

論文 新しい配筋方法による RC 造柱梁接合部のせん断耐力に関する実験的研究

近藤 龍哉*1・佐藤 学*2・鈴木 公平*3・広沢 雅也*4

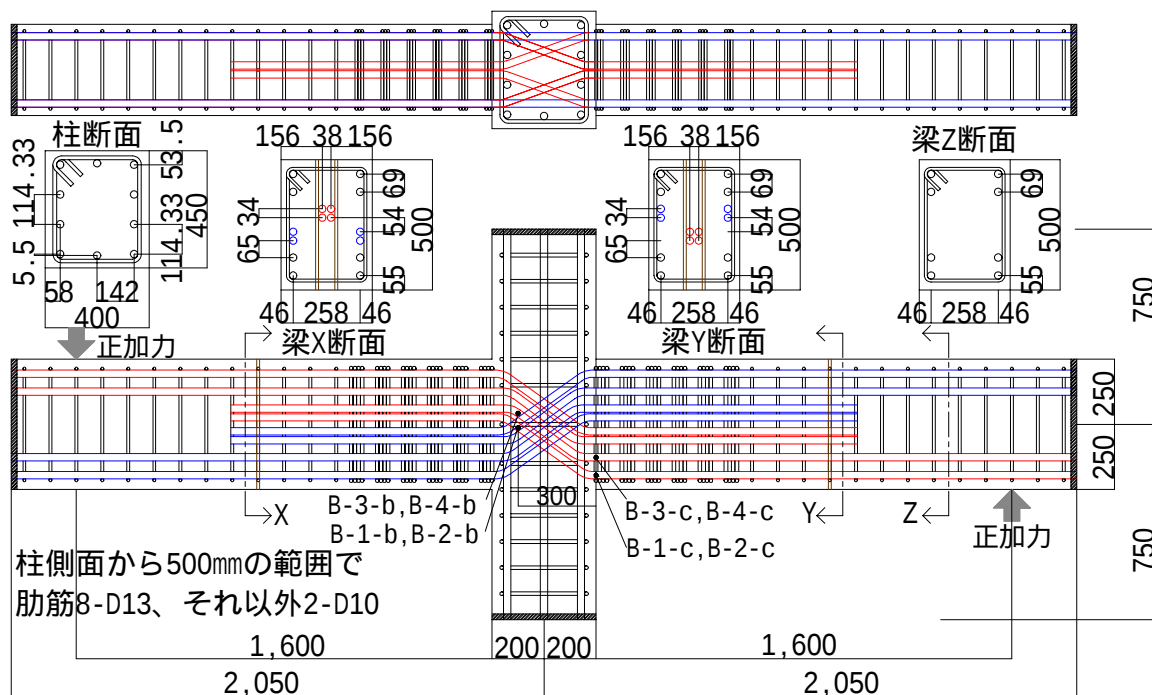
要旨：柱梁接合部のせん断耐力を向上させる目的で，接合部周辺から接合部を包含するように圧縮力が加わる新しい配筋方法を提案した。新しい配筋方法は，左右梁の上端・下端主筋を接合部内で折り曲げ，互いにX型に交差させ，他方の梁内で定着長(40D)を残して切断する。さらに接合部内でアンボンドとした。これにより，曲げモーメントを受け引張られた主筋は，他方の梁端部の引張側に圧縮力(接合部に対して)を発生させ，接合部のせん断強度を上昇させることに有効と考えた。検証実験の結果，接合部せん断強度は設計値の1.36倍以上上昇し，安定した梁曲げ降伏先行型に移行することを確認した。

キーワード：柱梁接合部せん断強度，X型配筋，不連続配筋，アンボンド

1. はじめに

柱梁接合部のせん断耐力を向上させる新しい配筋方法を提案し，その効果を検証した実験結果について報告する。

柱梁接合部のせん断強度は平均せん断応力で，概ね $0.2F_c \cdot b_c \cdot D_c$ 程度である。ここで，接合部の耐力メカニズムは圧縮ストラットの形成によるものとする，圧縮ストラットに生じる応力



