdot D_c \cdot B_c \cdot D_B \cdot L_B} \quad (2)$$

接合部パネルの形状係数 k_F は1.0とする。ポアソン比 ν を0.2とし、表1のコンクリートのヤング係数 E_C を用い、コンクリートのせん

図13 扁平梁・柱接合部材図

図14 線材と接合部パネルの接合部材モデル

表3 既往の研究⁸⁾における試験体の諸元およびコンクリートの力学特性

試験体名	形状	断面寸法 b x D[mm]		主筋		せん断補強筋		梁端部 補強筋	はね出し部 主筋 (偏心タイプのみ)	コンクリート		
		柱	梁	柱	梁	柱	梁			材齢 [日]	圧縮強度 [N/mm ²]	E _c ^{※3} [kN/mm ²]
RC-1	標準 タイプ	240	500	10-D13	16-D10	D6@50	D6@50(p _w =0.51%) ^{※1}	8-D10		29	34.8	24.9
RC-4		240	160	p _t =1.1%	p _t =0.82%	p _w =0.79%	D6@100, p _w =0.25% ^{※2}	無し		34	37.8	24.9
RC-5	偏心 タイプ	240	500	10-D13	12-D10	D6@50	D6@50(p _w =0.51%) ^{※1}	6-D10	5-D13	33	37.7	26.5
RC-7		240	160	p _t =1.1%	p _t =0.61%	p _w =0.79%	D6@100, p _w =0.25% ^{※2}	無し	無し	37	38.4	26.5

※1: 柱側梁端部、※2: 左右側 (梁スパン中央部)、※3: 1/3割線弾性係数、p_t: 引張鉄筋比¹⁰⁾、p_w: せん断補強筋比¹⁰⁾表4 既往の研究⁸⁾における試験体の鉄筋の材料特性

	D6	D10	D13
公称断面積 [mm ²]	31.67	71.33	126.7
降伏強度 [N/mm ²]	497 *	356	363
引張強度 [N/mm ²]	675	509	515
ヤング率 [kN/mm ²]	198	194	192

*: 0.2% オフセット法

図15 扁平梁と柱の接合位置

図16 初期剛性の計算結果と実験結果の比較

断弾性係数 G_c を $G_c = E_c / 2(1 + \nu)$ の関係より算出した。 k_T は、十字形接合部材では $k_T = 1$ 、ト字形接合部材では $k_T = 2$ である。

梁と柱の力-変形関係を、それぞれ、ひび割れ点と降伏点を持つ3折線とする。梁柱接合部材のせん断力-層間変形角関係は、梁と柱の曲げひび割れ点、および、梁の降伏点、の3つの折点を持つ4折線となる。

4.2 初期剛性

初期曲げ剛性では鉄筋を考慮した。矩形のRC断面の寸法を $B \times D$ 、鉄筋1本の断面積を a 、断面の対称軸から各鉄筋までの距離を h_i 、コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比を n とし、等価断面二次モーメント I_e を次式で算出した。ただし、 $I_o = BD^3/12$ である。

$$I_e = I_o + n \cdot \sum_i a_i \cdot h_i^2 \quad (3)$$

梁や柱の初期剛性の算出において、全変形をせん断変形と曲げ変形の和と考えると、片持ち梁の荷重 Q と変位 δ の関係は次式となる。

$$\delta = \left(\frac{L_m^3}{3E_c I_e} + \frac{k_m \cdot L_m}{B \cdot D \cdot G_c} \right) Q \quad (4)$$

L_m は部材長さ (図14の L_{mB} または L_{mC}) で、形状係数 k_m は1.2とした。式(4)より梁と柱の初期剛性 K_{BI} と K_{CI} が得られ、式(2)の K_B と K_C にそれぞれ代入する。

柱と梁の曲げひび割れモーメント M_c (N・mm) の算出には、RC規準¹⁰⁾にある次式を用いた。

$$M_c = 0.56 \cdot \sqrt{\sigma_B} \cdot Z_e + ND/6 \quad (5)$$

σ_B にはコンクリートシリンダー圧縮強度を用いた。 N は軸力、 D は部材成、 Z_e は鉄筋を考慮した断面係数で、 $Z_e = 2I_e/D$ とした。

剛性評価方法の検証には、試験体 HRC-1 と HRC-2 に加え、文献8)の試験体 RC-1, RC-4, RC-5, RC-7 も用いる。試験体 RC-1, RC-4,