図—1 新配筋型試験体配筋図

*1 工学院大学助教授 工学部建築学科 工修 (正会員)

*2 小田急建設(株) 営業本部設計部 工修 (正会員)

*3 工学院大学 大学院建築学専攻 (正会員)

*4 工学院大学大学教授 工学部建築学科 工博 (正会員)

度は $0.2F_c \cdot b_c \cdot D_c$ 程度で、接合部の斜め方向の断面積とコンクリートの圧縮強度との積に比べると極めて小さい圧縮力で破壊に至っている。

接合部中央付近でせん断応力度のみが作用している要素を考えると、主応力度はストラット方向に圧縮応力度が発生し、これと直交方向に引張応力度が発生する。この引張応力度の発生が接合部の強度に悪く影響すると考えた。

新しい配筋方法による接合部はせん断応力度に加えて圧縮応力度が生じ、主応力度の一方の引張り応力度を低減する効果により接合部の強度上昇をねらった。

2. 実験

2.1 試験体の設計

試験体は新しい配筋方法によるもの(新配筋型)と在来の配筋方法によるもの(在来型)を各1体作成し、耐震性能の比較をした。新配筋型の配筋詳細を図—1に示す。なお、在来型は、形状は新配筋型と同じで、柱断面形状も同じ、梁断面形状は新配筋型のZ断面と同じとした。試験体諸元を表-1に示す。

新配筋型の特徴を列記する。

- ・梁主筋は接合部内でX型に折れ曲がる。
- ・梁主筋の接合部内で折れ曲がった部分は非付着状態にする(樹脂パイプで主筋を被覆した)。
- ・梁主筋を折り曲げ、反対側の梁内で端から40Dの長さで切断した(通し配筋で無い)。

なお、コンクリートの圧縮強度は圧縮試験の結果、新配筋型 ($\sigma_B=25.9\text{N/mm}^2$)、また在来型 ($\sigma_B=30.7\text{N/mm}^2$) であった。表—1で鉄筋の降伏強度は材料試験の結果を示した。

2.2 加力計画

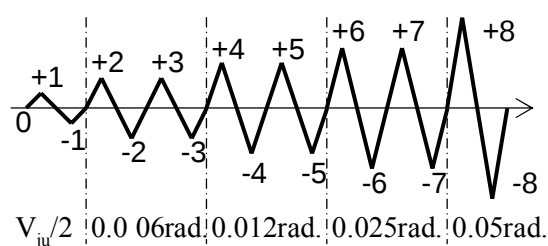
試験体(図—1)の柱上下端にスイベル(柱端から250mmがピン位置:階高2000mm)を付け、試験体を支持した。梁先端(図-1中の太矢印)にジャッキ(加力計、両端にスイベル付き)で正負交互に加力した。なお、柱軸力は柱上下のスイベル間で加えた。

加力計画を図—2に示す。接合部設計強度の

1/2 で1サイクル加力後、変位制御で各2サイクルずつ加力した。図中の番号は加力番号で(+)は正加力、(-)は負加力をあらわす。

表 - 1 試験体諸元

階高 H(mm)	2000
スパン L(mm)	3600
柱せい D _c (mm)	400
柱幅 b _c (mm)	450
柱 d _t (mm)	58
柱引張鉄筋	4-D25 ($\sigma_y=399\text{N/mm}^2$)
a _t (mm ²)	2028
p _t (%)	1.13
帯筋	D10-100 間
a _w (mm ²)	143
X(mm)	100
p _w (%)	0.32
柱軸力	$\sigma_o=5.9\text{N/mm}^2$
梁せい D _b (mm)	500
梁有効せい d _b (mm)	410.5
梁幅 b _b (mm)	350
梁引張鉄筋	4-D25
a _t (mm ²)	2028
p _t (%)	1.41
あばら筋	D10-100 間(4本 D13) (D10: $\sigma_y=351\text{N/mm}^2$) (D13: $\sigma_y=378\text{N/mm}^2$)
a _w (mm ²)	143
X(mm)	100
p _w (%)	0.41

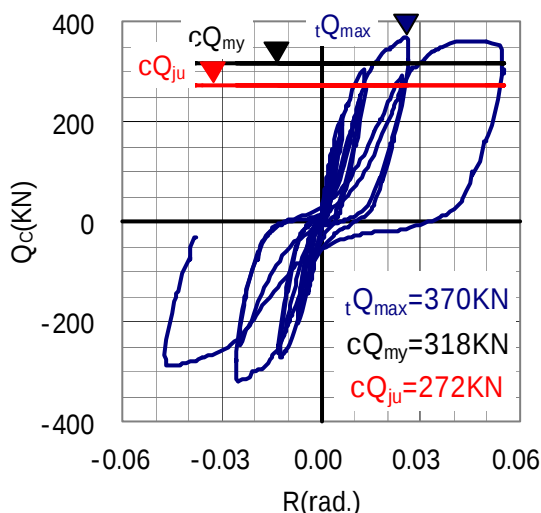


図—2 加力計画

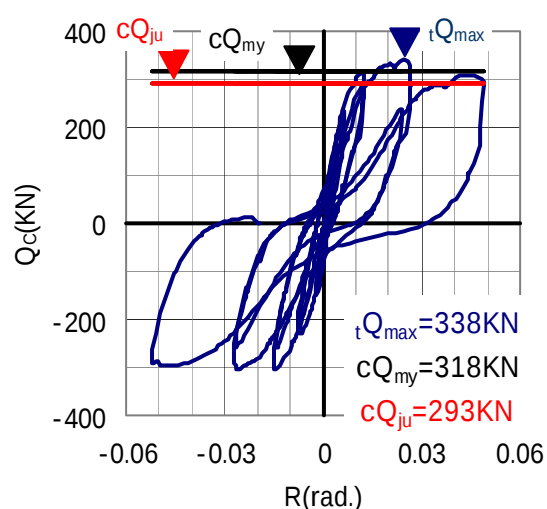
2.3 実験結果

(1) 荷重変位曲線

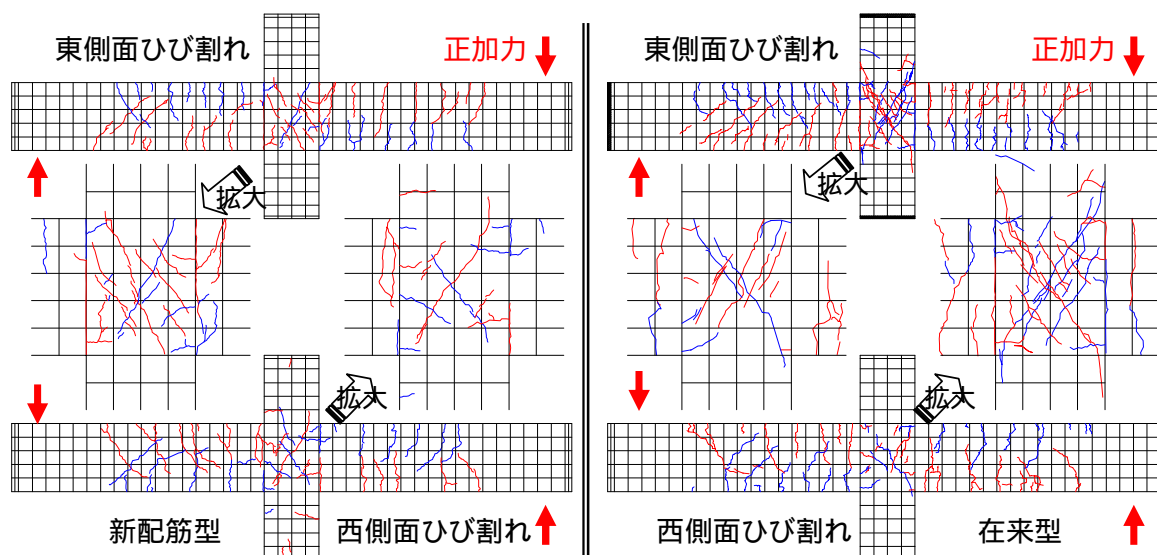
梁先端の加力点と柱端スイベルのピン位置で相対変位を測定した。また、梁先端の加力点で荷重を測定した。荷重を梁せん断力(Q_b)から換算した柱せん断力(Q_c)と、各点の相対変位から換算した層間変形角(R)の関係を図—3, 図—4に示す。