RC-5, RC-7 は全て十字形接合部材で、これらの諸元を表3に、鉄筋の材料特性を表4に示す。図15に示すように、標準タイプは梁芯と柱芯を合わせた形状で、偏心タイプは梁芯と柱芯をずらした形状である。加力方法は図14の方法で、 $L_B = 800\text{mm}$ 、 $L_C = 400\text{mm}$ である。

図16に梁柱接合部材の初期剛性の計算値と実験値の比較を示す。縦軸と横軸は、梁せん断力 Q_B と層間変形角 R の実験値を、 $R \cdot Q_B$ 関係の計算値の第1折点 (梁または柱の曲げひび割れ点) の梁せん断力 Q_{BI} と層間変形角 R_I でそれぞれ無次元化したものである。扁平梁の初期剛性の算出では、梁端部補強筋を無視している。

図16に示すように、初期剛性の計算値は、第1折点 (図16の座標 (1, 1) の点) では実験結果よりも大きめの値となっているものの、十分な精度で初期剛性を評価できていると言える。

4.3 降伏時剛性

降伏曲げモーメントの算出には、柱と梁ともに、RC規準¹⁰⁾の梁の降伏曲げモーメントの略算式を用いた。2段配筋の場合は、式(1)のように、1段目と2段目の計算値を足し合わせた。

$$\alpha_y = (0.043 + 1.64np_t + 0.043a/D + 0.33\eta_o) \cdot (d/D)^2 \quad (6)$$

ただし、 $a/D = 2 \sim 5$ 、 $p_t = 0.4 \sim 2.8\%$ 、 $\eta_o = 0 \sim 0.55$

$$\alpha_y = (-0.0836 + 0.159a/D + 0.169\eta_o) \cdot (d/D)^2 \quad (7)$$

ただし、 $a/D = 1 \sim 2$ 、 $p_t = 0.34 \sim 1.28\%$ 、 $\eta_o = -0.111 \sim 0.38$

α_y は降伏時剛性低下率、 n は式(3)と同様でヤング係数比、 p_t は全断面積に対する引張鉄筋断面積の比、 a はせん断スパン、 D は部材成、 d は部材の有効成、 η_o は軸力比、である。文献13)にあるように、 α_y は初期剛性に対する降伏時剛性の比で、初期剛性には式(4)のように鉄筋やせん断変形の影響を考慮すべきだが、文献13)の資料では両者の影響が相殺され、初期剛性にコンクリート部分の初期曲げ剛性を用いても大差がないとしている。通常、 α_y はコンクリート部分の初期曲げ剛性の乗数として用いられるので、降伏時剛性

K_y は次式となる。

$$K_y = \alpha_y \cdot (3E_c \cdot I_c / L_m^3) \quad (8)$$

初期剛性、降伏時剛性、曲げひび割れモーメント、降伏曲げモーメントより式(2)の K_B と K_C が得られる。

図17に梁端部補強筋の無い試験体 RC-4 と RC-7 の実験結果と計算結果を示す。実線が実験結果、破線が計算結果である。降伏時剛性算出では、 a/D に応じ、梁には式(6)、柱には式(7)を用いた。これら2体は梁と柱の接合位置が異なるが、いずれの計算値も実験結果を精度良く評価できている。梁幅が柱幅の2倍程度であれば、標準タイプと偏心タイプのいずれも同じ方法で剛性を評価できると言える。

図18に梁端部補強筋を有する試験体 RC-1 と RC-5 の実験結果と計算結果を示す。実線が実験結果、破線が計算結果である。これら2体は塑性ヒンジ位置が柱面から離れた試験体だが、簡便な剛性評価方法を検討するために、 α_y を算出するときには、梁端部補強筋を無視し、せん断スパンを加力点から柱面までの距離とした。図18より、計算値は実験結果を十分な精度で評価できている。梁端部補強筋を考慮した等価断面二次モーメントは、梁端部補強筋の無い場合よりも10～15%増加する程度で、その影響はあまり大きくない。また、梁の降伏時には柱面付近にも曲げひび割れが生じていた。塑性ヒンジ位置が柱面から離れているので、柱面で降伏する部材とは材軸方向の曲げ変形の分布は異なるが、一般に RC 部材の降伏時剛性にはバラツキがある。これらを考慮すると、梁端部補強筋を配して塑性ヒンジ位置を柱面から少し離れた場合でも、せん断スパンを柱面までの距離とすることは簡便且つ十分な精度で評価し得る方法と言える。