図—3 新配筋型の荷重変位履歴



図—4 在来型の荷重変位履歴



図—5 最大強度時のひび割れ状況

図—3 は新配筋型で、+6 加力時に最大強度 ($Q_c=370\text{KN}$)を示した。また、最大強度後の強度低下が極めて小さく、面積の大きな履歴曲線を描いていると考える。また、-6 加力時に負側の最大強度 ($Q_c=-304\text{KN}$)を示した。図—4 は在来型で、+6 加力時に最大強度を示しているがその大きさは新配筋型に比べて小さく ($Q_c=338\text{KN}$)にとどまっている。また、-4 加力時に負側の最大強度 ($Q_c=-290\text{KN}$)を示した。

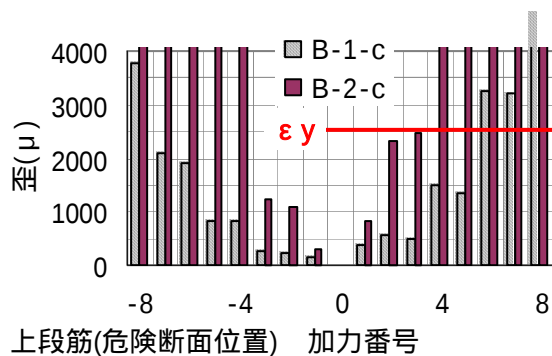
(2) ひび割れ状況

図—5 にそれぞれ最大強度を示した加力時 (+6)のひび割れを示す。接合部中央付近のひび

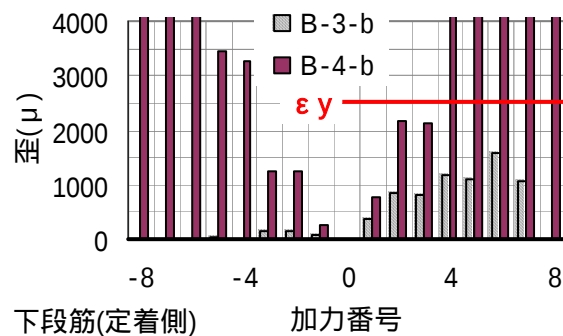
割れ幅は新配筋型で+5 加力時 0.2mm、+6 加力時 0.55mm であった。同位置付近で、在来型では+5 加力時 0.45mm、+6 加力時で剥落した。接合部のひび割れ状況は新配筋型ではひび割れ長さ、幅ともに在来型に比べて少なくなっている。

(3) 梁主筋の歪

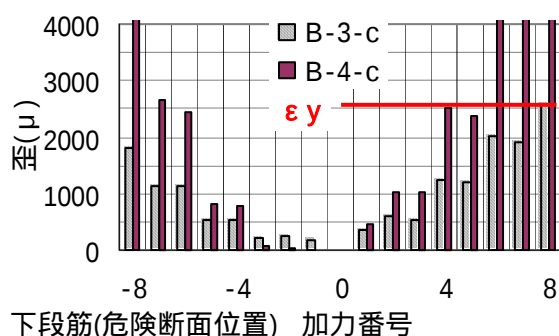
梁の梁端部で梁主筋の歪を計測した。また、新配筋型では定着側の斜め部分の歪も計測した。各加力時の歪を図—6 a~d、図—7 a,b に示す。なお、材料試験の結果、梁主筋(D25)の降伏歪は $\varepsilon_y=2450\mu$ であった。