4.4 2段配筋の部材の降伏時剛性

文献13)14) の降伏時剛性低下率の評価式は1段配筋の部材を対象にしたものと思われる。同じ配筋量でも1段配筋と2段配筋では

降伏時剛性が異なると考えられる。ここでは、式(6)(7)における d と p_t に、等価有効成 d_e と等価引張鉄筋比 p_{te} を算出して代入する方法について述べる。

式(6)(7)の d を降伏曲げ強度に係るパラメータと考えて、図19の2段配筋の断面の d_e を算出する。図19の左図の2段配筋の断面の降伏曲げモーメント $0.9(\sum a_{ti} \sigma_{yi} d_i)$, ($i=1,2$)が、右図の等価断面モデルの降伏曲げモーメント $0.9(\sum a_{ti} \sigma_{yi}) d_e$, ($i=1,2$)に等しいとすると、

$$d_e = \frac{\sum (a_{ti} \sigma_{yi} d_i)}{\sum (a_{ti} \sigma_{yi})} \quad (i=1,2) \quad (9)$$

となる。本実験の試験体のように、降伏強度の等しい鉄筋を用いた場合、式(9)は引張鉄筋の全断面の図心までの距離と一致する。通常、2段配筋に強度の大きく異なる鉄筋を用いることはないので、 d_e は引張鉄筋の全断面の図心までの距離としても良いと思われる。

式(6)(7)の p_t を曲げ剛性に係るパラメータと考え、図20の上下対称な2段配筋の断面の p_{te} を算出する。図20の左図の断面と右図の等価断面モデルの断面二次モーメントを式(3)で計算すると、それぞれ、 $BD^3/12 + 2n \sum (h_i^2 a_{ti})$, ($i=1,2$)と、 $BD^3/12 + 2n(0.4D)^2 BD p_{te}$ になり、これらが等しいと仮定すると次式を得る。

$$p_{te} = \frac{\sum h_i^2 a_{ti}}{0.16 BD^3} \quad (i=1,2) \quad (10)$$

図21に試験体 HRC-1, HRC-2 の実験結果と計算結果を示す。実線が実験結果、破線が d_e と p_{te} を用いた計算結果である。梁の降伏時剛性算出では、梁のせん断スパン比が $a/D=5.8$ で、式(6)の $a/D=2 \sim 5$ の範囲外だが、大きく逸脱しているわけでないで式(6)を用いて算出した。十字形とト字形の接合部材のいずれにおいても、計算

図19 等価断面モデルを用いた等価有効成

図20 等価断面モデルを用いた等価引張鉄筋比

図17 梁せん断力-層間変形角関係 (梁端部補強筋の無い試験体)

図18 梁せん断力-層間変形角関係 (梁端部補強筋を有する試験体)

図21 梁せん断力-層間変形角関係 (2段配筋の試験体)

結果は実験結果を良く評価できている。 d_e と p_{te} を用いたときの梁の α_y は、 d_e と p_t を用いたときの α_y より15%小さく、等価引張鉄筋比 p_{te} を用いることは、それなりの効果があると言える。

降状時剛性に与える影響の他の要因としては、鉄筋の高強度化で降状歪が大きくなることが考えられる。また、選択できるコンクリートと鉄筋の強度の範囲が広がるので、コンクリート強度と鉄筋の強度や配筋量のバランスによって、断面の中立軸位置がかなり変動することも考えられる。試験体 HRC-1と HRC-2に用いたコンクリートの圧縮強度は約60N/mm²、鉄筋の降状強度は466N/mm²とそれほど高くないので、式(6)(7)で評価できたと思われる。コンクリートと鉄筋の高強度化が降状時剛性に与える影響については今後の課題である。