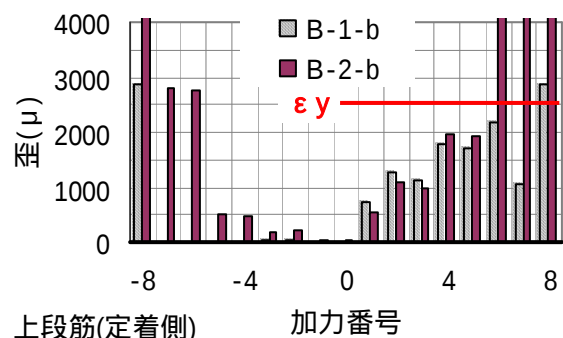
図一 6 a 新配筋型(正加力時引張側)



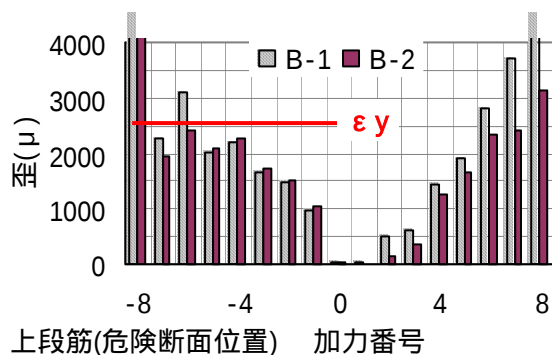
図一 6 c 新配筋型(正加力時引張側)



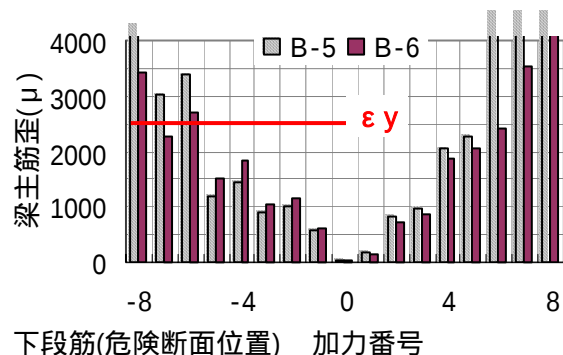
図一 6 b 新配筋型(正加力時引張側)



図一 6 d 新配筋型(正加力時引張側)



図一 7 a 在来型(負加力時引張側)



図一 7 b 在来型(負加力時引張側)

図一 6 a , b は新配筋型の正加力時引張側の主筋で、B-1-c , B-2-c(図一 1 参照)は上段筋の梁端部の歪状況である。B-3-c , B-4-c は下段筋の筋梁端部の歪状況である。B-1-c , B-2-c , B-3-c , B-4-c , は B-3-c を除き+6 加力(最大強度)時に降伏値を超えている。また、B-3-c も 2000 μ 以上で降伏値近くまで歪んでいる。

図一 6 c , d は新配筋型の正加力時引張側の定着側の歪状況である。+6 加力時に B-2-b と B-4-b は降伏値を越え、B-1-b は降伏値に近い 2200 μ

程度に歪んでいる。

以上より新配筋型が最大強度を示した+6 加力時に梁は曲げ降伏したと考えた。

図一 7 a , b は在来型の負加力時引張側の主筋で、B-1 , B-2 は上段筋梁端部のひずみ状況、B-5 , B-6 は下段筋梁端部(歪計測位置は図一 1 の B-1-c , B-2c と同じ)のひずみ状況である。-4 加力(負側最大強度)時、4 本全ての主筋の歪は降伏値以下である。

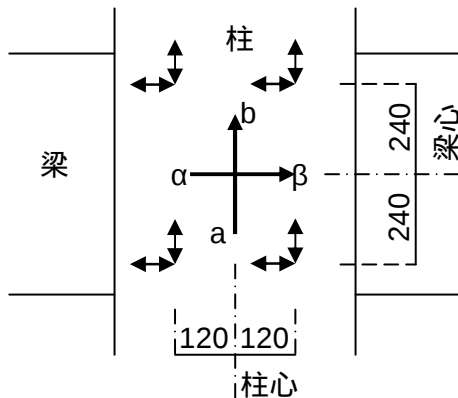
以上より-4 加力時に、梁が曲げ降伏に至る前

に接合部がせん断破壊し、負側の耐力に至ったと考える。

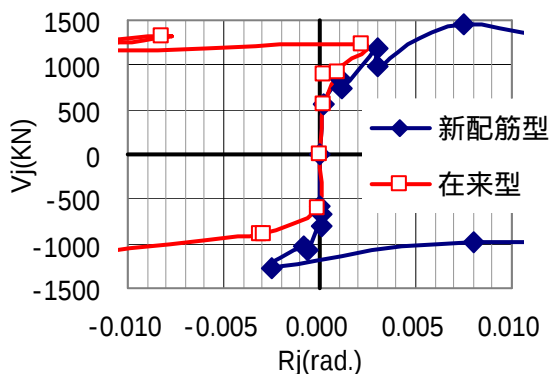
(4) 接合部せん断変形

接合部せん断変形は接合部内に標点(, , ,)を埋め込み、水平および垂直方向面内の相対変位を測定した(図－8)。接合部のせん断変形角(R_j)はベクトル $\vec{a}$ とベクトル $\vec{b}$ の平均 α 度と、ベクトル $\vec{c}$ とベクトル $\vec{d}$ の平均 β 度の交角の変化量としてもとめた。図－9 に新配筋型と在来型の接合部せん断変形角と接合部せん断力(V_j)の関係を包絡線で示した。なお、 V_j は梁の応力中心間で生じるとして Q_b より換算した(新配筋型も定着側の鉄筋の存在を無視し応力中心間距離を計算した)。

新配筋型と在来型の接合部剛性を比較すると、加力初期は殆ど同じと思われる。なお、接合部に多くのひび割れが生じた以後は、埋め込んだ標点がぐらつき、 R_j の計算値に乱れが生じた。



図－8 接合部の変位計測



図－9 接合部せん断変形角

3. 考察

3.1 強度評価について

表－2 に設計強度(文献 2,3)と実験結果の最大値を示す。 tQ_{MAX} は実験結果の最大値を柱せん断力に換算した値、 cQ_{ju} は接合部せん断強度計算値を柱せん断力に換算した値、 cQ_{My} は梁曲げ強度計算値を柱せん断力に換算した値である。なお、接合部設計強度は新配筋型も在来型と同じく計算した。また、梁曲げ強度は4本の引張鉄筋(図－1, Z 断面)に対するもので、新配筋型にある定着側鉄筋の効果は無視した。

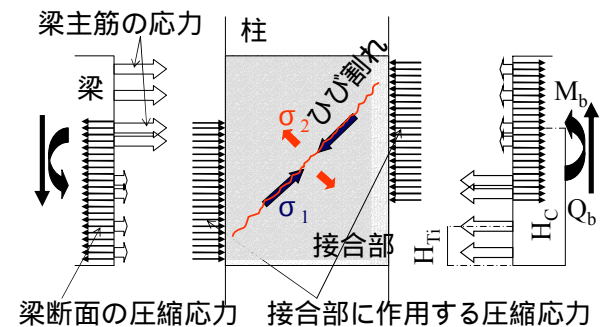
計算値に対する比で、新配筋型の最大強度は1.36 倍と極めて高強度を示している。主筋の歪状況の観察からも、最大強度時に梁は曲げ降伏したと思われる。

表－2 強度比較

	新配筋型	在来型
tQ_{MAX} (KN)	370	338
(tQ_{MAX}/cQ_{ju})	(1.36)	(1.15)
cQ_{ju} (KN)	272	293
cQ_{My} (KN)	318	318

3.2 応力メカニズムについて

図－10 に新配筋型接合部周辺の応力状態の概略(梁側に着目した)を示した。梁端部で主筋は引張り応力を受け、コンクリートは圧縮応力を負担する。そして、梁端部の圧縮応力が接合部の圧縮応力として接合部に作用する。ここで、圧縮応力の作用線は上下にずれ、せん断力と圧縮力が接合部に作用する。接合部の内部には一組の主応力度(σ_1 :圧縮、 σ_2 :引張)が生じる。な