5. 結

高強度材料を用いた RC 扁平梁・柱接合部材の繰り返し加力実験より、復元力特性や損傷などについて考察し、剛性評価を行い、以下の結論を得た。ただし、剛性評価については、以前行った普通強度材料を用いた RC 扁平梁・柱接合部材の実験の結果⁸⁾も含めて検討した。

- (1) 高強度材料を用いた十字形およびト字形接合部材ともに、曲げ降伏型の復元力特性を示し、梁の曲げ計算強度を発揮した。
- (2) 扁平梁・柱接合部材の剛性を線材と接合部パネルに置き換えて評価する場合、梁幅が柱幅の2倍程度であれば、接合部パネルは柱と梁に囲まれた部分のみを考慮し、扁平梁を全幅が有効として線材に置き換えることで、初期剛性や降状時剛性を精度良く評価できる。
- (3) 部材の降状時剛性の評価において、2段配筋の影響を考慮するために、等価有効成と等価引張鉄筋比を用いる方法を示した。
- (4) 接合部のはね出し部には、ひび割れ軽減のために、捩れに抵抗する補強筋を追加する、ト字形接合部では梁端部補強筋をはね出し部を囲うように配する、などの改良の余地がある。
- (5) 接合部付近に設けた貫通孔は、大きな影響を及ぼさなかった。

参考文献

- 1) 狩野芳一、吉崎征二：フラットプレート構造の柱－スラブ接合部に関す

- る研究－その4 終局剪断強度算定法とその検証実験－，日本建築学会論文報告集，第309号，pp.29-40，1981.11
- 2) 松崎育弘、福山 洋、別所佐登志、畠本 斉：幅広梁・柱部分架構の復元力特性に関する実験研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol. 10，No. 3，pp.501-506，1988
- 3) 木野本圭児、伊藤光康、大井貴之、佐藤則勝：幅広梁・柱部分架構の水平加力性状に関する実験研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol. 12，No. 2，pp.697-700，1990
- 4) 高田香織、津田和明、江戸宏彰：フラットプレート構造の高層建物への適用に関する研究 その1 その2，日本建築学会大会学術講演梗概集（関東），構造Ⅳ，pp.419-422，1997.9
- 5) 高田香織、津田和明、佐野剛志、江戸宏彰：フラットプレート構造の高層建物への適用に関する研究 その3 その4，日本建築学会大会学術講演梗概集（九州），構造Ⅳ，pp.685-688，1998.9
- 6) 鈴木紀雄、井上貴之、永井 覚、丸田 誠：鉄筋コンクリート造柱－フラットスラブ接合部のせん断補強効果に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol. 21，No. 3，pp.547-552，1999
- 7) 鈴木紀雄、井上貴之、加藤友康：鉄筋コンクリート造柱－フラットスラブ接合部のせん断補強法に関する研究（その1）（その2），日本建築学会大会学術講演梗概集（東北），構造Ⅳ，pp.789-792，2000.9
- 8) 西村康志郎、瀧口克己、堀田久人、増井 靖、常木康弘、小板橋裕一、中西則夫：鉄筋コンクリート扁平梁構法の開発研究，日本建築学会構造系論文集，第616号，pp.179-186，2007.6
- 9) 小嶋一輝、瀧口克己、堀田久人、西村康志郎、小板橋裕一：異形鉄筋に圧着させた機械式定着金物の性能，日本建築学会大会学術講演梗概集（九州），構造Ⅳ，pp.439-440，2007.8
- 10) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説－許容応力度設計法－，1999
- 11) 瀧口克己：非線形構造力学－構造物の多軸挙動と塑性論－，数理工学社，pp.217-234，2002
- 12) 鈴木敏郎、瀧口克己、岡本哲美、加藤征宏：SRC 部材の復元力特性に対するフープ筋の効果に関する実験，日本建築学会構造系論文報告集，第348号，pp.61-74，1985.2
- 13) 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
- 14) 菅野俊介、東端泰夫、山口育雄：鉄筋コンクリート短柱の崩壊防止に関する総合的研究（その18：初ひびわれ時及び降状時の剛性），日本建築学会大会学術講演梗概集（北陸），構造系，pp.1323-1324，1974.10

（2007年11月9日原稿受理，2008年1月30日採用決定）