図－10 接合部周辺の応力状態の概略

表—3 応力作用中心比較

加力	新配筋型				既存型			
	ΣT_s KN	H_T mm	j^* mm	H_C mm	ΣT_s KN	H_T mm	j^* mm	H_C mm
-5	1250	389	180	209	1382	245	161	83
-4	1243	392	188	204	1343	266	196	70
-3	700	391	202	189	771	310	256	54
-2	690	437	220	217	699	323	282	41
-1	403	455	310	145	326	397	401	-4
0								
1	390	165	342	507	326	103	378	481
2	916	177	233	409	699	177	286	463
3	896	181	195	377	771	190	254	445
4	1355	180	202	383	1343	234	202	436
5	1436	198	172	370	1382	255	179	435
6	1630	188	223	412	1616	250	177	427

お、梁主筋の歪計測結果(図－6 a～7 b)，圧縮側にある主筋にも引張歪が発生している。よって，図は圧縮側主筋も引張応力を仮定した。

図－10をもとに，最大強度を示した加力番号(+6)まで，梁端部で梁主筋の応力状態を集計した結果を表－3に示す。

梁主筋の応力度は梁端部で測定した歪(図－1，記号 B-l-c など)を，応力度—歪度関係を Bi-Linear 型履歴ループとして，残留歪を考慮した計算法で求めた。また，定着側の梁主筋は接合部内で歪(図－1，記号 B-l-b など)を測定している。よって，上記の計算法で応力度に換算した後，その水平成分を定着側の梁端部の応力度とした。

なお，材料試験の結果，降伏応力度は $\sigma_y=399\text{N/mm}^2$ ，ヤング率は $E=1.87 \times 10^5\text{N/mm}^2$ であった。これをもとに Bi-Linear 型履歴ループは歪増加時の傾き角(ヤング率 $E=1.87 \times 10^5\text{N/mm}^2$)と歪回復時の傾き角を同じとして，降伏後の応力度は一定($\sigma_y=399\text{N/mm}^2$)とした。

梁主筋に作用する応力の総和(ΣT_s)を示す。また，梁下端を基点に主筋の応力中心(H_T)を示す。 j^* は応力中心間距離で梁端部の曲げモーメントを ΣT_s で除した値である。 H_C は圧縮応力の作用中心で H_T と j^* の差として求めた。

新配筋型と在来型で圧縮応力の作用中心位置を比較する。在来型と比べて新配筋型は梁中心

に近い位置に圧縮応力の作用中心があることがわかる。

すなわち，新配筋型の接合部中心付近ではせん断応力度に加えて大きな圧縮応力度を受ける。このため，主応力度の一方の引張応力度(σ_2)の大きさが低減され，または圧縮に転じて大きな接合部耐力を発現したと考える。

4.まとめ

接合部内で梁主筋を折り曲げ，X 型に交差させて，反対側の梁内で定着長さを残して切断する。くわえて，接合部内では非付着とする新しい配筋方法による柱梁接合部のせん断耐力について検証実験を行った結果を以下に列記する。

- ・接合部耐力は在来型の設計強度に比べて 1.36 倍以上上昇した。
- ・初期の接合部せん断剛性は在来型とほぼ同じであった。
- ・接合部のひび割れなど外観の損傷は在来型に比べて軽微であった。

以上より，新配筋型による接合部は，接合部内で付着を取らなかったことによる耐震性能に与える影響(降伏変形が増大する。梁端部でコンクリートの圧壊が早期に生じる。など。)も特に無く，せん断耐力を大きく上昇させる可能性を得た。

参考文献

- 1) 近藤龍哉，黒澤亮太郎，佐藤 学，広沢雅也：RC 造偏心柱梁接合部のせん断及び捩り変形と応力に関する実験的研究，コンクリート工学，Vol.24，No.2，pp.367-372，2002.6
- 2) 鉄筋コンクリート構造物の靱性保障型耐震設計指針(案)・解説，日本建築学会，1997
- 3) 建築耐震設計における保有耐力と変形性能，日本建築学会，1990